

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER

ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

* * * * *

UNTER MITWIRKUNG * DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-CEMENT-

* * FABRIKANTEN * UND * DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS * *

V. JAHRGANG.

No 21.

Die Eisenbeton-Konstruktionen der katholischen Garnisonkirche in Kiel.

Von Ingenieur Jos. Gaugusch in Kiel.



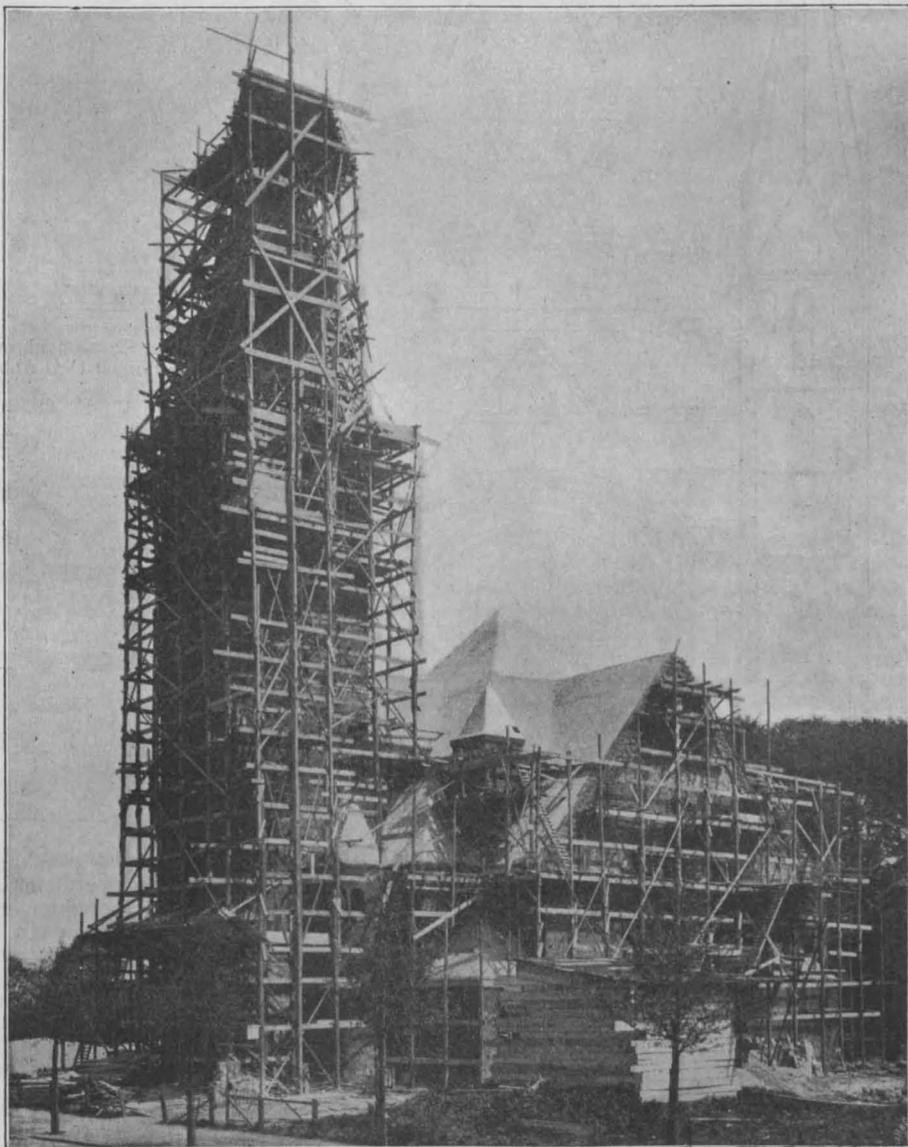
Nach den von Hrn. kaiserl. Marine-Baurat Arch. Kelm entworfenen Plänen wurde im Vorjahre die katholische Garnisonkirche in Kiel, unter besonderer Berücksichtigung einer feuer-sicheren Dach- und Deckenkonstruktion, ausgeschrieben. Für letztere Arbeiten lag ein Entwurf der Firma Weirich & Reinken, Kiel vor, welcher zur

