DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER

ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

19. JAHRGANG. BERLIN, DEN 25. NOVEMBER 1922. No. 19.

Die Erz- und Kohlenverladestelle im Reiherwerder Hafen zu Stettin.

(Hierzu die Abbildungen S. 149.)

Soweit es sich um Kohlen und Erz handelt, wurde in Stettin der Massengutumschlag bis zum Jahr 1921 vorwiegend am Kaiser-Wilhelm-Kai im Freibezirk bewältigt. Die Steigerung des Verkehrs drängte schon jahrelang dazu, auch den Kaiser-Wilhelm-Kai dem Stückgutverkehr nutzbar zu machen und den Massengutumschlag zu verlegen. Die im Jahr 1916 von den Stadtkollegien genehmigte neue Massengutanlage ist das gemeinsame Werk des damaligen Stadtrates, jetzigen Direktors der Neuen Dampferkompagnie, Dr. Behm und des damaligen Stadtbauinspektors, jetzigen Wasserbaudirektors in Lübeck, Leichtweiß. Das Zustandekommen des großen Werkes wurde noch gefördert durch die außerordentlich gute Zusammenarbeit mit der Eisenbahndirektion, und hier namentlich mit den beiden hierfür maßgebenden Persönlichkeiten, den Herren Oberbaurat Struck und Regierungsrat Dr. Simon. Die gesamte Entwurfsbearbeitung einschließlich der Gleisanlagen lag in den Händen des Herrn Leichtweiß, und noch bis zu dessen Berufung nach Lübeck die teilweise Ausführung.

Wenn sich auch vorliegende Abhandlung vorwiegend mit den unter Verwendung von Beton und Eisenbeton ausgeführten Fundamenten und Ufermauern der Anlage befassen soll, so ist es doch für das allgemeine Verständnis notwendig, eine Übersicht über die ganze Anlage zu geben:

Die Lage (vgl. den Lageplan Abb. 1): Die Lage für die Massengutumschlagstelle wurde so gewählt, daß sie einer späteren Erweiterung des Hafens keinerlei Hindernis bietet. Sie liegt an dem rechten Ufer eines von der Parnitz abgehenden, neugeschaffenen Beckens diesseits der Parnitz. Die Anlage entwickelt sich aus dem derzeitigen Übergabebahnhof und überschreitet die Altdammer Straße kurz vor der großen Reglitzbrücke.

Gesamtanordnung: Die Gesamtanlage besteht aus der Kohlenkippe mit zwei vorgelegten Kipp-drehscheiben und sechs Kippgleisen von je Zuglänge nebst einem kürzeren Fehlgleis von halber Zuglänge. An die eine Drehscheibe schließen einige kurze Ausstoßgleise an. Zur Verladung von Kohlen und Briketts und zur Überladung von Bord zu Bord sowie zur Erzverladung ist eine mit vier Verladebrücken ausgestattete Stelle längs des sich an die Kippe anschließenden Ufers vorgesehen. Für den Landverkehr wurde abzweigend von der Altdammer Straße eine Straße gebaut. Zwischen den Kipp- und Ufergleisen ist ein Lagerplatz für Kohle eingerichtet, der auch von den Greifern der Verladebrücken bestrichen wird.

Der Betrieb: Die vollen Kohlenwagen werden der am weitesten von dem Ufer entfernt liegenden Volldrehscheibe über die auf diese führenden Gleise zugeführt. Von da werden die Wagen durch Schrägstellen der Scheibe über die vorgelagerte selbsttätige Weiche auf die Kippe laufen gelassen, daselbst gekippt und über die gleiche Weiche auf die Leerdrehscheibe gebracht, von wo sie auf den an diese anschließenden Gleisen aufgestellt und dann abgezogen werden.

Die Gleise für die Volldrehscheiben sind so durch Weichenverbindungen eingeteilt, daß auf ihnen die

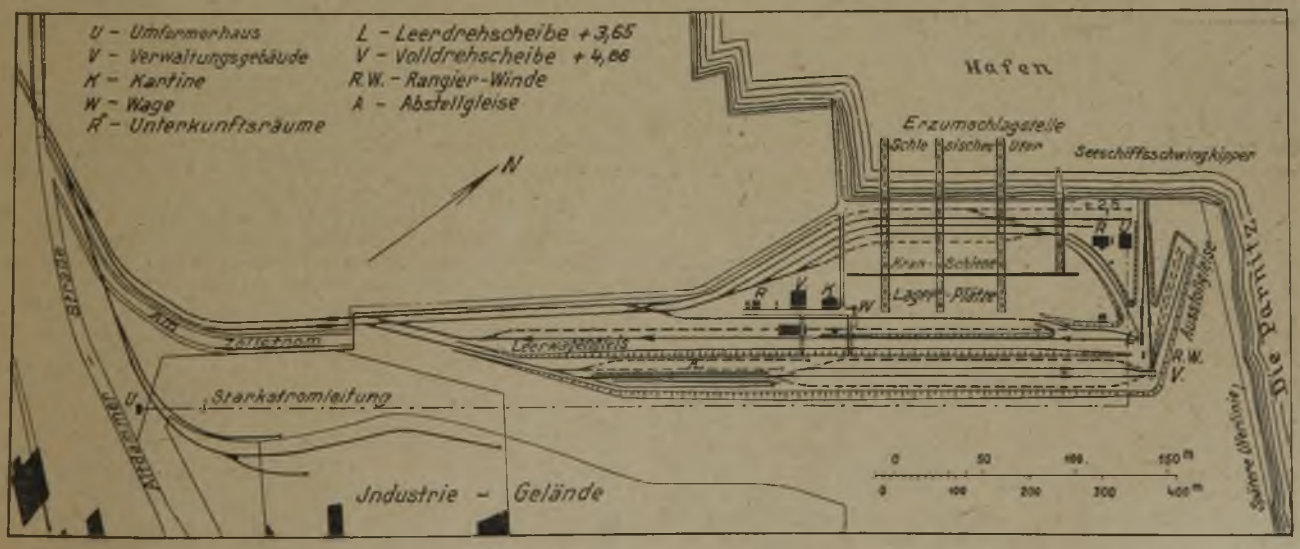


Abb. 1. Lageplan des Reiherwerder Hafens zu Stettin.

Wagen für vier bzw. fünf verschiedene Schiffe getrennt aufgestellt werden können. Ein Gleis dient als Verkehrsgleis, von dem aus die Wagen in die verschiedenen Gruppen verteilt werden. Das äußerste Kippgleis dient dazu, Kohlen, die aus irgendeinem Grunde zu Lager gegeben werden müssen, auszustoßen. Die kurzen Stumpfgleise an der Volldrehscheibe haben den Zweck, Irrläufer aufzunehmen. Die Ufergleise sind so angeordnet, daß sich die Erz- und Kohlenverladung gegenseitig nicht stören und die ankommenden und rücklaufenden Wagen sich nicht behindern.

Besondere Beachtung verdient die Verbindung der Ufergleise mit der Leerdrehscheibe. Hierdurch wird es ermöglicht, gekippte Kohlenwagen unmittelbar zur Beladung mit Erz zu bringen, was den Wagenumlauf äußerst günstig beeinflußt, da die Leerlaufzeit für viele Wagen in Fortfall kommt. Ebenso ist es möglich, entladene Erzschiffe unmittelbar vor die Kohlenkippe zu legen, um mit Kohlen beladen auslaufen zu können.

Einzelbauten. Von solchen sind folgende zu erwähnen:

a) Kipper. Für die Form der Kohlenkippe ist der der „Deutschen Maschinenfabrik A.-G." Duisburg patentierte Schwingkipper gewählt, wie ein gleicher in Hamburg erbaut ist. Die Leistungsfähigkeit beträgt normal 20 Wagen zu je 20 t die Stunde.

Der notwendigen Schonung der Kohle ist durch diesen Kipper in weitgehendem Maße Rechnung getragen.

