

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER

ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

* * * * *
 UNTER MITWIRKUNG * DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-CEMENT-
 * * FABRIKANTEN * UND * DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS * *

V. JAHRGANG.

No. 22.

Die Eisenbeton-Konstruktionen der katholischen Garnisonkirche in Kiel.

Von Ingenieur Jos. Gaugusch in Kiel. (Schluß).



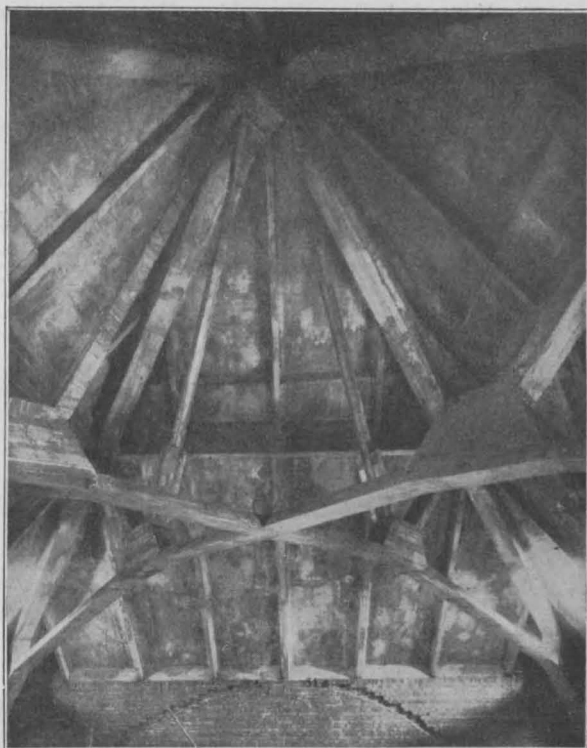
Die dem Chorgegenüber gelegene Empore (vergl. Grundriß und Querschnitte derselben in Abbildg. 10, ferner auch den Schnitt durch die Kirche Abbildg. 2 in No. 21) liegt auf zwei konsolartig ausladenden Trägern von den Querschnitts-Abmessungen 100/30 cm. Zwei Träger von 50/20 cm und ein Träger von 40/20 cm, sowie zwei Diagonal-

Träger von 20/30 cm Querschnitt tragen zur Versteifung des ganzen Systemes bei. Die Plattenstärke beträgt in der Mitte 8 cm, während sie bei den Diagonalträgern 14 cm stark gewählt ist. In der Mitte der Empore sind Betstuhltreihen angeordnet. Auch das 95 cm hohe und 8 cm starke Geländer besteht aus Eisenbeton.

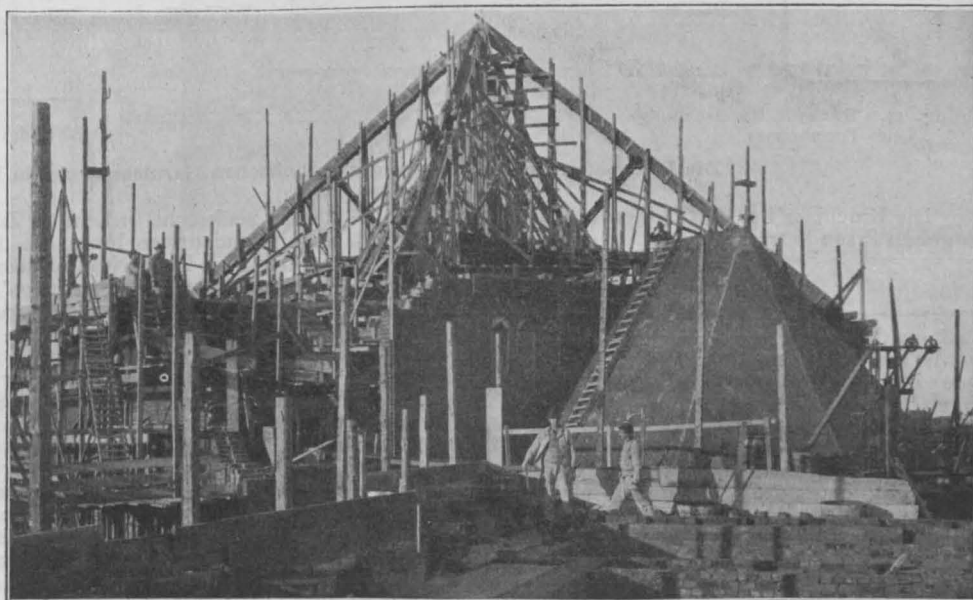
Die Höhe der Kirche von Gelände Höhe bis Oberkante des Turmkreuzes beträgt rd. 50 m. Der Berechnung wurde eine Windstärke von 200 kg/qm zugrunde gelegt. Dabei fällt die Mittelkraft aller auf den Turm wirkenden Kräfte noch innerhalb des mittleren Drittels der Grundrißfläche (Vergl. die in Abbildg. 11 eingezeichneten Kräftepläne). Der Helm der Kirche besteht aus Eisenbeton, die Turmkonstruktion, welche von der quadratischen Form von 6,25 m Seitenlänge in die Achteckform (vergl. Abbildg. 2 in Nr. 21 und 11) übergeht, ist mit der obersten Eisenbetondecke zusammenhängend ausgeführt und der quadratische Teil innerhalb des Mauerwerkes der Turmgiebel ausgebildet (Abbildg. 2), um so eine gute Verankerung des Turmgeschosses zu erzielen. Während die als ein-