O_1 das Biegemoment mit $M = 608000 \text{ cmkg}$ für teilweise Einspannung ermittelt und die Summe der Beanspruchung für Moment und Druckkraft $O_1 = 54600 \text{ kg}$ berechnet. Bezüglich der Abmessungen und der Eisen-einlagen vergl. die Einzelheiten (Abbildg. 8 und 9). Die Druckbeanspruchung des Betons ist: $\sigma_b = 22,7 + 15,1 = 37,80 \text{ kg/qcm}$, die Beanspruchung im Eisen, bei $f_e = 5 \cdot 20 \text{ mm}$ Durchmesser = $15,70 \text{ qcm}$, auf Zug $\sigma_s = 800 \text{ kg/qcm}$, auf Druck: $\sigma'_e = 15 \cdot 15,1 = 226 \text{ kg/qcm}$. Der Gesamtzug, den das Eisen infolge Biegung aufzunehmen hat, ist gleich $z = 15,7 \cdot 800 = 12550 \text{ kg}$. Dieser ver-

Ausführung bestimmt wurde.

Aus dem Grundriß (Abb. 1), dem Längsschnitt (Abbildg. 2) und dem Bild der Kirche während der Ausführung (Abb. 3) ist die allgemeine Anordnung und Gliederung der Kirche zu ersehen. Bei einer Länge von $33,1 \text{ m}$, einer Querschiff-Ausdehnung von $15,49 \text{ m}$ und einer Mittelschiffbreite von $15,19 \text{ m}$ besitzt sie eine überbaute Fläche von etwa 670 qm , von welcher 550 qm auf das Innere entfallen und von dieser Fläche wiederum 400 qm auf den Laienraum. Sämtliche Dächer des Baues einschließlich der Zwischendecken, Emporen und Turmdecken sind in Eisenbeton-Konstruktion erstellt worden. Die Dachhaut selbst ist mit nur $6,5 \text{ cm}$ Stärke ausgeführt. Die Dachkonstruktion wird durch ein untergemauertes Gewölbe verdeckt.

Die Haupt-Tragkonstruktionen des Daches bilden zwei Diagonalbinder von 22 m Spannweite aus Eisenbeton. Vergl. den Dachgrundriß (Abbildg. 4), die Ansichts-Zeichnung des Binders (Abbildg. 5) und die in No. 22 nachfolgenden Aufnahmen (Abbildgn. 6 und 7). Der Winddruck wurde mit 150 kg/qm senkrecht auf die getroffene Dachfläche angenommen. Dies ergab auf das Quadratmeter Horizontal-Projektion 175 kg/qm . Nach Berechnung der auf die Knotenpunkte fallenden Lasten $P - P_2$ und der Reaktionen A und B wurden die einzelnen Stabkräfte graphisch ermittelt. Hierauf wurde z. B. für den Obergurt



Abbildg. 3. Kirche während der Ausführung.

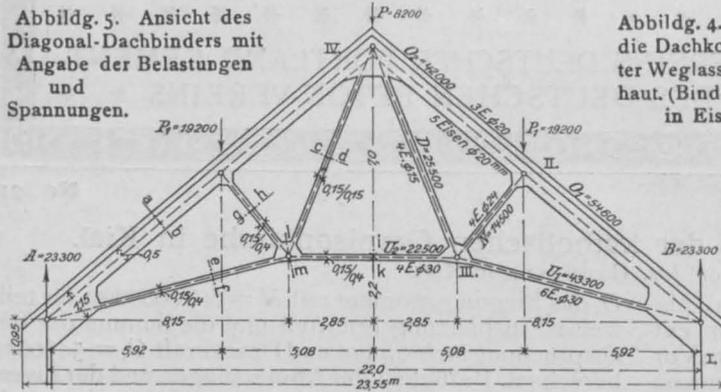
mindert sich um den auf die Zugzone entfallenden Normaldruck von der Größe: $15,1 \cdot 40 (60 - 17,4) = 2560 \text{ kg}$. Obzwar für den Obergurt O_2 die Beanspruchungen wesentlich günstigere waren, wurden die Abmessungen von O_1 beibehalten. Der Unterzug U_1 wird auf Zug beansprucht mit $U_1 = 43000 \text{ kg}$. Gewählt sind 6 Stäbe von 30 mm Durchmesser mit $42,36 \text{ q m}$ Querschnittsfläche. Die Beanspruchung des Eisens auf Zug beträgt mithin:

$$\sigma_e = 43000 : 42,36 = 1020 \text{ kg/qcm.}$$

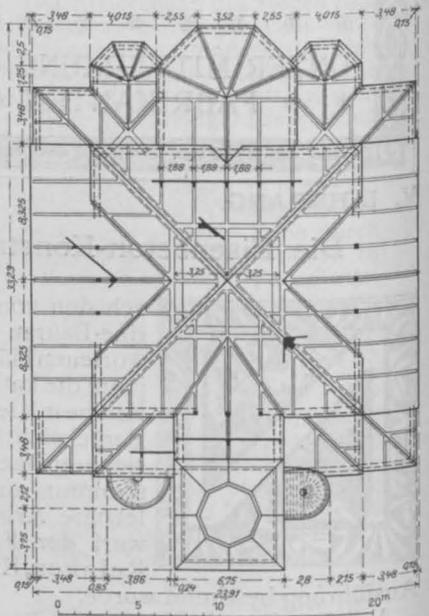
Für die Aufnahme der Scher- und Haftspannungen wurde entsprechend Fürsorge getroffen. Zur Aufnahme der Scherkräfte wurde ein Teil der Zugeisen aufgebogen, außerdem wurden Scherbügel vom Durchmesser 7 mm eingelegt. Die Diagonale wurde der Druckkraft D und die Vertikale der Zugkraft N entsprechend bemessen. Das Zugband wurde mit 2,20 m Steigung über das darunter befindliche Mauergerölbe geführt. —

(Schluß folgt.)

Abbildg. 5. Ansicht des Diagonal-Dachbinders mit Angabe der Belastungen und Spannungen.



Abbildg. 4. Aufsicht auf die Dachkonstruktion unter Weglassung der Dachhaut. (Binder und Sparren in Eisenbeton.)



Abbildg. 2. Längsschnitt.

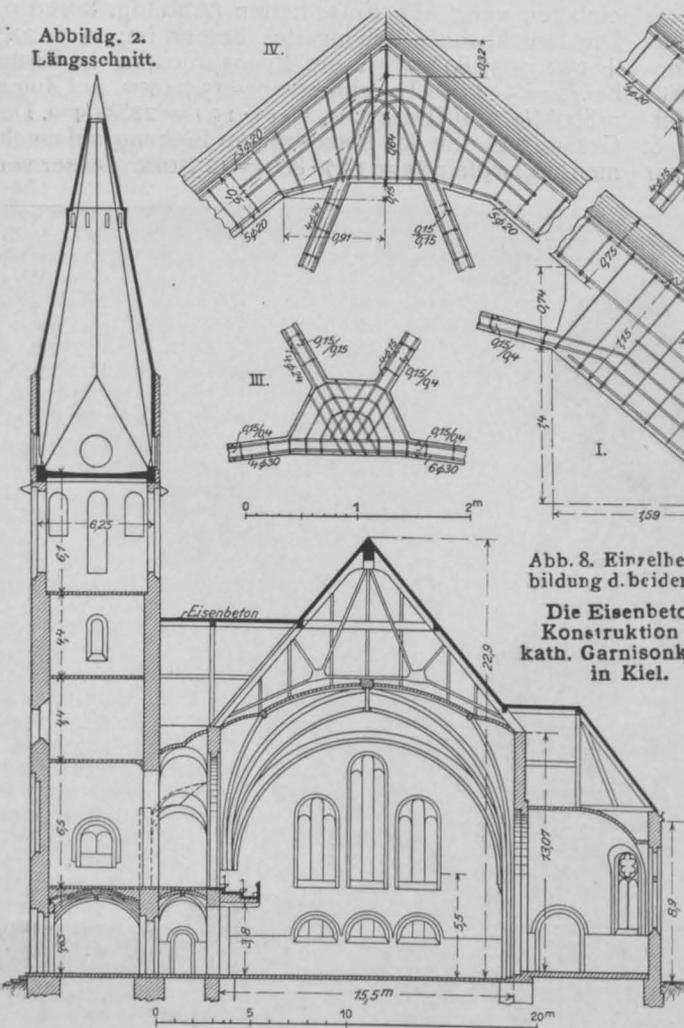
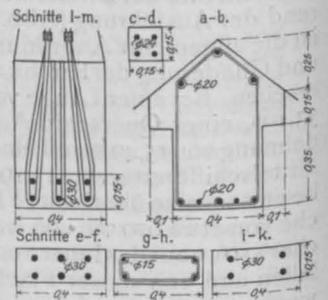


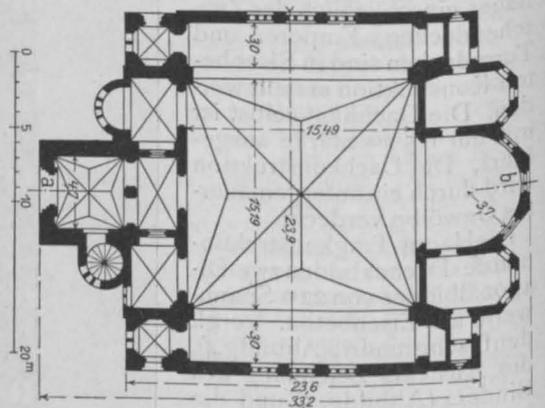
Abb. 8. Einzelheiten der Knotenpunktausbildung d. beiden Hauptbinder. (Vgl. Abb. 5).

