

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

20. JAHRGANG.

BERLIN, DEN 20. JANUAR 1923.

No. 2.

Bemerkenswerte Brückenbauten des Auslandes in Beton und Eisenbeton.

Vergl. No. 1. (Hierzu die Abbildungen auf S. 10.)

3. Bogenbrücke von San Telmo über den Guadalquivir in Sevilla.

(Nach „Giornale del Genio Civile“ vom 30. April 1922.)



Wie bei der Brücke über das Tal der Petrusse in Luxemburg¹⁾ wohl erstmalig die Auflösung eines breiten Brückengewölbes, um an Material und Kosten der Herstellung zu sparen, in zwei schmale Ringe erfolgt ist, die in einem größeren Abstand von einander angeordnet sind, während der zwischen ihnen liegende breite

Schlitz durch eine ebene Platte überspannt wird, ist diese zweckmäßige Bauweise in verschiedenen Bauwerken des Auslandes angewendet worden. In Nordamerika folgte als eines der ersten bedeutenden Beispiele die Walnut Lane-Brücke²⁾ in Philadelphia. Von bedeutenderen französischen Beispielen sei auf die Brücke von Villeneuve sur Lot³⁾ hingewiesen. Ein weiteres Beispiel dieser Art ist die nach den Plänen des spanischen Ingenieurs Eugenio Ribera in Sevilla erbaute Brücke über den Guadalquivir in ihrem massiven Teil. Die Entwürfe sind aus einem Wettbewerb hervorgegangen. Das Bauwerk befand sich zur Zeit des Erscheinens des benutzten Berichtes erst im Stadium der Ausführung.

Die Brücke ist in Abb. 1 hierunter in der Übersicht und Abb. 2, S. 10, im Querschnitt dargestellt. Es handelt sich um ein Bauwerk mit 3 Öffnungen, von denen die mittlere von 50 m Lichtweite eine eiserne Klappbrücke, System Scherzer, ist, während sich beiderseits Eisenbetonbögen von je 45 m Spannweite anschließen. Die Gesamtbreite der Brücke ist 15 m, wo-

von 10 m auf den Fahrdamm entfallen, der eine Befestigung durch Stampfasphalt erhalten hat. In gleicher Breite überspannt die Brückenplatte den Schlitz zwischen den Zwillingsbögen, die in je 2,5 m Breite unter den beiderseitigen Bürgersteigen liegen.

Wie der vergrößerte Längsschnitt durch einen Gewölbering, Abb. 3, und der halbe Querschnitt im Brückenscheitel, Abb. 4 S. 10, zeigen, liegen in den Gewölberingen je 3 Eisen-Fachwerkbögen. Die Mittellinie der Bögen ist nach einer Parabel mit 1 : 6,43 Pfeil geformt. Die Stützen der Eisenbeton-Fahrbahnplatte liegen in 2,52 m Abstand. Die Pfeiler des Bauwerkes sollten bis 16,5 m Tiefe i. M. herabgeführt werden und aus 2 getrennten Massivkörpern in je 8 m Abstand bestehen. Es war Luftdruck-Gründung unter Benutzung von Eisenbeton-Kaissons vorgesehen.

Die starke Strömung des Flusses und die Forderungen der Schifffahrt verboten die Aufstellung fester Rüstungen, die außerdem sehr erhebliche Kosten erfordert haben würden. Die Eisenrippen der Bögen sind daher gleich so stark gemacht, daß an ihnen die erforderliche Schalung für die Träger aufgehängt werden kann, und daß sie diese samt dem feuchten Beton bis zu dessen Erhärtung tragen können.

Der Ingenieur der Brücke steht auf dem Standpunkt, daß durch die gewählte Ausführungsweise und die Fortlassung schwerer Lehrgerüste ein wesentlich vorteilhafterer Bau erreicht worden ist, als wenn durch schärfste Berechnung die Abmessungen der Gewölbe und der Eiseneinlagen auf ein Mindestmaß herabgesetzt würden, wodurch außerdem mitunter Bauwerke entstehen, die den Charakter des Massivbaues fast verlieren und sich mehr demjenigen eines Eisenbauwerkes nähern. Die geringeren Massen machen solche Bauwerke außerdem empfindlicher gegen Erschütterungen