Der Wagen läuft von der Volldrehscheibe auf eine Plattform, wird mit dieser auf die erforderliche Höhe gehoben und dann mittels eines Schwinghebels in eine Lage von 45° ausgeschwungen. Die Kohle rutscht nun in ein vorgehängtes Teleskoprohr, das bei Beginn der Beladung bis zum Schiffsboden reicht. Die erste Wagenladung fällt in das Rohr und füllt es bis obenhin und bildet damit das Polster für die weiter nachrutschende Kohle. Das Teleskoprohr wird nun im Verhältnis des Zuflusses an Kohle hochgezogen, so daß das Material am Fuße des Rohres langsam herausrutscht. Die Kippe kann auch für Beladung von Binnenschiffen verwendet werden. Der Betrieb geht elektrisch vor sich.

b) Die Kippdrehscheiben. Die Drehscheiben haben eine Kippvorrichtung, die es ermöglicht, daß die Wagen mit ihrer lebendigen Kraft auf die Plattform und auf die Leergleise ablaufen.

c) Die Verladebrücken: Von den vier Verladebrücken sind drei mit unten laufender zwangläufiger Katze und eine mit oben laufendem Drehkran versehen. Die Tragfähigkeit der Brücke beträgt 5 t. Bei den Laufkatzbrücken sind Wiegevorrichtungen nach System Eßmann-Altona in die Katze eingebaut. Die Brücken überspannen die Ufergleise und den Lagerplatz in einer Weite von 40 m. Die klappbare Ausladung geht über zwei Binnenschiffe und ein Seeschiff bei den Katzbrücken und ein Seeschiff und ein Binnenschiff bei dem Drehlaufkran. Die Leistungsfähigkeit ist normal 60 t für 1 Stunde. Wasserseitig laufen die Brücken auf einer kräftigen Ufermauer, landseitig auf einem besonderen Kranfundament. —

Die Gründungen und Beton- und Eisenbetonarbeiten. Die ganze Anlage ist im Trockenen gebaut. Der tragfähige Boden wird erst bei 6—7 m unter Wiesenoberkante erreicht. Es mußte daher Pfahlgründung vorgesehen werden. Der Ausschreibung der Gründungen und Ufermauern waren Ausführungsarten in Eisenbeton auf Eisenbetonpfählen und Beton und Eisenbeton auf Holzpfählen zugrunde gelegt. Die Konstruktionen auf Holzpfählen kamen zur Ausführung, da sie zum billigsten Preise angeboten wurden.

Allen Unterbauten gemeinsam ist die Herstellung der Baugruben. Diese werden bis + 0,30 Baumbrückenpegel ausgehoben und die Sohle wird durch Einstampfen von Schlick und Schlacken so fest gemacht, daß unmittelbar darauf betoniert werden konnte.

Über die Rammarbeit selbst ist nichts Besonderes zu sagen. Bei allen Bauten sind die Pfahlköpfe durch besondere Rundeisenverschnürung gegeneinander festgelegt worden. Diese Verschnürung, die durch Krampen an den Pfählen festgehalten wird, wurde so hoch über Sohle gelegt, daß sie die untere Bewehrung der untersten Betonschicht bildet, die somit den tragenden Teil des aufgehenden Betons bildet (s. Abb. 2 e). Alle Zugpfähle wurden am Kopfe schwalbenschwanzmäßig behauen, um so einen festen Sitz im Beton zu erhalten.

Die schwere Ufermauer, die in den Abb. 2 a—e, S. 149, im Querschnitt, Grundriß und einigen Einzelheiten dargestellt ist, erhält zum Abschluß gegen das Hafenbecken eine vorn liegende Spundwand aus 11 m langen und 22 cm starken Spundbohlen. Die Spundwand, die nicht als tragender Teil in Rechnung gesetzt ist, wird in Sohlenhöhe der Baugrube durch eine Doppelzange gefaßt und mit der ersten Pfahlreihe mit Eisenbolzen verankert. Die Mauer selbst ist als Winkelmauer in Beton 1 : 6 ausgeführt. An den Stellen, wo die Ringanker eingelassen sind, erhielt sie Verstärkungsrippen. Alles übrige zeigen die Abbildungen.

Das landseitige Kranfundament (s. Abb. 3 a—c) ist als Eisenbetonbalken ausgebildet, der alle 2.5 m durch zwei Schrägpfähle unterstützt ist. Die Auflagerungen erhalten besondere Verstärkungen. Der Stromzuleitungskasten, ebenfalls aus Eisenbeton, ist an den Balken seitlich angehängt. — (Schluß folgt.)

Torsionsbewehrung.

Von Dr. Ing. E. Rausch, Berlin.

Für die Bewehrung von Eisenbetonkonstruktionen gegen Verdrehung sind vom Verfasser grundlegende Gesichtspunkte und allgemeine Formeln im „Zentralbl. d. Bauv." 1921, S. 525, veröffentlicht worden. Die dort angegebene Berechnungsweise soll hier an Beispielen angewendet, durch Besprechung von Versuchsergebnissen unterstützt und weiter ausgebaut werden.

Das im genannten ersten Aufsatz abgeleitete Bemessungsverfahren kann wie folgt zusammengefaßt werden:

Beträgt die größte Randspannung τ_{max} des unbewehrten Betonquerschnitts mehr als 4,0 kg/cm², dann ist das Drehmoment durch einen Fachwerkzylinder aufzunehmen, dessen Querschnittlinie innerhalb des Betonquerschnitts im üblichen Randabstand liegt und der Betonumrißlinie nach Möglichkeit — bei Vermeidung von konkaver Linienführung (Einbuchtungen) — angepaßt wird. Die Zugstäbe dieses Fachwerkzylinders sind die Eiseneinlagen, die Druckstäbe werden durch den vollen Betonkörper gebildet. Je nach Anordnung der Stäbe sind zwei Bewehrungsarten zu unterscheiden:

1. Bügelbewehrung, bestehend aus Längsstäben (parallel zur Zylinderachse) und Bügeln (in den Schnittebenen des Fachwerkzylinders).

2. Spiralbewehrung, bestehend aus unter 45° in den Hauptzugrichtungen ansteigenden Spiralen.

Die erste Bewehrungsart erfordert zwar mehr Eisen als die zweite, sie erscheint jedoch trotzdem vorteilhafter, infolge des leichteren Verlegens, und da sie entgegengesetzte Drehmomente aufnehmen kann. Die Unabhängigkeit vom Drehsinne ist auch dann von Vorteil, wenn das Moment nur in einer Richtung wirkt: beim Verlegen von Spiralen muß darauf geachtet werden, in welchem Drehsinne sie steigen, bei der Bügelbewehrung schaltet dieser Umstand aus.

Zur Berechnung der Eisenstäbe ermittelt man die durch den Fachwerkzylinder umschlossene Querschnittfläche F und wählt den — am ganzen Umfang bzw. auf der ganzen Zylinderlänge konstanten — Abstand t der Längsstäbe bzw. Bügel (bei Spiralbewehrung den in der Querschnittebene gemessenen Abstand der Spiralen); der erforderliche Eisenquerschnitt eines Längsstabes bzw. eines Bügels ist dann — bei der Bügelbewehrung —

$$1. \quad . \quad . \quad . \quad . \quad f_e = \frac{M \cdot t}{2 \cdot \sigma_e \cdot F}$$

(bei der Spiralbewehrung der Querschnitt einer Spirale:

$$2. \quad . \quad . \quad . \quad . \quad f_e = \frac{M \cdot t}{2\sqrt{2} \cdot \sigma_e \cdot F}\Big)$$

wobei M das Drehmoment und σ_e die zulässige Eisenspannung bedeuten.

Es sei noch bemerkt, daß eine gleiche Teilung t für die Längseisen oder Spiralen nicht erforderlich ist, nur müssen die Stäbe bei verschiedenen Abständen verschiedene Querschnitte aufweisen; in den Bemessungsformeln ist für t der halbe Abstand der beiden Nachbarstäbe zu setzen.

Auch kann ein vom Längseisenabstand abweichender Bügelabstand gewählt werden; der in Formel 1. gegebene Eisenquerschnitt bedeutet dann den Gesamtquerschnitt der auf die Strecke t entfallenden Bügel. —

Im Folgenden soll die Anwendung dieser allgemeinen Formeln an einigen Beispielen gezeigt werden, wobei auf der ganzen Stablänge konstantes Drehmoment vorausgesetzt wurde.

1. Kreisquerschnitt. (Abb. 1, S 148.)

$$M = 70\,000 \text{ kgcm}$$

$$\tau_{max} = \frac{16 \cdot M}{\pi \cdot d^3} = \frac{16 \cdot 70\,000}{\pi \cdot 30^3} = 13{,}2 \text{ kg/cm}^2 > 4{,}0 \text{ kg/cm}^2$$

$$F = \frac{\pi \cdot d^2}{4} = \frac{\pi \cdot 25{,}6^2}{4} = 515 \text{ cm}^2$$

(der Einfachheit halber wurde das eingeschriebene Polygon durch den umschriebenen Kreis ersetzt).

a. Bügelbewehrung.

Es sollen 10 Längsstäbe verlegt werden; dann ist

$$t = \frac{\pi \cdot 25{,}6}{10} = 8 \text{ cm}$$

und der Querschnitt eines Längsstabes oder Bügels:

$$f_e = \frac{70\,000 \cdot 8}{2 \cdot 1200 \cdot 515} = 0{,}455 \text{ cm}^2$$

Es werden dementsprechend 10 Rundeisen von Dm. 8 mm mit je 0,5 cm² Querschnitt als Längsstäbe verwendet, und die Bügelbewehrung besteht ebenfalls aus Dm. 8 mm Bügeln, die denselben Abstand haben wie die Längsstäbe. Die verwendete Eisenmenge ist um 10 v. H. größer als die errechnete, weil für die Längseisen nur ganze Stabzahlen in Frage kommen. Bei den Bügeln kann aber die Teilung beliebig angeordnet, und der verwendete dem erforderlichen Eisenquerschnitt genau angepaßt werden, indem der Bügelabstand zu

$$8 \cdot \frac{0{,}5}{0{,}455} = 8{,}8 \text{ cm}$$

angeordnet wird.

b. Spiralbewehrung.