Die Eisenbeton-Konstruktion der kath. Garnisonkirche in Kiel.

Abbildg. 9. Schnitte durch die Binderstäbe (vergl. Abb. 5).



Abbildg. 1. Grundriß der Kirche.



Eisenbahnbrücke in Rothenburg O.-L. Von Ober-Ingenieur Hart in Berlin. (Schluß.)

Die Bögen haben eine Spannweite von 30,5 m und eine Pfeilhöhe von 4,2 m; die statische Berechnung erfolgte auf graphischem Wege unter Zugrundelegung einer Belastung von 3 hintereinander stehenden 3/3 gekuppelten Normal-Tendermaschinen mit je 12 t Achsdruck. Die größte Betonbeanspruchung tritt bei einseitiger Belastung in einer Entfernung von 6,3 m vom Auflager ein und beträgt 20,9 kg/qcm. Am Scheitelpunkt haben die Bögen eine Stärke von 55 cm, an der Bruchluge eine solche von 100 cm und an den Widerlagerecken eine Stärke von 70 cm.

Die Gelenksteine aus Beton (Abbildg. 6) besitzen im Scheitel eine Stärke von 55 cm, und die Widerlagerecken sind 70 cm stark. Die Halbmesser der Berührungsflächen wurden nach den Barkhausen'schen Formeln ermittelt.

Der Beton der Gelenke besitzt zur Erhöhung der Druckfestigkeit Eiseneinlagen in Form einer Umschnürung. Die Bügel bezwecken ein leichtes Heben der Gelenkkörper und ermöglichen gleichzeitig eine gute Verbindung mit dem Anschlußbeton. Die Herstellung erfolgte in besonders festen Holzformen auf Betonunterlage. Die Oberfläche der Betonunterlage hatte genau die Form der Berührungsflächen. Auf diese Weise konnten in kurzer Zeit sämtliche Gelenksteine hergestellt werden. Die Gelenksteine wurden in genauer Lage auf die Gerüste verlegt und es konnte dann die Betonierung eines jeden Bogens zugleich an 3 Stellen begonnen und nach 2 Arbeitstagen beendet werden. Der Gewölbeschluss erfolgte im Scheitel und an den Kämpfern gleichzeitig.

bar eine größere Sicherheit bezwecken soll, unberechtigt ist und zur Verminderung der Sicherheit beiträgt, ist bei Gelegenheit der Besprechung der preußischen Bestimmungen in den „Mitteilungen über Zement usw.“ 1908 No. 2 S. 14 eingehend erörtert worden. Abgesehen von einem ganz geringen Unterschied bei 0,4¹ der ersten Oeffnung ergeben sich beim kontinuierlichen Träger mit mehr als 3 Oeffnungen sowohl für die ständige Belastung g , als auch für die ungünstig verteilte Nutzlast p ziemlich größere Momente, als wenn die Zahl der Oeffnungen auf 3 beschränkt ist. An den Koeffizienten der Winkler'schen Tabellen für die Momente der kontinuierlichen Träger mit 3 und 4 Oeffnungen läßt sich diese Tatsache sofort erkennen.

Bei durchlaufenden Tragwerken ist die Deformation der Stützen zu berücksichtigen. Diese Forderung wird sich wenigstens bei den Deckenplatten kaum streng durchführen lassen; denn die als Stützen dienenden Träger-Rippen senken sich nicht an allen Punkten um das gleiche Maß ein, sodaß eigentlich jeder Deckenstreifen besonders berechnet werden müßte. Abgesehen davon, daß sich solche schwierigen Rechnungen für alltägliche Konstruktionen in der Praxis nicht durchführen lassen, scheitern sie schon an dem Mangel brauchbarer Formeln für die Einsenkung der Eisenbetonträger. In Wirklichkeit gleichen sich bei den kontinuierlichen Deckenplatten die Einflüsse der Einsenkung und des Drehungswiderstandes der Trägerrippen zum Teil aus. Anscheinend bezieht sich diese Vorschrift mehr auf rahmenartige Verbindungen von Trägern und Säulen. — Ringsum aufliegende, mit sich kreuzenden, gleich starken Eisen-Einlagen versehene rechteckige Platten mit den Seitenlängen a und b dürfen nach den bei freier Auflagerung für die Stützweite a geltenden Momenten, vermindert im Verhältnis $b^4 : (a^4 + b^4)$, berechnet werden; vorausgesetzt ist dabei, daß $b < 1,5 a$ ist.