gespannte Wand behandelte Platte in diesem Teil 13 cm stark ist, beträgt die Wandstärke des achteckigen Turmes 10 cm. Die Ecken sind doppelt so stark ausgebildet wie die Wandstärke (vergl. die Einzelheiten der Armierung in Abb. 12). In der Turmdecke wurde für das Aufziehen der Glocken eine quadratische Aussparung von 1,5 m Seitenlänge vorgesehen. Abb. 3 in No. 21 zeigt den Turm bei der Ausführung.

Die auf Grund der ministeriellen Bestimmungen für Eisenbetonhochbauten erfolgten Probebelastungen ergaben weder meßbare Formveränderungen noch Durchbiegungen. —



Abbildg. 7. Blick von unten in das fertige Dach.



Abbildg. 6. Hauptdach der Kirche während der Herstellung.

Einige Ergebnisse neuerer Eisenbeton-Versuche der Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G.

Vortrag, gehalten auf der Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ 1908 von Dipl.-Ing. W. Luft, Direktor der Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G. in Nürnberg. (Schluß aus Nr. 20.)

Es lag nahe, die beiden Systeme zu vereinigen, Balken zu konstruieren, die mit hochgezogenen Eisen und Bügeln bewehrt sind, wie das bei den Balken 7, 8, 13 und 14 (s. Abbildgn. 10—15) geschehen ist. Die hochgezogenen Eisen mit Bügeln stellen die Bewehrung dar, wie sie fast durchweg in der Praxis Verwendung findet. Nach den „Bestimmungen“ und den „Leitsätzen“ werden jedoch bei Prüfung der Konstruktion fast durchweg nur die hochgezogenen Eisen berücksichtigt. Der Nachweis ist durch die vorhergehenden Versuche geliefert, daß hochgezogene Eisen allein den Zweck nicht erfüllen können. Bei der Prüfung der Balken 7, 8, 13 und 14 mit zusammengesetzter Bewehrung ergab sich die Tatsache, daß keiner der Balken durch schiefe Spannungen zugrunde ging, weil den hieraus sich ergebenden schiefen Rissen die Möglichkeit genommen wird, sich aus primären zu sekundären zu erweitern. Es ist also der Beweis geliefert, daß die Bügelbewehrung auch in Verbindung mit hochgezogenen Eisen wirksam ist. Der Maßstab für beide, nach dem sie an der Kraftübertragung teilnehmen, fehlt noch und soll später durch die weiteren Versuchsbalken, die nicht an Normalspannungen zugrunde gingen, geliefert werden.

Es sei τ die wagrechte und die lotrechte Schubspannung, die einander gleich sein müssen; σ_x die Normalspannung, welche unmittelbar hervorgeht aus dem Moment der äußeren Kräfte. Auf ihren Sinn ist zu achten (s. Abbildg. 26), da derselbe je nach der Lage des betreffenden Balkenteilchens über oder unter der Null-Linie positiv bzw. negativ sein kann; σ_y eine Beanspruchung des Balkenteilchens in einer Richtung senkrecht zur Null-Linie. Dieselbe rührt von dem Unterschied der lotrechten Schubspannungen in verschiedenen Abständen von der Null-Linie her. Es ist der Vorgang dieses Kräftespieles theoretisch besonders entwickelt und unter dem Namen „Das ebene Problem“ in die Wissenschaft eingeführt; hierfür gilt:

$$1. \sigma_0 = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \frac{\sigma_y - \sigma_x}{2} \cdot \cos 2\varphi + \tau \sin 2\varphi,$$

$$2. \tau_0 = \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \cdot \sin 2\varphi + \tau \cos 2\varphi,$$

$$3. \varphi = \frac{1}{2} \cdot \arctg \frac{2\tau}{\sigma_y - \sigma_x} + n \frac{\pi}{2}.$$

Gewöhnlich kann nun σ_y gleich Null gesetzt werden; wird aber auch σ_x gleich Null gesetzt, so bestimmen sich daraus die Spannungen in der Null-Linie des Balkens, denn es ist: $\varphi = \frac{1}{2} \arctg \infty$ oder $2\varphi = 90^\circ$, dies gibt $\varphi = 45^\circ$ und $\sigma_0 = \tau$, ebenso $\tau_0 = 0$.