Es sollen 10 Spiralen zur Verwendung kommen; t = wie vor 8 cm; der Querschnitt einer Spirale:

$$f_e = \frac{0{,}455}{\sqrt{2}} = 0{,}32 \text{ cm}^2$$

verwendet 10 Spiralen Dm. 7 mm mit je 0,38 cm² Querschnitt.

Bei der Spiralbewehrung kann die verwendete Eisenmenge der errechneten — aus denselben Gründen wie vorhin für die Längsstäbe erwähnt — nicht genau angepaßt werden. Der Vorteil der geringeren erforderlichen Eisenmenge gegenüber der Bügelbewehrung wird auch dadurch vermindert, daß bei der Ausführung einige Längsstäbe zur Montage verlegt werden müssen (vergl. die Ausführungen im eingangs genannten Aufsatz).

2. Rechteckquerschnitt. (Abb. 2, S. 148.)

$$M = 290\,000 \text{ kgcm}$$

$$\tau_{max} = \left(3 + \frac{2{,}6}{\frac{h}{b} + 0{,}45}\right) \cdot \frac{M}{b^2 \cdot h} = 4{,}3 \cdot \frac{290\,000}{45^2 \cdot 70} = 8{,}8 \text{ kg/cm}^2$$

$> 4{,}0$ kg/cm², $F = 65 \cdot 40 = 2600$ cm².

a. Bügelbewehrung.

Es sollen an jeder Langseite 4 Stäbe angeordnet werden.

Für die mittleren Stäbe ist dann $t_m = \frac{65}{8} = 21{,}7$ cm

für die Eckstäbe . . . . . $t_e = \frac{21{,}7 + 40}{2} = 30{,}8$ cm

$$fem = \frac{290\,000}{2 \cdot 1200 \cdot 2600} \cdot 21{,}7 = 0{,}0465 \cdot 21{,}7 = 1{,}01 \text{ cm}^2;$$

verw. je 1 Dm. 12 mm = 1,13 cm²

$fee = 0{,}0465 \cdot 30{,}8 = 1{,}43$ cm²;

verw. je 1 Dm. 14 mm = 1,53 cm². Als Bügel sollen Dm. 10 mm mit 0,785 cm² Querschnitt angewendet werden; der Bügelabstand läßt sich dann wie folgt berechnen:

$fe = 0{,}785 = 0{,}0465 \cdot t$; $t = 16{,}8$ cm.

b. Spiralbewehrung.

Es sollen 4 Spiralen (in jeder Querschnittecke ein Stab) angeordnet werden:

$$t = \frac{65 + 40}{2} = 52{,}5 \text{ cm}; \quad fe = \frac{0{,}0465 \cdot 52{,}5}{\sqrt{2}} = 1{,}73 \text{ cm}^2$$

verw. je 1 Dm. 15 mm = 1,76 cm².

Es können auch 6 Spiralen (wie vorhin Längsstäbe) verwendet werden, nur sind dann die Stabdurchmesser verschieden, und die Spiralen folgen in verschiedenen Abständen (Abb. 3, S. 148). Wie bei der Bügelbewehrung ist dann:

$$fem = \frac{1{,}01}{\sqrt{2}} = 0{,}715; \text{ verw. je 1 Dm. 10 mm} = 0{,}785 \text{ cm}^2$$

$$fee = \frac{1{,}43}{\sqrt{2}} = 1{,}01; \text{ verw. je 1 Dm. 12 mm} = 1{,}13 \text{ cm}^2.$$

3. Ellipse (Abb. 4, S. 148).

$$M = 110\,000 \text{ kgcm}$$

$$\tau_{max} = \frac{16 \cdot M}{\pi \cdot b^2 \cdot h} = \frac{16 \cdot 110000}{\pi \cdot 30^2 \cdot 50} = 12{,}5 \text{ kg/cm}^2 > 4{,}0 \text{ kg/cm}^2$$

$$F = \pi \cdot \frac{b'}{2} \cdot \frac{h'}{2} = \pi \cdot 12{,}5 \cdot 22{,}5 = 885 \text{ cm}^2$$

a. Bügelbewehrung.

Es sollen 8 Längsstäbe mit gleichbleibender Umfangsteilung vorgesehen werden. Der Umfang des Fachwerkzylinders ist $U = \pi \frac{h' + b'}{2} \cdot \varkappa$

wobei für $\varkappa$ folgende Tabelle gilt:

$\frac{h' - b'}{h' + b'}$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
$\varkappa$	1,0025	1,0100	1,0226	1,0404	1,0635	1,0922
	0,7	0,8	0,9	1,0		
	1,1267	1,1677	1,2155	1,2732		

für den vorliegenden Fall ist $\frac{h' - b'}{h' + b'} = \frac{45 - 25}{45 + 25} = 0{,}286$;

$\varkappa = 1{,}0208$; $U = \pi \cdot \frac{45 + 25}{2} \cdot 1{,}0208 = 112$ cm; $t = \frac{112}{8} = 14$ cm

$$f_e = \frac{110\,000}{2 \cdot 1200 \cdot 885} \cdot 14 = 0{,}73 \text{ cm}^2$$

als Längsstäbe verw. je 1 Dm. 10 mm = 0,785 cm². Die Bügel sind ebenfalls Dm. 10 mm, ihr Abstand kann auf

$$14 \cdot \frac{0{,}785}{0{,}73} = 15 \text{ cm}$$

vergrößert werden. Kommen Dm. 7 mm-Stäbe mit 0,385 cm² zur Verwendung, dann beträgt der Bügelabstand

$$14 \cdot \frac{0{,}385}{0{,}73} = 7{,}4 \text{ cm}$$

b. Spiralbewehrung.

Bei Anordnung von nur 4 Spiralen wird der umschlossene Querschnitt F erheblich verringert, und es muß gesetzt werden:

$$F = 25 \cdot \frac{45}{2} = 565 \text{ cm}^2$$

$$t = \sqrt{12{,}5^2 + 22{,}5^2} = 25{,}7 \text{ cm}$$

$$f_e = \frac{110\,000 \cdot 25{,}7}{2 \cdot \sqrt{2} \cdot 1200 \cdot 565} = 1{,}47 \text{ cm}^2$$

verw. je 1 Dm. 14 mm = 1,53 cm²

4. Unregelmäßiger Querschnitt. (Abb. 5, S 148.)

$$M = 300\,000 \text{ kgcm}$$

Die größte Schubspannung erhält man bei Vernachlässigung der ausragenden Querschnittteile angenähert unter Zugrundelegung einer eingeschriebenen Ellipse mit den Abmessungen $b = 40$ cm; $h = 75$ cm im Punkte I zu:

$$\tau_{I\,max} = \frac{16 \cdot 300\,000}{\pi \cdot 40^2 \cdot 75} = 12{,}7 \text{ kg/cm}^2$$

oder unter Zugrundelegung eines Vierecks mit $b = 40$ cm; $h = 70$ cm im Punkte II angenähert zu:

$$\tau_{II\,max} = \left(3 + \frac{2{,}6}{1{,}75 + 0{,}45}\right) \frac{300\,000}{40^2 \cdot 70} = 11{,}3 \text{ kg/cm}^2.$$

Da die zulässige Spannung überschritten wird, so ist eine Bewehrung vorzusehen.

Die Querschnittlinie des Fachwerkzylinders kann hier dem Betonrand nicht genau angepaßt werden, da einspringende Ecken nicht zulässig sind; sie ist in der Abb. gestrichelt angegeben.

Spiralbewehrung kommt bei solch unregelmäßigem Querschnitt kaum in Frage, und so soll nur für Bügelbewehrung bemessen werden.

$$F = 65^2 - \frac{48^2}{2} = 3070 \text{ cm}^2$$

Die Längsstäbe erhalten der Einfachheit halber alle denselben Durchmesser; die Bemessung erfolgt dann nach dem größten Stababstand: $t_{max} = \frac{68}{3} = 22{,}7$ cm

$$f_e = \frac{300\,000 \cdot 22{,}7}{2 \cdot 1200 \cdot 3070} = 0{,}925 \text{ cm}^2;$$

verw. je 1 Dm. 11 mm = 0,95 cm².

Ausgesprochene Torsionsbewehrung weisen nur die Versuchskörper nach Abb. 2 (Quadratquerschnitt, Bügelbewehrung), 13 (Quadratquerschnitt, Spiralbewehrung) und 17 (Rechteckquerschnitt, Spiralbewehrung) des genannten Heftes auf. Von diesen Versuchskörpern eignen sich die beiden erstgenannten auch zum Vergleich zwischen Bügel- und Spiralbewehrung und so wollen wir vor allem diese besprechen.