Für die Berechnung der inneren Spannungen von Konstruktionen aus Eisenbeton sind folgende Annahmen maßgebend:

- ursprünglich ebene Querschnitte bleiben bei einer Formänderung des Körpers eben;
- der Elastizitätsmodul des Betons auf Druck ist zu 140000 kg/qcm (also $n = 15$) anzunehmen;
- die größten Spannungen des Betons auf Druck und des Eisens auf Zug sind unter der Voraussetzung zu ermitteln, daß der Beton keine Zugspannungen aufnehme;
- bei den auf Biegung beanspruchten Tragwerken sind auch die größten Spannungen des Betons auf Zug, und zwar unter der Annahme eines Zug-Elastizitäts-Moduls des Betons von 56000 kg/qcm (gleich dem 0,4fachen Betrag des Druck-Elastizitäts-Moduls) nachzuweisen;
- bei der Berechnung elastischer Form-Aenderungen und der äußeren Kräfte von statisch unbestimmten Tragwerken ist der volle Betonquerschnitt mit $E_b = 140000$ kg/qcm und den 15fachen Querschnitten der Eisen-Einlagen zuzugrunde zu legen;
- die Größtwerte der Schub- und Haft-, sowie der Hauptzugspannungen sind nach der Annahme unter c zu ermitteln.

Man ersieht aus diesen einzelnen Bestimmungen, daß mit Ausnahme des Absatzes d gerade so zu rechnen ist, wie nach den preußischen Vorschriften. Gegenüber den letzteren bedeutet aber Absatz d insofern eine Verschärfung, als die Untersuchung der Zugspannung des Betons bei allen auf Biegung beanspruchten Bauteilen anzustellen ist, während dies nach den preußischen Bestimmungen nur bei den schädlichen Einflüssen ausgesetzten Bauwerken nötig wird. Die anzuwendende Melan'sche Methode zur Berechnung der Zugspannung führt zu ziemlich umständlichen Formeln, da die Elastizitätsmodule auf Zug und Druck dabei verschieden sind. — Die betreffende Vorschrift stellt offenbar ein Kompromiß dar zwischen den Theoretikern, die ihr Gewissen durch eine Berechnung der Zugspannung des Betons befriedigen müssen und den Praktikern, die sich nicht zu weit von der bisherigen Uebung entfernen wollen. Da nämlich die zulässige Zugspannung des Betons 23 kg/qcm und sein Zugelastizitätsmodul $\frac{0,4}{15}$ desjenigen vom

Eisen beträgt, so kann das letztere gleichzeitig auf $\frac{23 \cdot 15}{0,4}$

= 862 kg/qcm beansprucht werden, wenn man davon absieht, daß der untere Betonrand noch etwas weiter von der Nulllinie entfernt ist als das Eisen. Für die rechteckigen Querschnitte, also die Deckenplatten, wird die genaue Zugberechnung des Betons keine Aenderung der nach der ersten Berechnung (Beton gerissen) nötigen Abmessungen zur Folge haben. Auch bei den Rippen der Plattenbalken werden Aenderungen sich nur bei starker Armierung ergeben. Wohl wird man eine Verringerung der Zugspannung des Betons durch entsprechende Erbreiterung der

Rippe herbeiführen können. Wirksamer werden aber die ersten Zugrisse durch eine Herabsetzung der Eisenbeanspruchung infolge Vermehrung des Eisenquerschnittes verhindert werden, wobei noch der Vorteil gewonnen wird, daß sich die Bruchsicherheit dadurch erhöht. Würde man die zulässige Beanspruchung des Flußeisens zu 850 anstatt zu 950 kg/qcm für die Rippen der Plattenbalken annehmen, dann wäre mit Vermeidung umständlicher Rechnungen praktisch dasselbe erreicht.³⁾