Daraus ergibt sich zur Genüge, daß der Riß in der Null-Linie nur durch eine Zugkraft hervorgerufen wird, die ebenso groß ist, wie der für diese Stelle berechnete Horizontalschub. Es ist hierbei zu berücksichtigen, daß neben demselben ein ebenso großer Vertikalschub in Wirksamkeit ist. Diese Kräfte erzeugen dann für die Null-Linie eine unter 45° wirksame Zugkraft. Entlang einem Risse wirken also an der Unterkante des Balkens nur Normalspannungen normal zum Risse. Dann fügen sich bis zu einer gewissen Stelle des Steges zu den inneren zum

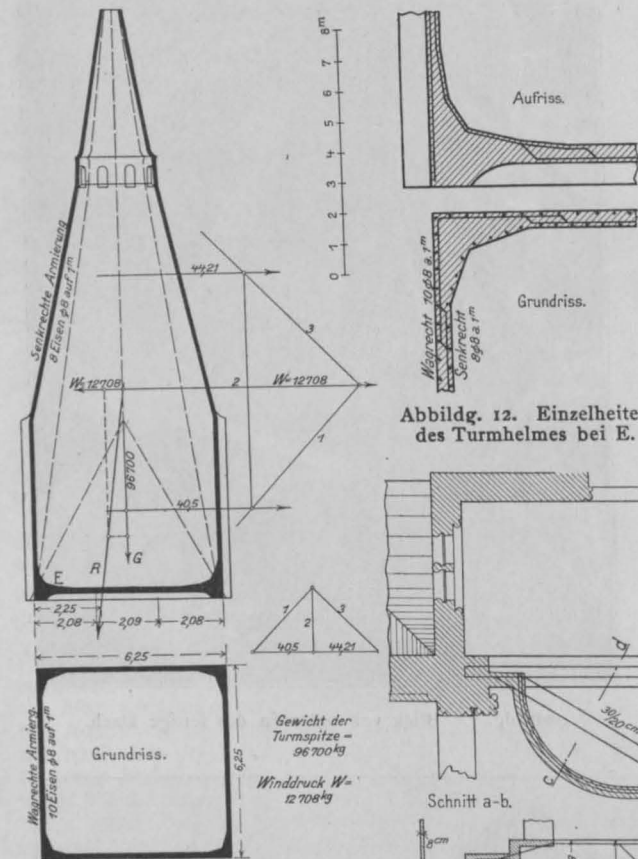


Abbildung 11. Statische Untersuchung des Turmhelmes.

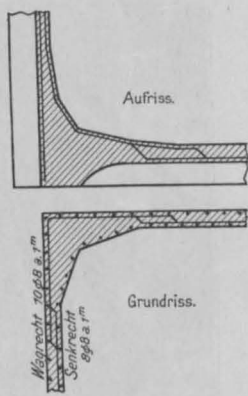


Abbildung 12. Einzelheiten des Turmhelmes bei E.

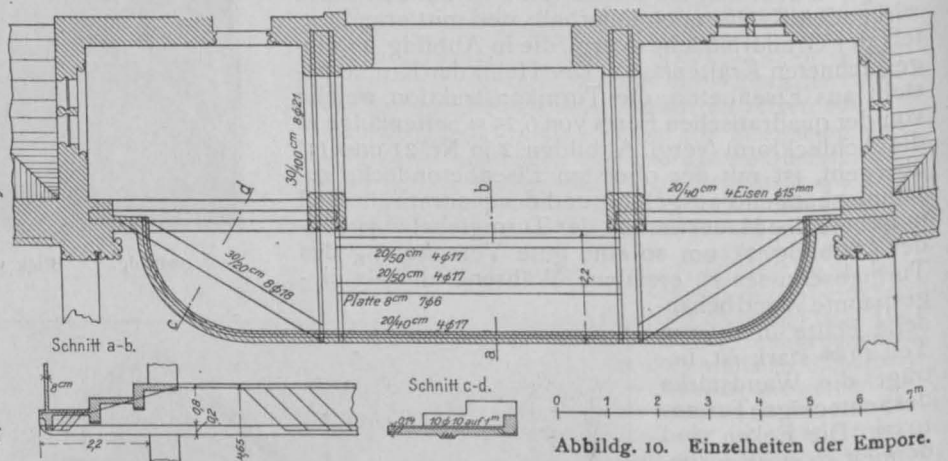


Abbildung 10. Einzelheiten der Empore.