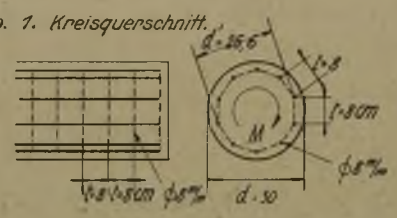


Abb. 1. Kreisquerschnitt.

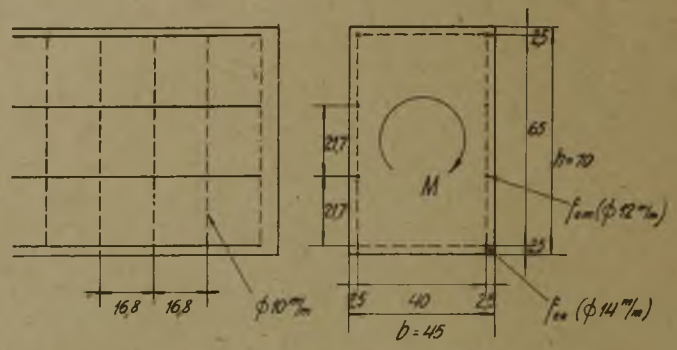


Abb. 2. Rechteckquerschnitt. Bügelbewehrung.

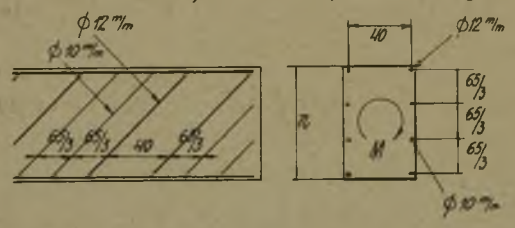


Abb. 3. Rechteckquerschnitt. Spiralbewehrung.

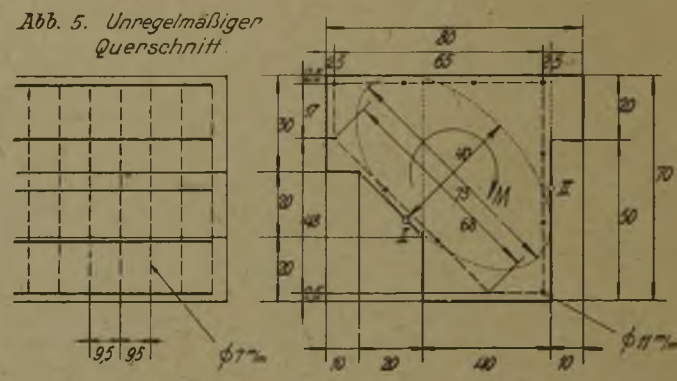


Abb. 5. Unregelmäßiger Querschnitt.

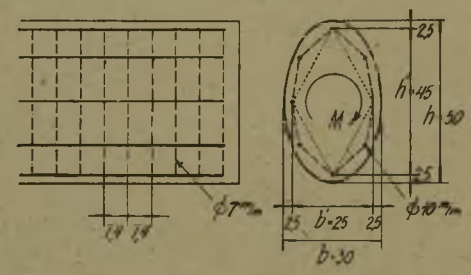


Abb. 4. Elliptischer Querschnitt.

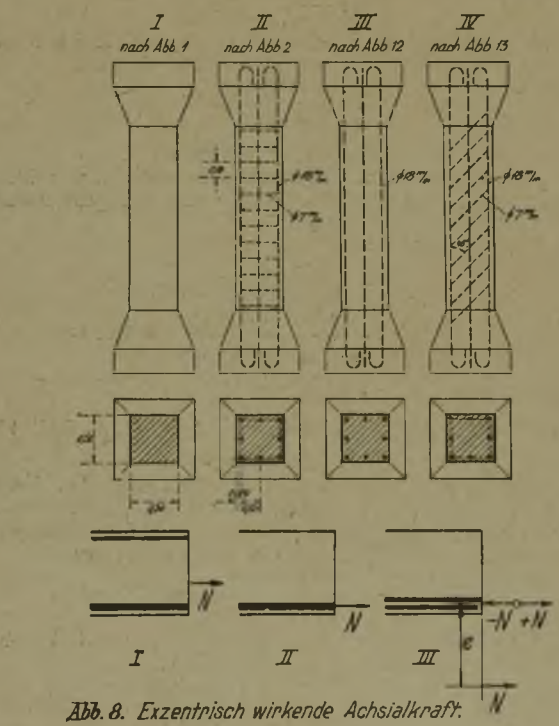


Abb. 8. Exzentrisch wirkende Achsialkraft.

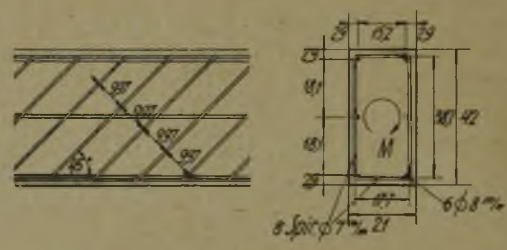
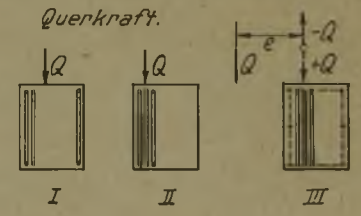


Abb. 7. Versuchskörper.
Rechteckquerschnitt mit Spiralbewehrung.

Abb. 6. (links)
Körper für Torsionsversuche.

Abb. 9. Exzentrisch wirkende Querkraft.



Als Bügel sollen Dm. 7 mm mit 0,385 cm² verwendet werden. Ihr Abstand beträgt $22{,}7 \frac{0{,}385}{0{,}925} = 9{,}5$ cm.

Zur Bestätigung des Rechnungsganges stehen zur Zeit nur die im 16. Heft des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton veröffentlichten Versuchsergebnisse zur Verfügung. *)

*) Nach Fertigstellung dieses Aufsatzes ist 1. Bd. 2. Hälfte des bekannten Werkes: „Der Eisenbetonbau" von Prof. Dr. Ing. Mörsch erschienen, worin über neue Torsionsversuche berichtet wird. Eine kurze Besprechung dieser Versuche befindet sich am Schluß unserer Abhandlung.

Dazu wird auch das Heranziehen der Versuchskörper nach Abb. 1 (unbewehrt) und 12 (nur Längsstäbe) erforderlich sein. In unserer Abb. 6, S. 148, sind die vier Probekörper (die alle dieselben Betonabmessungen haben) wiedergegeben.

Betrachten wir zunächst den spiralbewehrten Körper IV der am Schluß des Versuches 300000 kgcm trug. Bei diesem Endzustand war die Betonüberdeckung der Spiralen auf der ganzen Länge des Versuchskörpers abgeplatzt, und auch der Betonkern offensichtlich von Schubrissen vollkommen durchzogen, sodaß dieser gegen Verdrehung keinen Widerstand mehr leisten konnte (die in der Abb. 55 des genannten Heftes