Die zulässige Beanspruchung ist für Schweißisen zu 850 kg/qcm, für Flußeisen zu 950 kg/qcm festgesetzt. Für den Beton ändern sich die Zahlen je nach dem Mischungsverhältnis gemäß der nachstehenden Tabelle:

Zementmenge auf 1 cbm Gemenge von Sand und Steinmaterial	Zulässige Beanspruchung				Haftspannung
	bei Biegung und exzentrischem Druck		bei zentr. Druck	Schub-, Scher- und Hauptzugspannung	
	Druckspannung	Zugspannung			
a. 470 kg Portland-Zement (1 : 3)	40	24	28	4,5	5,5
b. 350 kg Portland-Zement (1 : 4)	36	23	25	4,5	5,5
c. 280 kg Portland-Zement (1 : 5)	32	21,5	22	3,5	4,5

Mischungsverhältnisse unter 280 kg Zement werden für Eisenbeton nicht zugelassen. Für Längseisen, deren besondere Oberflächen-Gestaltung einer Verschiebung im Beton entgegenwirkt, darf die Haftspannung 10% des oben angegebenen Wertes überschreiten.

Die Berechnung der Säulen auf Knicken ist anzustellen, wenn $\frac{L}{i} > 20$ ist, wobei L die freie Knicklänge und

i den Trägheitshalbmesser des modifizierten Querschnittes bedeuten. Bei zentrisch belasteten Druckgliedern ist dann mit Rücksicht auf Knicken die sonst zulässige Betonspannung mit der Abminderungszahl $\alpha = \left(1,12 - 0,006 \frac{L}{i}\right)$ zu multiplizieren.

Bei exzentrisch belasteten Säulen ist die für exzentrischen Druck zulässige Betondruckspannung zu vermindern, um die $\frac{1-\alpha}{\alpha}$ fache, einer gedachten zentrischen Belastung entsprechende Druckspannung. Eine Begründung dieser Knickformeln ist nicht gegeben und ist auch nicht in dem von Ob.-Brt. Haberkalt und Dr. Postuvanschitz verfaßten Buche⁴⁾ zu finden, das die Anwendung der österreichischen Vorschriften über Eisenbeton zeigen soll.

Die kleinste in Druckgliedern aus Eisenbeton enthaltene Längsarmierung soll 0,8% der ganzen Querschnittsfläche betragen; machen die Längseisen mehr als 2% dieser Fläche aus, so darf der über 2% hinausgehende Teil des Querschnittes der Längseisen nur mit dem vierten Teil in Rechnung gestellt werden. Angesichts der Unsicherheit der zurzeit gebräuchlichen Formel für die Säulen-Berechnung erscheinen solche Beschränkungen bezüglich des Prozentsatzes der Längsarmierung ganz am Platz. Die für das Ausknicken der Längseisen an sich angegebenen Formeln sind identisch mit den eine vierfache Sicherheit bietenden Tetmajer'schen Knickformeln. Sie werden natürlich kaum eine praktische Anwendung finden, da die Bügelabstände immer ziemlich kleiner gemacht werden, als der nach der Knickungstheorie der Längseisen gefundene Wert. Den Bedürfnissen der Praxis wäre besser gedient, wenn der höchst zulässige Bügelabstand in einem Vielfachen der Stärke der Längsstangen angegeben würde. Es liegt auch ein Widerspruch darin, wenn für den zentrisch gedrückten Beton der Säule eine etwa 6fache, für das Ausknicken der Längseisen aber nur eine 4fache Sicherheit verlangt wird. — (Schluß folgt.)

³⁾ Ueber den Wert aller derartigen Zugspannungsberechnungen des Betons vgl. die Besprechung der preußischen Bestimmungen in den „Mitteilungen“ 1908 No. 3, S. 21.

⁴⁾ Die Berechnung der Tragwerke aus Beton-Eisen oder Stampfbeton bei Hochbauten und Straßenbauten auf Grund der Vorschriften des k. k. Ministeriums des Inneren vom 15. 11. 1907. Von Ob.-Brt. Karl Haberkalt u. Ob.-Bau-Kommissär Dr. Fritz Postuvanschitz. Wien 1908. Druckerei- u. Verlags-A.-G. vorm. R. v. Waldheim. Pr. geb. 12 M. —

Inhalt: Die Eisenbeton-Konstruktionen der katholischen Garnisonkirche in Kiel. — Eisenbahnbrücke in Rothenburg O.-L. (Schluß.) — Ueber die Vorschriften für Eisenbetonbauten. —

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