Die Eisenbeton-Konstruktionen der katholischen Garnisonkirche in Kiel.

Die Bruchlast bei den Balken mit Bügel und hochgezogenen Eisen beträgt:

	Bruchlast	σ_b	σ_e	τ_0	τ_1
Balken 7 . . .	32 000 kg	179,9	2852	91,2	17,2
„ 8 . . .	32 000 „	181,6	2840	90,5	17,2
„ 13 . . .	31 000 „	182,2	2833	91,2	17,2
„ 14 . . .	32 000 „	186,8	2903	91,9	17,6

Die kleinen Unterschiede bei 7, 8 und 14 sind durch die kleinen Abweichungen der Betonquerschnitte hervorgerufen. Es muß hiernach erwünscht sein, die Leitsätze in dieser Beziehung zu ergänzen und einen Beitrag hierzu zu liefern. Aus den vorliegenden Versuchen können schon Anhaltspunkte zu einer zutreffenden Bügelberechnung gefunden werden. Wird der Balken 3 betrachtet, so ergibt sich bekanntlich in einem jeden Punkte desselben eine Spannung, die sich zusammensetzt aus der wagrechten und lotrechten Schubspannung und der entsprechenden Normalspannung.

Risse senkrecht wirkenden Zugspannungen noch Schubbeanspruchungen hinzu, die dann wieder abnehmen, um in der Null-Linie Null zu sein. Dort wirkt lediglich die bereits besprochene unter 45° gerichtete schiefe Zugkraft. Die zulässige Materialbeanspruchung ist somit in der Null-Linie gleich einem Vielfachen der Zugbeanspruchung des Betons zu setzen.

Diese Zugkraft ist aber für Risse in der Nähe der Auflager die überhaupt größte Spannung, die entlang des ganzen Risses auftritt. Wenn nun überlegt wird, daß an dem Auflager auch die Querkraft ihren größten Wert hat, so rechtfertigt sich die Ueberlegung, daß Querkraft und Zugbeanspruchung in gegenseitiger Beziehung zu setzen sind und daß von der Schubbeanspruchung ganz abgesehen werden kann. Sie könnte also an anderen Stellen des Risses wirksam sein, allein sie erreicht niemals einen größeren Wert als in der Null-Linie. Und für diesen größten Wert wird, wie oben dargelegt, die Zugbeanspruchung einzusetzen sein; dies ist in der Nähe des Auflagers der Fall.

Diese Gleichungen gelten nur für das Stadium I des Balkens; je nach Moment und Querkraft wird die Reißkurve mehr oder weniger steil verlaufen. Die ersten Risse treten an der Stelle des größten Momentes auf; bei fortschreitender Belastung gegen die Auflager hin treten immer dem Fortschritte der Belastung entsprechend neue Risse auf. Die Risse werden sich allmählich schiefer stellen; dabei haben einzelne das Bestreben, sich immer mehr und mehr in den Druckgurt hinein auszudehnen. Es kann ein derartiges Fortschreiten nach zwei Richtungen hin gefährlich werden. In der Nähe des Auflagers kann dadurch eine Ueberwindung des Haftwiderstandes herbeigeführt werden. Das Herausziehen der Haken und das damit verbundene Absprengen des Betons von denselben ist dann die Enderscheinung oder aber ein Reiß kann durch seine Ausdehnung in den Druckgurt denselben derart verschwächen, daß die eigentliche Druckzone nur noch einen Bruchteil der ursprünglichen beträgt. Es findet dann eine vorzeitige Ueberbeanspruchung des Druckgurtes statt, der Balken geht daran zugrunde; sind aber schon Risse erlaubt und soll ihr Auftreten innerhalb gewisser Grenzen durchaus nicht verhindert werden (die Leitsätze arbeiten ja auch damit), so muß doch ein bestimmter Teil des Balkens festgelegt werden, der ein für allemal nicht durch Risse verschwächt werden darf; dies ist einmal die Platte, das andermal der Steg, aber nur in der Nähe der Auflager, vielleicht nur über denselben. Innere Spannungen sind somit zu übertragen entlang einer Linie, welche sich

keine Zugbeanspruchung zugemutet werden, die gesamte Querkraft aufzunehmen; die Bügel sind dann auf eine Balkenlänge gleich der Horizontalprojektion a , bzw. a'' , des im Stege befindlichen Zweiges der Reißkurve zu verteilen (s. Abbildg. 26).