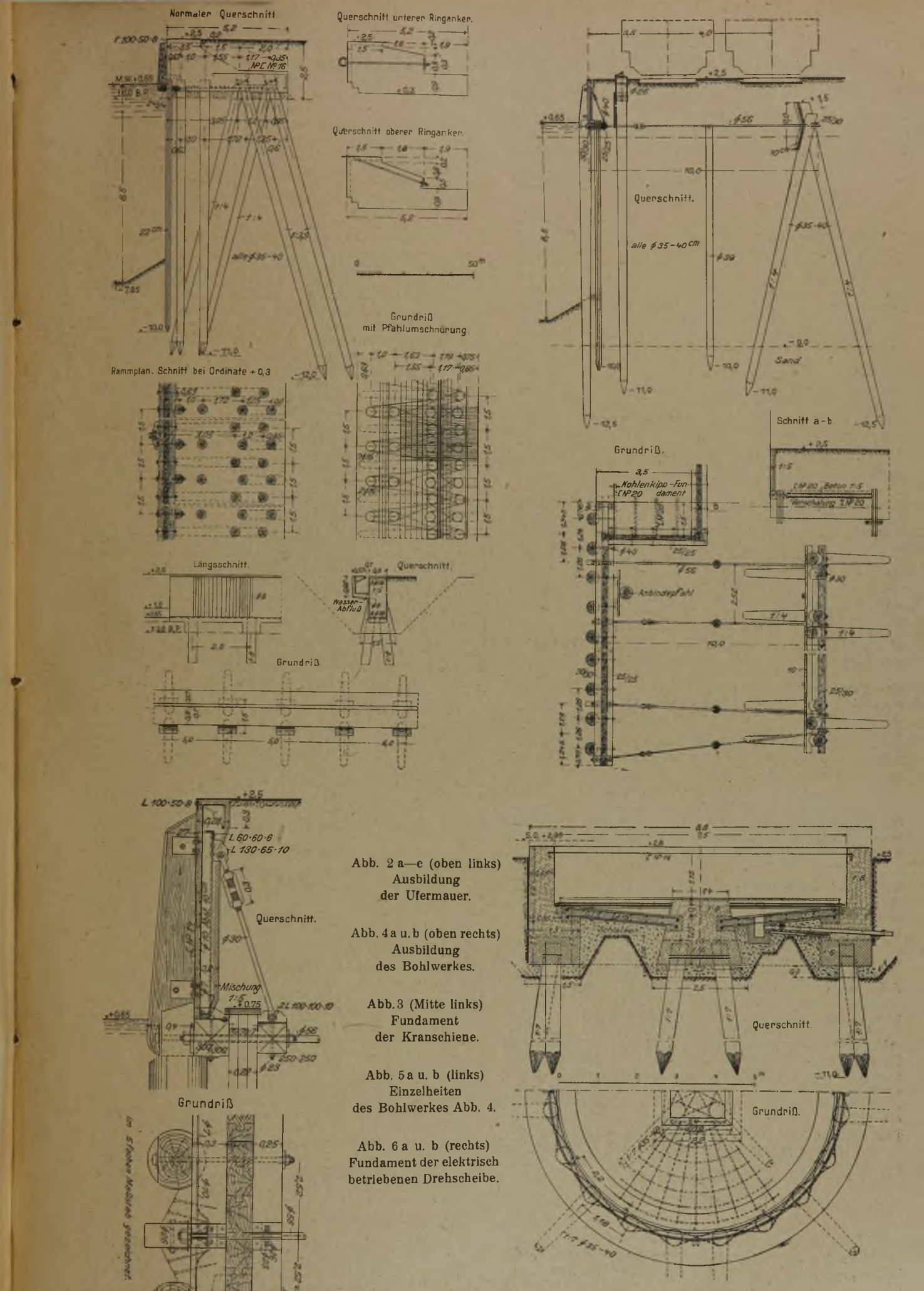


Abb. 2 a—e (oben links) Ausbildung der Ufermauer.

Abb. 4 a u. b (oben rechts) Ausbildung des Bohlwerkes.

Abb. 3 (Mitte links) Fundament der Kranschiene.

Abb. 5 a u. b (links) Einzelheiten des Bohlwerkes Abb. 4.

Abb. 6 a u. b (rechts) Fundament der elektrisch betriebenen Drehscheibe.

Die Erz- und Kohlenverladestelle im Reiherwerder Hafen zu Stettin.

gezeigte Verdrehung kann ein intakter Betonkörper nicht mitmachen), und so mußte das Moment lediglich durch die nicht gerissenen Spiralen in Verbindung mit den parallel zu den Rissen verlaufenden Betondruckkörpern aufgenommen werden. Die Spannung in den einzelnen Spiralen beträgt auf Grund der Gleichung 2 mit $t = 12{,}1$ cm, $f_e = 0{,}40$ cm², $F = 24{,}2^2 = 586$ cm²:

$$\sigma_e = \frac{12{,}1}{2 \cdot \sqrt{2} \cdot 0{,}4 \cdot 586} \cdot 300\,000 = 0{,}0182 \cdot 300\,000 = 5\,460 \text{ kg cm}^2.$$

Die Streckgrenze des verwendeten Eisens wurde zu ∾ 4000 kg/cm² die Zugfestigkeit zu ∾ 5900 kg/cm² ermittelt. (S. 12. des Heftes). Die oben erwähnte große Verdrehung des Körpers läßt erkennen, daß die Steckgrenze der Spiralen überschritten war, die Zugfestigkeit aber nicht erreicht wurde, da die Stäbe nicht gerissen sind. Der ausgerechnete Spannungswert steht auch tatsächlich zwischen Streckgrenze und Zugfestigkeit, zeigt also befriedigende Übereinstimmung mit der Versuchsbeobachtung.

Einen weiteren Beweis für die Richtigkeit der Rechnung liefert derselbe Versuchskörper auf Grund folgender Überlegung:

Das Fortschreiten der Rißbildung bei Vergrößerung der Last ist auf den Abb. 60—66 des Heftes übersichtlich wiedergegeben; während sich beim Körper III (ohne Spiralbewehrung) die ersten Risse sofort zu Bruchfugen erweitern (Abb. 48—51 d. Heftes), tritt hier eine Vergrößerung der Risse nicht ein; sie vermehren sich nur bei fortschreitender Last, offenbar infolge des Vorhandenseins der Bewehrung, wie dies auch bei Biegeproben der Fall ist. Es ist anzunehmen, daß sich die Risse erst beim Auftreten der Eisenstreckgrenze öffnen und vertiefen können, daß somit der umschlossene Betonkern bis zur Streckgrenze der Spiralen nahezu mit dem vollen Querschnitt mitwirkt, dann aber plötzlich versagt. Kurz vor dem Bruch wird also der Betonkern nahezu dasselbe Moment tragen, wie der Körper III ohne Spiralen. Das Bruchmoment betrug für Körper IV (S. 67) 407000 kgcm dasjenige für Körper III (S. 65) 197000 kgcm. Auf die Spiralen entfallen daher im Zeitpunkt des Bruches etwas mehr als 210000 kgcm. Die Spannung in den Spiralen ist somit etwas mehr als

$$\sigma_e = 0{,}0182 \cdot 210\,000 = 3830 \text{ kg/cm}^2$$

also beiläufig die Streckgrenze, wodurch für die Richtigkeit der Formel ein neuer Beweis erbracht wurde.

Bei dem durch Bügel bewehrten Versuchskörper II war das Bruchmoment (S. 8) 288000 kgcm. Zählt man auch hier auf Grund der vorgehenden Überlegung das Bruchmoment des unbewehrten Körpers I mit (S. 4) 188000 kgcm ab, so ist der Momentanteil der Eiseneinlagen etwas mehr als 100000 kgcm. Der Querschnitt eines Längsstabes beträgt 2,54 cm² und so ergibt sich die Spannung in den Längsstäben (nach Formel 1) zu

$$\sigma_{el} = \frac{100\,000 \cdot 12{,}1}{2 \cdot 2{,}54 \cdot 586} = 406 \text{ kg/cm}^2.$$

Es waren Bügel Dm. 7 mm mit 0,38 cm² Querschnitt in 10 cm Abständen angeordnet; die Spannung in den Bügeln beträgt dann

$$\sigma_{eb} = \frac{100\,000 \cdot 10}{2 \cdot 0{,}38 \cdot 586} = 2230 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Streckgrenze wurde somit nicht erreicht; der Bruch erfolgte hier offenbar infolge Aufbiegens der Bügelenden, wie dies aus Abb. 7 und Text auf S. 8 des Heftes hervorgeht. Dieses Aufbiegen ermöglichte — wie die Streckgrenze beim spiralbewehrten Körper — die Erweiterung der Risse und damit das Versagen des Betonkernes.

Das mangelhafte Verhalten der Bügelbewehrung lag daher an der ungenügenden Bügelverankerung; auch war die Bewehrung nicht entsprechend gewählt; die Bügel waren zu schwach im Verhältnis zu den Längsstäben.

Es soll noch kurz der Versuchskörper nach Abb. 17, (Rechteckquerschnitt nach unserer Abb. 7, S. 148, mit Spiralen und Längsstäben) besprochen werden. Das Bruchmoment betrug (S. 75) 371000 kgcm, das Bruchmoment des Versuchskörpers nach Abb. 16 d. Heftes, der keine Spiralen, sonst aber genau dieselbe Ausbildung hatte, war (S. 73) 163000 kgcm. Auf die Spiralen entfallen also etwas mehr als 208000 kgcm. Die Spannung in den Spiralen beträgt somit (bei $t = 9{,}97 \cdot \sqrt{2} = 14{,}1$ cm; $f_e = 0{,}41$ cm²; $F = 38{,}7 \cdot 17{,}7 = 685$ cm² etwas mehr als:

$$\sigma_e = \frac{208\,000 \cdot 14{,}1}{2 \cdot \sqrt{2} \cdot 0{,}41 \cdot 685} = 3680 \text{ kg/cm}^2,$$

ergibt also wie beim spiralbewehrten Körper IV die Streckgrenze, und bestätigt die Formel auch für länglichen Querschnitt. —

Bei dem hier gegebenen Bemessungsverfahren wurde bisher reine Verdrehung vorausgesetzt, daß also der Querschnitt nur durch ein Drehmoment ohne Querkraft beansprucht wird. Bei den Bauwerken tritt dieser Fall kaum auf, es kommt vielmehr fast ausschließlich die zusammenwirkende Beanspruchung durch Drehung und Schub in Betracht, denn das Drehmoment wird in der Regel durch eine exzentrisch wirkende Querkraft hervorgerufen.