Ist eine Beanspruchung des Betons auf Zug erlaubt, so kommt eben von der Querkraft eine Kraft in Abzug, die sich berechnet zu: Reißprojektion mal Stegbreite mal der zulässigen Zugbeanspruchung des Betons. Gegen ein Herausziehen, das ein Gleiten der Bügel im Stege bedeuten würde, sind dieselben dann im Druckgurt entsprechend zu verankern.

Es ist wohl zuzugeben, daß eine Bügelbewehrung, die sich möglichst gleichmäßig über den ganzen Reiß verteilt, besser ist, als eine hochgezogene Eisenbewehrung, welche

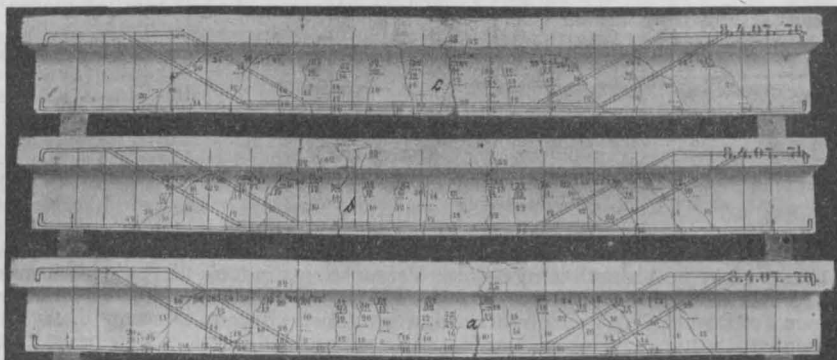


Abbildung 20. Balken 7 a—c. Parallel geneigte Eisen und Bügel.

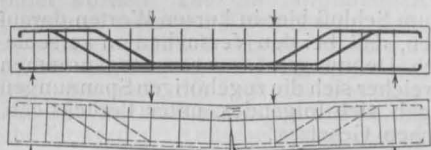


Abbildung 19. Balken 7 a—c.

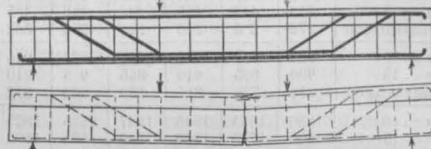


Abbildung 21. Balken 8 a—c.

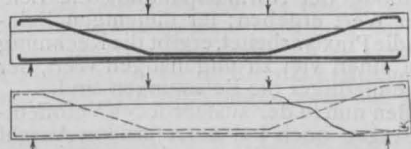


Abbildung 22. Balken 13 a—c.

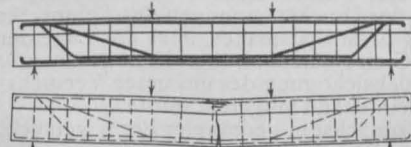


Abbildung 24. Balken 14 a—c.

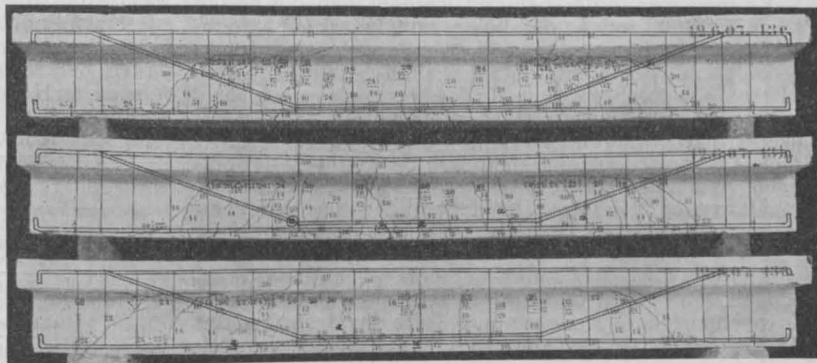


Abbildung 23. Balken 13 a—c Flach aufgebogene Eisen und oberes Eisen.

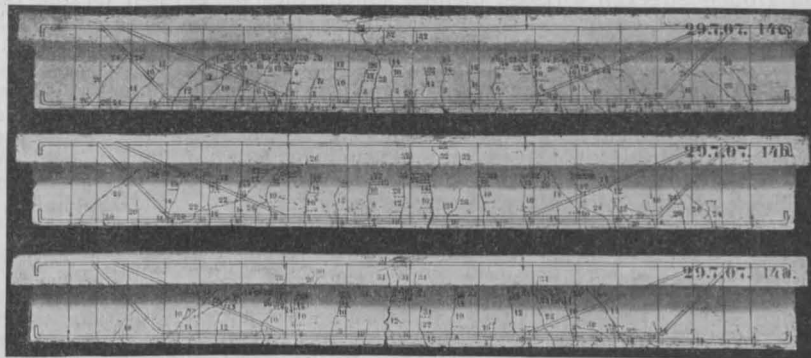


Abbildung 25. Balken 14 a—c. Aufgebogene Eisen von verschiedener Neigung.

darstellt aus Rissen durch den ganzen Steg bis zur Platte, aus der Normalen zur Plattenkante am Schnittpunkte des Risses mit derselben. Eine Druckbewehrung ist nicht notwendig, weil die Druckkräfte durch die ungeschwächte Platte übertragen werden, wohl aber eine Zugbewehrung; diese hat sich also entlang dem Risse bis zur Platte zu erstrecken oder wenigstens die daran wirksamen Kräfte aufzunehmen. Diese können nun, weil sie schief gerichtet sind, in Horizontal- und Vertikalkräfte zerlegt werden. Die wagrechten Kräfte werden als Zugspannungen durch die Eiseneinlagen im Zuggurt aufgenommen, während die lotrechten nun auf ein neues Bewehrungselement zu übertragen sind. Dies würden dann eben insofern Vertikalstäbe sein müssen, die durch Bügel dargestellt werden. Die Summe der Horizontalkräfte muß gleich Null sein, dann haben die Bügel, soll schon dem Beton im Stege

die gesamten entlang derselben wirkenden Spannungen in nur wenigen Punkten, vielleicht nur in einem aufnehmen will. Andererseits kann aber, z. B. bei Großkonstruktionen oder bei hohen Belastungen, die Querkraft eine so große und die erwähnte Horizontalprojektion a , bzw. a'' , eine so kleine sein, daß man unmöglich praktische Bügel-Querschnitte oder Abstände erhält. In diesem Fall sollen dann noch neben den Bügeln Eisen hochgezogen werden. Es kann auch bei durchlaufenden Trägern notwendig sein Eisen aus dem Untergurt nach dem Obergurt für die Aufnahme der negativen Obergurtmomente hochzuziehen. Diese hochgezogenen Eisen können dann noch neben den Bügeln für die Aufnahme der Querkraft Berücksichtigung finden; ihre genaue Lage wird jedoch jetzt nicht bestimmt nach den seitherigen Bedingungen der Leitsätze, sondern dadurch, daß sie in erster Linie dort schon hochgezogen

sind, wo sie für die Aufnahme der negativen Obergurtmomente notwendig werden.

Es folgt aus den Versuchen also das Ergebnis, daß die reine Bügelbewehrung eine bessere ist als die Bewehrung mit hochgezogenen Eisen allein. Denn es war die Bruchlast beim Balken 3=14800, 9=268000, 10=28400, 11=26900, 4=30000, 5=27200, 6=30800 kg.

Bei der Berechnung eines Balkens sind daher die in demselben auftretenden Schubkräfte überhaupt nicht zu berücksichtigen; wohl aber ist mit einem anderen Koeffi-

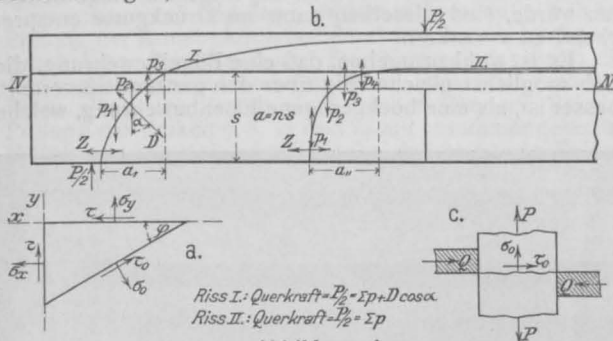


Abbildung 26.

zienten zu rechnen, der sich aus der gleichzeitigen Wirkung von Schub und Zugfestigkeit zusammensetzt (s. Abb. 26). Dieser Wert soll durch eingeleitete Versuche gefunden werden und zwar auch dadurch, daß bei der Prüfung durch einen konstanten Zug variabler Schub und umgekehrt durch einen konstanten Schub variabler Zug vorhanden ist. Dieser Wert würde an Stelle des seitherigen Schubkoeffizienten zu berücksichtigen und an der Querkraft graphisch in Abzug zu bringen sein.^{*)}