Bevor wir zu praktischen Beispielen übergehen, muß somit noch dieser Fall der zusammenwirkenden Schub- und Drehbewehrung besprochen werden. Damit findet dann das Bewehrungsproblem für eine beliebige Kraftwirkung seine Erledigung. Die allgemeinste Beanspruchung eines Querschnitts besteht bekanntlich aus einer exzentrisch liegenden Normalkraft, die Achsialkraft und Biegung hervorruft, und einer exzentrisch wirkenden Querkraft, die in eine achsiale Querkraft und in ein Drehmoment zerlegt werden kann, wobei das Drehmoment gleich Querkraft mal Exzentrizität. Die Bewehrung gegen Achsialkraft mit Biegung ist bekannt. Nachdem hier ein Verfahren für die Drehbewegung gezeigt wurde, ist auch die Bewehrung gegen achsiale Querkraft mit Drehung gegeben, indem unter 45° abgebogene Schrägstäbe mit Torsionsbewehrung verbunden werden. Es ist jedoch nicht immer erforderlich, die achsiale Querkraft und das Drehmoment, jedes für sich, gesondert, durch Eiseneinlagen aufzunehmen, die beiden Einflüsse müssen vielmehr — ähnlich wie bei der Achsialkraft mit Biegung — in Zusammenhang gebracht werden.

Bei der Behandlung dieser Bewehrungsfrage kann wie bei Biegung mit Achsialzug vorgegangen werden. Wirkt eine Zugkraft N (Abb. 8, S. 148) innerhalb des Querschnitts (Kraftlage I), dann werden die Eiseneinlagen nur für die Zugkraft bemessen und so angeordnet, daß ihre Schwerlinie mit der Kraftlinie zusammenfällt. Diese Bemessungsweise trifft so lange zu, bis die nach unten verschobene Kraft die Randlage II erreicht. Tritt die Normalkraft aus dem Querschnitt heraus (Lage III), so kann sie nicht mehr unmittelbar durch Eisenstäbe aufgenommen werden; die Bewehrung ist dann für eine in der Schwerlinie der Eiseneinlagen wirkende Zugkraft (wie vor) und für ein Biegungsmoment $N \cdot e$ zu bemessen.

Dasselbe Verfahren ist nun auch bei exzentrisch wirkender Querkraft einzuschlagen (Abb. 9, S 148): Solange die Querkraft Q innerhalb des Querschnitts wirkt, werden die Abbiegungen so angeordnet, daß die Schwerebene der abgebogenen Stäbe mit der Kraftlinie zusammenfällt. Diese Bemessungsweise trifft so lange zu, bis die nach links wandernde Querkraft die Randlage II erreicht. Tritt sie aus dem Querschnitt heraus (Lage III), so kann sie nicht mehr durch Abbiegungen allein aufgenommen werden, und es muß außer den in der Nähe des Querschnittrandes angeordneten abgebogenen Stäben eine Drehbewehrung für das Drehmoment $Q \cdot e$ vorgesehen werden. — Die Bemessung der Schrägstäbe erfolgt nach den bekannten Regeln, auch dann, wenn die Bewehrungsebene aus der Mitte gerückt wird. Man denke nur daran, daß die abgebogenen Stäbe als Zugdiagonalen eines Fachwerkbalkens mit Beton-Druckstreben aufzufassen sind, und daß diese Wirkungsweise auch dann unverändert bleibt, wenn die Ebene dieses Fachwerkes innerhalb des Betonquerschnittes seitlich verschoben wird. Durch die Verschiebung der Abbiegungen in die Randlage entsteht der Vorteil, daß — bei gleichbleibender Anzahl und Stärke der Stäbe — der Hebelarm der Querkraft und damit das Drehmoment kleiner wird, als wenn die Stäbe in der Querschnittsmitte liegen würden.

Es ist denkbar, daß die Verlegung der Abbiegungen an den Rand bei Querschnitten, deren Höhe nach außen abnimmt, nicht immer wirtschaftlich sein wird. In solchen Fällen müssen nämlich die Schrägstäbe infolge der verringerten Fachwerkhöhe verstärkt oder vermehrt werden, und dadurch wird u. U. der Vorteil eines geringeren Drehmomentes aufgehoben. In solchen Fällen werden die Abbiegungen in der Mitte oder in einer Ebene, die eine größere Querschnitthöhe aufweist, verlegt, wodurch dieselben verringert werden. (Das Drehmoment wird allerdings größer.) — (Schluß folgt)

Vermischtes.

Neue Bauweise für Eisenbeton-Balkenbrücken ohne Rüstung. Nach der engl. Zeitschrift „The Engineer" vom 21. April d. J. sind in Amerika eine Reihe von Straßen-Balkenbrücken in Eisenbeton nach einem Verfahren ausgeführt, bei dem eine eigentliche Rüstung gespart wird. Angewendet ist das Verfahren u. a. bei einer Brücke über den Wichita-Fluß in Texas mit 6 Öffnungen vo je 28,2 m Stützweite v. M. z. M. Pfeiler und bei der Brücke von Los Alamos in Neu-Mexiko mit 4 Öffnungen zu je 24,38 m Spw. Es sind zur Ausführung nur 2 Hilfsträger in Eisen nötig, zwischen denen eine Plattform hergestellt wird, auf

der der Betonträger liegend in Formen gestampft und dann nach Erhärtung aufgerichtet wird.

Bei der Wichita-Falls-Brücke von 6,10 m Fahrdammbreite mit je einem ausgekragten Bürgersteig von 1,22 m wurden 2 eiserne Träger quer über die Öffnung, also auf den Pfeilerenden ruhend, seitlich von dem ersten Brückenträgerpaar verlegt. Die Plattform ruht auf ihren Untergurten und ist so breit, daß gleichzeitig die beiden Brückenbalken eingestampft werden können. Die Aufrichtung nach Erhärtung erfolgt mittels Winden, die auf Querschwellen aufgestellt sind, die auf dem Obergurt der Eisenträger ruhen. Die verlegten und versteiften Eisenbetonträger werden dann benutzt, um die Eisenträger ein Feld weiter zu bringen, sodaß die nächsten Betonträger hergestellt werden können. Die Eisenträger werden dazu mit Rollen an ihren Vertikalen versehen und dann hochzezogen, bis sie auf den Eisenbetonträgern ruhen, von denen sie dann seitlich abgeschoben werden. Im Falle des Wichita-Flusses hatten die Betonträger 2,74 m Höhe und 40 t Gewicht, die Eisenträger nur 1,06 m Höhe bei 3,38 m Gurtbreite. —

Betonarbeiten an der Hetch Hetchy-Sperre (Kalifornien). Über diese in Beton ausgeführte Staumauer, die für die Wasserversorgung von San Franzisco bestimmt ist, berichtet die amerikanische Zeitschrift „Egineering News-Record" vom 21. Sept. d. J. eingehender über die Ausführung der Bauarbeiten, bei denen gewaltige Betonmassen in verhältnismäßig kurzer Zeit eingebaut werden müssen, sodaß hier die Bauvorgänge von besonderem Interesse sind. Die Mauer ist im Grundriß in der Achse der zukünftigen Krone nach einem Halbmesser von 213 m gekrümmt, sie wird als Schwergewichtsprofil ausgebildet und zunächst in einer Höhe von 119 m hergestellt, soll aber später noch erheblich erhöht werden. Das Fundament wird gleich in voller Breite ausgeführt, die darauf gesetzte Mauer jedoch nur in einer ihrer jetzigen Höhe entsprechenden Stärke. Sie wird auf der Luftseite abgetreppt, und später greift der Verstärkungsteil hier ein. Wie diese beiden Teile später als ein einheitlicher Körper wirken sollen, wird nicht gesagt. Die Krone wird später 7,60 m Breite haben. Die Fundamentbreite an der höchsten Stelle der Mauer über Fundamentsohle ist rd. 90 m.

Die gesamte zu verarbeitende Betonmasse für die Herstellung der ersten niedrigeren Mauer beträgt rd. 279 000 cbm. Im August 1921 ist mit den Betonierungsarbeiten begonnen worden, und am 1. Sept. d. J. waren 225 000 cbm eingebaut; bis Ende des Jahres wird die Fertigstellung der Betonarbeiten erwartet. Es wird in zwei Tagesschichten von je 8 Stunden gearbeitet, und die Tagesleistung beträgt 1224 cbm, also in einer Stunde 76,5 cbm. Diese Leistung ist nur durch gute Organisation auf der Baustelle, Anwendung des Gußbeton-Verfahrens mit 107 m hohem Verteilungsturm und 2 kräftigen Mischmaschinen, Steinbrechern usw. möglich. Der Zement wurde ohne Verpackung in Waggonladungen angefahren, was sich bewährt hat. Verwendet wurden 2 verschiedene Betonmischungen, 1 : 2½ : 5 und 1 : 3 : 6, die fettere Mischung vor allem für die 1,5 m dicke Außenschicht auf der Wasserseite, der magere Beton für die Kernmasse der Mauer. Er wird in Schichten von 1,5 m Höhe eingebaut, und es werden große Felsbrocken bis zu 5 t Gewicht in diese Schichten mit Derriks von 10 t Hebekraft derart eingebracht, daß sie in die untere Schicht einsinken und in die obere Schicht noch eingreifen.