Es mag hier ferner bemerkt werden, daß die nötige Balkenlänge, auf welche die die gesamte Querkraft aufnehmenden Bügel zu verteilen sind, tabellarisch ausgedrückt werden kann. Bei kleineren Stützweiten genügt es jedoch meistens, ein solches Balken-Kraftfeld zu bestimmen. Das ist dann ebenso leicht möglich wie jetzt nach den „Leitsätzen“. Bei größeren Stützweiten und insbesondere bei Brücken kann jedoch eine richtigere Bestimmung der einzelnen, verschieden langen Kraftfelder a bzw. a₁ leicht festgestellt werden. Hierfür soll in der eingehenden Veröffentlichung der gesamten Versuchsergebnisse weiteres, für die praktische Anwendung geeignetes Material geliefert werden.

Aus den vorhergehenden Versuchen geht hervor, daß hochgezogene Eisen ohne Bügel verschiedene Konstruktionsnachteile haben; nicht nur, daß sie das Bestreben des sich Stützeradbiegens aufweisen, sondern daß sie auch das Auftreten von Längsrissen im Druckgurt direkt erleichtern und hervorrufen; außerdem dürfte es ein Nachteil sein, daß, wie bereits erwähnt, hochgezogene Eisen auf zu großen Strecken wirksam bleiben sollen; dies findet nicht statt und daher ist auch zu erklären, daß trotz hochgezogener Eisen die meisten Balken doch an sekundären Erscheinungen, Absprengungen des Betons von den Balken usw. zugrunde gingen. Ein entschiedener Vorteil dürfte die ökonomische Verwendung der im Zuggurt gegen die Auflager hin nicht mehr notwendigen Eisen sein. Den Bügeln wohnt aber ein weit höherer Wert inne; sie haben sowohl statische wie auch konstruktive Bedeutung. Hierbei sei immer eine gute vollständige Verankerung derselben vorausgesetzt. Infolge ihrer möglichen Verteilung über eine größere Strecke wird einer gleichmäßigeren Aufnahme der Spannungen, die an jedem anderen Punkt einen anderen Wert aufweisen, besser Rechnung getragen; sie sind an jedem Punkt eines Balkens möglich, selbst noch unmittelbar über den Auflagern und in der Mitte, was bei hochgezogenen Eisen einfach ausgeschlossen ist. Bei den seitherigen Versuchen bügelbewehrter Balken waren die Bügel in der Regel als Umschließungsbügel konstruiert (Abbildg. 4a in No. 19); die Hennebique-Bewehrung verwendet Flacheisenbügel in U-Form; diesen nachgebildet wurden Rundeisenbügel. Im Obergurt vom Plattenbalken wurden beide Bügelarten in der Regel nicht befestigt, vielmehr mußten die hakenartigen Enden und die Haftfestigkeit auf die Bügellänge die notwendige Verankerung im Beton ermöglichen. Für die Haftfestigkeit sind zunächst Rundeisenbügel vorzüglich, da bei diesen der Beton sich besser anpressen bzw. anstampfen wird als bei den kantigen Flacheisen.

Beiden vorliegenden Versuchen wurden zunächst Umschließungsbügel angewandt (Abbildg. 3—oben—in No. 19) Die Lagerung der Gurte ist aus der gleichen Abbildung

*) Der Vortragende erläuterte die theoretischen Entwicklungen auch an einer Reihe praktischer Beispiele. Wir müssen jedoch hier auf die Wiedergabe dieser Ausführungen verzichten.

ersichtlich. Bei der unteren Bügelart wurden im Obergurt Montageeisen verlegt, sodaß die Bügel in ihrer Lage und die Entfernung der Gurte festgelegt sind. Die statische Wirkungsweise ist natürlich bei Zugbeanspruchung der Bügel eine verschiedene. Bei Form a kann die Zugkraft nur außen direkt übertragen werden, bei Form b innen und außen. Bei der Form a erfolgt die Uebertragung durch die Haftfestigkeit bzw. durch die Haken, bei der Form b durch die Haftfestigkeit und durch die Verbindung mit den Obergurtstäben; bei Form b können also noch Zugkräfte sicher übertragen werden, wenn durch Risse der Beton in der Rippe unbrauchbar geworden ist. Bei der Form b sind ferner die ganzen Rippenquerschnitte mit Eisen durchsetzt. In der Praxis werden nun die Rippen zuerst betoniert und es tritt sehr oft der Fall ein, daß nach Aufbringung der Deckeneisen Arbeitsstörungen (Kälte) eintreten, die ein sofortiges Weiterbetonieren verhindern; auch kann bei zu großer Hitze zu rasches Abbinden des Rippenbetons erfolgen und nur durch Aufrauen und Anschleimen desselben wäre dann eine Verbindung mit dem Deckenbeton möglich. In diesem Falle stellt die im Obergurt sicher verankerte Form b für alle Fälle die von Zufälligkeit unabhängige Form für eine gute Verbindung von Platte und Rippe dar. Werden Deckeneisen zur Aufnahme der negativen Momente über den Rippen hochgezogen, so können sie dann auf den festverankerten Obergurteisen sehr gut und sicher gelagert werden. Die Wirkungsweise beider Bügelarten ist aus Balken 5 und 6 (Abbildg. 15—18 in No. 20) ersichtlich und führt die höhere Anzahl von Bügelquerschnitten im Balken 6 und ihre Verankerung im Obergurt ohne Zweifel zu einer höheren Bruchlast.

Richtig konstruierte Bügel sind daher hochgezogenen Eisen vorzuziehen. In allen Fällen, wo Bügel eine zu große Querkraft aufzunehmen haben, müssen zur Ergänzung Eisen hochgezogen werden.

Es soll noch zum Schluß hier in kurzen Worten darauf hingewiesen werden, daß bei den Versuchen an verschiedenen Balken auch Dehnungsmessungen vorgenommen wurden, an Hand welcher sich die zugehörigen Spannungen ermittelten; es ergab sich folgendes, unter Berücksichtigung des Hook'schen Gesetzes:

	σ_e in kg	Balken					
		7a	7b	8a	8b	14b	14c
Belastung 5000 kg	mit n = 10	462,5	466,3	461	462	462	458
	mit n = 15	450	443	455	432	458	455
	nach den Messungen	278	236	260	290	272	332
Belastung 10000 kg	mit n = 10	925	932	923	924	923	916
	mit n = 15	900	885	910	865	915	910
	nach den Messungen	834	778	816	900	804	872
Belastung 20000 kg	mit n = 10	1850	1865	1845	1847	1845	1825
	mit n = 15	1800	1770	1820	1730	1830	1820
	nach den Messungen	1876	1934	1962	2052	1800	2060

Hieraus ist ersichtlich, daß erst bei höheren Belastungen für die Bestimmung der Normalspannung die Leitsätze einen richtigen Wert ergeben; für diejenigen Belastungen, mit welchen die Praxis arbeitet, ergibt die Rechnung nach den Leitsätzen einen viel zu ungünstigen Wert, der immer größer wird, je niedriger die Belastungen sind.

Eingehender sollen nun in der ausführlichen Veröffentlichung alle diese Fragen noch bei einer großen Anzahl Balken gelöst werden; ferner sollen noch eingehendere Untersuchungen und Vergleiche angestellt werden über die Ergebnisse früherer Balkenversuche mit den jetzigen für die Ermittlung der Druckspannungen des Betons, für die Ermittlung des Elastizitätsmaßes, über die Lage der Null-Linie, über den Gleitwiderstand, über die Zugspannung des Betons mit Berücksichtigung des gesamten Versuchsprogrammes, wie es einleitend mitgeteilt wurde.

Wenn hiernach zunächst in gedrängter Form versucht wurde, einen kleinen Beitrag für den Einfluß verschiedener Bewehrung zu liefern, so sei die einzige Voraussetzung die wissenschaftliche Ehrlichkeit, die voraussetzungslos an die gestellten Aufgaben herantritt. Die Aufrechterhaltung und Einhaltung dieses Grundsatzes wird dann auch Gelegenheit geben, praktisch dem Fortschritt zu dienen. Es wird ferner möglich sein, mitzuhelfen, Klarheit zu schaffen in Punkten, die heute noch der Aufklärung bedürfen. Unabhängiger und nicht allzusehr durch „Leitsätze“ und „Bestimmungen“ und Laboratoriums-Versuche gebunden, muß jedoch auch der soliden Bautätigkeit die Möglichkeit gegeben sein, durch neue solide Konstruktionen, insbesondere bei Großkonstruktionen, ihre eigenen Wege zu gehen, um dadurch dem Fortschritt ebenfalls dienen zu können.

Inhalt: Die Eisenbeton-Konstruktionen der katholischen Garnison-Kirche in Kiel. (Schluß.) — Einige Ergebnisse neuerer Eisenbeton-Versuche. (Schluß.) —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., Berlin. Für die Redaktion verantwortlich Fritz Eiselein, Berlin. Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg., P. M. Weber, Berlin.