In neuartiger Weise wurden die Entwässerungsschächte und Stollen ausgebaut, die in gewissem Abstand hinter der wasserseitigen Stirn angeordnet, den Zweck haben, durchdringendes Wasser abzufangen und Unterdruck in der Mauer zu verhindern. Die Schächte sind oberhalb des früheren Flußspiegels in 15 m Abstand, unterhalb desselben in 3,65 m Abstand angeordnet. Außerdem wird das Fundament in ganzer Länge von einem solchen Entwässerungsstollen durchzogen. Die Schächte und Kanäle bilden aber nicht Hohlräume im Mauerwerk, die dieses schwächen, sondern sie sind mit porösen Betonquadern ausgesetzt mit 1.1 m Grundfläche und 91 cm Höhe, die in ihrer Achse eine Durchbrechung von 38 qcm Fläche besitzen. Sie sind in einem Beton 1:1:8 hergestellt, wobei die Korngröße des Steinschlages 12—15 mm nicht überschreitet. Das Gewicht dieser Blöcke ist 2040 kg/cbm, sodaß also durch den Einbau dieser Entwässerungsschächte das Gewicht des Mauerwerks nicht stark beeinflußt wird. Die Druckfestgkeit dieser Blöcke ergab sich zu 70 kg/cm² nach 28 Tagen. Die Blöcke konnten nach 3 Tagen entformt werden. Ihre Durchlässigkei ist bei ihrer großen Oberfläche eine große gegenüber offenen Kanälen. Der Wasserstrahl eines an die Leitung angeschlossenen Rohres von 5 cm Durchmesser ging durch Blöcke dieser Art glatt hindurch.

Mit besonderer Vorsicht wurden die großen Schachtventile eingebaut, die bei früheren Betonsperrmauern durch die weichen Betonmassen zum Teil verdrückt waren. Es wurden über ihnen zunächst Schächte im Beton offen gelassen, die erst nachträglich ausbetoniert wurden.

Alle Spalten im Fels des Fundamentes und an den seitlichen Talhängen wurden zunächst sorgfältig unter Druck ausgespült und dann durch Standrohre mit Zement ausgefüllt, ehe die eigentliche Betonierung der Mauer begann. —

Das Torkret-Verfahren und seine Anwendung behandelt ein Aufsatz vom Reg.-Baumstr. Amos im Zentr.-Bl. d. Bvwltg. Nr. 88 vom 1. November d. J. Es wird darin zuerst das Prinzip des Verfahrens erläutert, dann wird die Maschine selbst in Abbildung vorgeführt und ihre Wirkungsweise erklärt. Nach einem Hinweis auf die Anwendung in Amerika werden verschiedene deutsche Ausführungen nach diesem Verfahren gestreift, die wir zum Teil in unseren „Mitteilungen" eingehender veröffentlicht haben (vergl. Nr. 10 Jahrg. 1921). Es werden dann die Vorzüge des Verfahrens erläutert, Festigkeitszahlen gegeben und die verschiedenen Anwendungsmöglichkeiten betrachtet.

Aus dem Zahlenmaterial werden einige Angaben interessieren: Die Haftfestigkeit ist naturgemäß groß, werden doch die Mörtelmassen mit starkem Druck gegen die Tragflächen angeworfen. Ein Mörtel 1:3 auf eine Glasplatte gespritzt, besaß nach Versuchen des Mat.-Prüf.-Amtes Berlin 3 kg/cm² Haftfestigkeit.

Auch die Druckfestigkeit ist höher als bei angestampftem Beton. Nach Dresdener Versuchen von 1918 ergab ein Mörtel 1:1 (Sand von 0—7 mm Korngröße) in Holzformen gestampft nach 30 Tagen Erhärtung eine mittlere Druckfestigkeit von 214 kg/cm²; gegen eine lotrechte Wand angespritzter Mörtel gleicher Mischung zeigte an aus der etwa 25 cm starken Wand herausgesägten Würfeln 325 kg/cm², also 52 v. H. mehr Festigkeit.

Der mit dem Spritzapparat (Tector) hergestellte Beton erhält außerdem eine besondere große Dichte, da auch die unteren Schichten durch den Druck des Anblasens noch nachgedichtet werden. Amtliche Prüfungen mit Mörtelplatten 1:1, die von Hand wasserdicht nur mit Aufwendung ganz besonderer Vorsicht und durch langwierige Herstellung eines Glattputzes mit reinem Zement in der Oberschicht hergestellt werden können, waren, im Torkret-Verfahren erzeugt, bei 6—8 Atm. Wasserdruck 1½ Stunden lang völlig wasserdicht. Handgestampfte zeigten sich schon bei 1 Atm. als durchlässig.

Versuche aus neuester Zeit des Mat.-Prüf.-Amtes Berlin ergaben folgende Werte:

Mischung	Torkretverfahren			Handstampfverfahren		
	Plattendicke cm	Wasserdruck Atm	Undurchlässig Stunden	Plattendicke cm	Wasserdruck Atm	Undurchlässig Stunden
1 Zement (Raschbind) + 3 Kiessd.	3—4	4	30	3	1.5	3
1 Zement (antiaqua) + 3 Kiessd.	3—4	4	30	3	3	6

Eisenbeton-Straßen-Brücke über die Wertach in Augsburg. Nach mehrfachen Vorentwürfen, die teils des Krieges, teils der Kosten und der Schwierigkeit der Hochwasserabführung während des Baues wegen nicht zur Ausführung gekommen sind, ist der Firma Dyckerhoff & Widmann, Niederlassung Nürnberg, der Neubau der anstelle einer baufälligen Holzbrücke errichteten Luitpold-Brücke 1919 übertragen worden, die die Vorstadt Pferrsee mit der Altstadt verbindet. Das Bauwerk, das durch seine Ausbildungsweise, als über mehrere Öffnungen durchlaufender Träger mit hinteren Kragarmen, Interesse bietet, und für dessen Ausbildungsweise auch die schon erwähnte Notwendigkeit der Hochwasserabführung und der Eisenpreis maßgebend gewesen sind, wird im „Zentr.-Bl. d. Bvwltg." vom 4. Nov. 1922 eingehender beschrieben.

Die Brücke hat 2 Öffnungen von je 20,8 m Stützweite erhalten und einen kräftigen Mittelpfeiler von 2,7 m oberer Breite, einerseits aus architektonischen Rücksichten, anderseits, um auf diesen, im Oberbau zweiteiligen Mittelpfeiler, bei der aufeinander folgenden Ausführung der beiden Öffnungen getrennte Auflager für die beiden Trägerhälften zu gewinnen. Die Brückenbalken sind als über beide Öffnungen durchlaufende Träger ausgebildet mit Gegengewichtskragarmen, die hinter der Ufermauer liegen, um die Balkenhöhe in der Durchfahrtsmitte zu verkleinern. Die Hauptträger sind an der Stirn bogenförmig, sonst gradlinig begrenzt. In der Mitte greifen die Eisen von der einen Balkenhälfte in die andere über, sodaß nach Fertig-

stellung der ganzen Brückenlänge die Kontinuität der Träger gesichert ist. Die Brücke hat 10 m Fahrdamm und je 3 m Bürgersteigbreite. Die Widerlager an den Ufern sind bei provisorischer Umschließung der Baugrube auf Straußpfähle gegründet worden, der Mittelpfeiler zwischen stehenbleibenden Spundwänden auf Beton. Die Kosten des Bauwerks beliefen sich bei 7000 M. für die Tonne Eisenpreis auf 2 145 000 M., d. h. um rd. 100 000 M. höher als eine Ausführung mit 2 Dreigelenkgewölben von je 17,5 m Lichtweite, die jedoch nur den Fahrdamm tragen sollten, während unter den Bürgersteigen zur Gewinnung von Raum für die Unterbringung der Rohrleitungen Balkenträger gedacht waren. Dieser 2. Entwurf sollte daher zur Ausführung kommen, bis zur Inangriffnahme sank aber der Eisenpreis von 7 auf 3 M. für 1 kg, sodaß schließlich doch der zuerst beschriebene Entwurf zur Ausführung gekommen ist, der sich außerdem in kürzerer Bauzeit durchführen ließ.

Die Brücke ist in 2 Hälften ausgeführt, derart, daß nur je eine Öffnung eingerüstet war, sodaß die H.W.-Abführung nicht gestört wurde. Der nach Vollendung durchlaufende Träger zerfällt also während der Ausführung in 2 getrennte, auf 2 Stützen aufgelagerte Träger mit beiderseitigen Kragarmen. Die Berechnung mußte also für die beiden Stützungsfälle der Brücke durchgeführt werden, wobei außerdem mit Rücksicht auf die stark wechselnde Höhe der Balken eine Berechnung mit wechselndem Trägheitsmoment nötig war. Die von der einen in die andere Hälfte übergehenden Eisen wurden durch Spannschlösser verbunden, sonst wurde die Verbindung der Stäbe durch Schweißen hergestellt.

Das Bauwerk ist im November 1921 dem Verkehr übergeben worden, die Kosten haben sich auf 2,4 Mill. M. belaufen. —

Anwendung der Zementkanone zur Wiederherstellung der beschädigten Wände eines Trockendockes. Im Trockendock von South-Chicago (Illinois) ist nach „Engeneering News-Record vom 19. Januar 1922 die ganze Oberfläche der beschädigten Stirnfläche des in Beton ausgeführten 215 m langen, an der Sohle 26,8, oben 33,3 m breiten Docks von 8,84 m Tiefe zunächst mit Luftdruckhämmern aufgerauht worden; dann hat man in Abständen von 0,75 m Löcher gebohrt und in diese Eisen eingesetzt, an denen ein Drahtnetz befestigt wurde. Dann wurde das Ganze mit Hilfe von 6 Zementkanonen mit einem neuen Betonüberzug versehen. Die Ausführung ist ein weiteres Beispiel für die vielseitige Anwendbarkeit des Zementspritzverfahrens, das sich namentlich auch für Ausbesserungszwecke besonders eignet. —

Literatur.

Deutscher Ausschuß für Eisenbeton. Heft E. Widerstandsfähigkeit der Druckzone von Eisenbetonkörpern, welche auf Biegung beansprucht sind. Von Otto Graf. Kl. 8°, 41 S. Text mit 43 Textabb. und 3 Zusammenstellungen. Berlin 1922, Verlag Wilh. Ernst & Sohn. Pr. geh.: Grundzahl 1, die mit dem jeweiligen Umrechnungsschlüssel zu multiplizieren ist.

Das kleine Heftchen ist eine weitere Fortsetzung der zusammenfassenden Arbeiten, die aus den Versuchen des Deutschen Ausschusses sowie denjenigen des Eisenbeton-Ausschusses der Jubiläumsstiftung der deutschen Industrie des betreffenden Gebietes, ausgeführt 1904 bis 1921 in der Mat.-Prüf.-Anstalt Stuttgart, die für die Praxis wichtigen Ergebnisse herausziehen. Soweit andere Versuche noch weitergehende Feststellungen liefern, sind auch diese mitbearbeitet. Die Schrift gliedert sich in 7 Abschnitte: Allgemeines; Druckanstrengungen des Betons, festgestellt durch Messung; Druckfestigkeit σ_b des Betons in Eisenbetonbalken; rechnungsmäßige Druckfestgkeit des Betons in exzentrisch belasteten Eisenbetonsäulen; Beteiligung der Druckplatte von Plattenbalken an der Lastübertragung; Einfluß der Eiseneinlagen in der Druckzone von Eisenbetonbalken; Widerstandsfähigkeit der Plattenbalken, deren Querschnitt unsymmetrisch ist inbezug auf die Kraftebene.

Die Druckanstrengungen des Betons sind durch Messung an der oberen gedrückten Fläche von Eisenbetonbalken in einem Gebiet mit gleichbleibendem Biegungsmoment in der Meßstrecke festgestellt und als Vergleich sind Druckversuche mit Prismen herangezogen, die gleichzeitig mit den Balken und aus gleichem Beton wie diese hergestellt sind. In eine Zahlentafel sind die Ergebnisse mit Balken verschiedener Bewehrungsstärke und Bauart zusammengestellt. Es ergibt sich, daß die mit n = 15 unter Vernachlässigung der Zugbeanspruchung des Betons berechnete Druckanstrengung vor Eintreten der ersten Risse zu groß ausfällt, bei höheren Belastungen dagegen hinter der wirklichen Beanspruchung zurückbleibt. Wählt man für jede Druckstufe entsprechend den Ergebnissen der Druckelastizitätsversuche und berücksichtigt die Mitwirkung der Zugzone bis zur Rißbildung, so ergibt sich eine befriedigende Übereinstimmung zwischen Rechnung und Versuch.

Die Druckfestigkeit des Betons im Eisenbetonbalken wird also nach der üblichen Rechnung im Allgemeinen zu groß festgestellt. Die wirkliche Biegungsfestigkeit σ_b ist der Würfeldruckfestigkeit K jedoch gleich. Mit zunehmender Betonfestigkeit sinkt das berechnete Verhältnis $\sigma_b : K$. Ferner liefern Balken mit 2 Lasten kleinere Biegungsdruckfestigkeiten als solche mit 1 Last. Zu ähnlichen Feststellungen führten Versuche mit Plattenbalken. Das Verhältnis $\sigma_b : K$ war hier im Allgemeinen noch kleiner als bei rechteckigen Balken. Ein bestimmter Einfluß des Wasserzusatzes auf dieses Verhältnis war nicht zu erkennen, die fetteren Mischungsverhältnisse zeigten i. d. R. ein kleineres Verhältnis als die magereren. Trockene Lagerung steigerte das Verhältnis etwas. Zum Vergleich der wirklichen Druckfestigkeit des Betons im Eisenbetonbalken zur Würfelfestigkeit wurden Stücke aus dem Balken herausgesägt und zerdrückt. Die Festigkeit dieser Abschnitte war im Durchschnitt etwas kleiner als die Würfelfestigkeit. Der in Holzschalung verarbeitete Beton — auch Gußbeton — erlangte also keine höhere Druckfestigkeit als die in Eisenformen hergestellten Würfel.

Die rechnungsmäßige Druckfestigkeit des Betons in exzentrisch belasteten Eisenbetonsäulen ergab ebensolche Verhältnisse wie bei den Balken und höhere Werte als für zentrisch belastete Säulen, bei denen die Druckfestigkeit des Betons im Durchschnitt zu $^4/_5$—$^9/_{10}$ der Würfelfestigkeit ermittelt worden ist. Bei großer Exzentrizität der Belastung war die Druckfestigkeit sogar höher als die Würfelfestigkeit.

Bezüglich der Beteiligung der Druckplatte von Plattenbalken an der Kraftübertragung wird festgestellt, daß bei den Platten Maßnahmen getroffen werden müssen, um das Zusammenwirken zwischen Steg und Platte ausreichend zu sichern. Anordnung und Stärke der Bewehrung der Platte, sowie die Größe der Abschrägung zwischen Steg und Platte sind von wesentlichem Einfluß auf das Fortschreiten der Risse und die Tragfähigkeit des Plattenbalkens. Durch entsprechende Bewehrung der Platte kann die rechnungsmäßige Druckanstrengung des Betons an der oberen Plattenfläche bis nahezu auf die Würfelfestigkeit gesteigert werden.

Die Eiseneinlagen in der Druckzone der Eisenbetonbalken können nur dann bis zur Erreichung der Quetschgrenze voll ausgenützt werden, wenn die Zerstörung der Druckzone erst beginnt, wenn die Druckfestigkeit des Betons und die Quetschgrenze des Eisens erreicht sind. Die gesamte Zusammendrückung des Betons unmittelbar vor der Zerstörung muß einen Grad erreichen, der nicht kleiner ist als die Zusammendrückung des Eisens kurz vor dem Erreichen der Quetschgrenze. Bei Eisen mit hoher Quetschgrenze ist also im Allgemeinen eine volle Ausnützung derselben nicht zu erwarten. Die Höchstlast wird durch die Eiseneinlagen aber erheblich gesteigert. Abmessung der Einlagen und ihre sonstigen Eigenschaften beeinflussen die Zunahme. Die Rechnungswerte für n = 15 für die Höchstlast sind bei den bewehrten Balken größer als bei den unbewehrten und abhängig von der Stärke der Bewehrung und der Quetschgrenze des Eisens. $\sigma_b : K$ schwankt stark zwischen 1,39 bis 2,03. Die berechnete Druckspannung σ_e der Eisen ist weit kleiner als die durch Versuche festgestellte Quetschgrenze. Die Ergebnisse der Rechnung stehen nicht im Einklang mit den Beobachtungen bei der Zerstörung von Balken. Ein der Wirklichkeit näher kommendes Ergebnis wird erlangt, wenn man n gleich setzt der Quetschgrenze des Eisens in der Druckzone dividiert durch die Würfelfestigkeit des Betons.

Die Versuche mit Plattenbalken, deren Querschnitt unsymmetrisch ist inbezug auf die Kraftebene, haben schließlich gezeigt, daß deren Widerstandsfähigkeit in gleicher Weise wie bei symmetrischen durch die Rechnung ermittelt werden kann, ohne die Beanspruchung stärker zu unterschätzen. —

Diese zusammengefaßten Folgerungen werden belegt durch das entsprechende Zahlenmaterial, das z. T. in besonderen Tafeln zusammen gefaßt ist. Hinweise auf die betreffenden Veröffentlichungen lassen außerdem eine Nachprüfung nach den Quellen zu. Die knappe Zusammenstellung gibt in klarer Darstellung den in der Praxis stehenden Ingenieuren alle wichtigen Gesichtspunkte an. — Fr. E.

Inhalt: Die Erz- und Kohlenverladestelle im Reiherwerder-Hafen zu Stettin. — Torsionsbewehrung. — Vermischtes. — Literatur. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H. in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.
W. Büxenstein Druckereigesellschaft, Berlin SW.