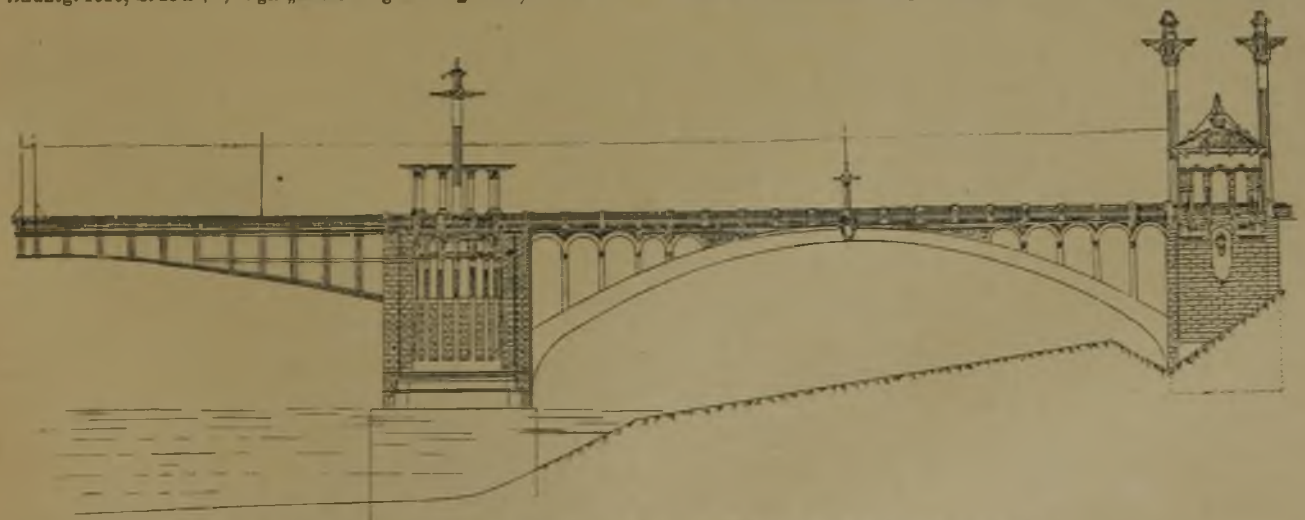


Abb. 1. Übersicht der Brückenausbildung (halbe Ansicht).

¹⁾ Vgl. Deutsche Bauztg. Jhg. 1902, S. 521 ff.; ²⁾ Vgl. Deutsche Bauztg. 1910, S. 25 ff.; ³⁾ Vgl. „Mitteilungen“ Jhg. 1921, S. 137 ff. —

durch die Verkehrslasten und beeinträchtigen ihre Lebensdauer gegenüber massigeren Bauwerken.

Als Beweis für seine Anschauungen führt Ribera außerdem an, daß sich in Spanien die Preise seit 1914 bis Frühjahr vor. Jahres i. M. wie folgt verändert hätten: Eisen und Zement um je 100, Holz um 225 v. H.; Transporte auf der Bahn um 50, auf Fuhrwerken um 125 v. H.; die Löhne der Arbeiter um 150, der Zimmerleute um 225 v. H. Daraus gehe klar hervor, welchen erheblichen Anteil an den Kosten ge-

rade das Holz haben würde. Eine Konstruktion ohne Lehrgerüst und eine möglichst einfache Ausführungsweise, die Löhne erspart, ist daher vorteilhafter als ganz besonders weit getriebene Verringerung der Abmessungen.

Veranschlagt war das Bauwerk mit rd. 5,2 Mill. Peseten Gesamtkosten. Davon 1,9 Mill. vorgesehen für die Gründung, 1,2 für die Eisenbeton-Arbeiten, 1,6 Mill. für die Klappbrücke, ausschließlich 0,5 Mill. Pes. für die Straßendecke und Uferanschlüsse.

Versuche über den Einfluß von Traßmehl und anderen Steinmehlen im Zementmörtel und Beton*).



chon z. Zt. des Aufschwunges der Portland-Zementindustrie und der wirtschaftlichen Entwicklung Deutschlands ist die Frage der Möglichkeit einer Verrbilligung des Zementmörtels und -Betrns durch Verwendung magerer Mischungen und deren Verbesserung durch Zusatz von Traß, Steinmehl oder gemahlener

*) Aus den: Forschungsarbeiten aus den Gebieten des Ingenieurwesens. Herausgegeben vom Verein deutscher Ingenieure. Heft 261. Von Otto Graf, Stuttgart, Berlin 1922. Verlag des V.D.I. Pr. geb. Grundzahl 0,75. —

Sand in allen Fällen, wo die volle Festigkeit des Zementmörtels doch nicht ausgenutzt wird, Gegenstand von Untersuchungen gewesen.

Es ist dabei z. T. auch die Frage mitgeprüft worden, wie weit durch solche Zusätze, namentlich von Traß, gewisse Eigenschaften des Zementmörtels, so die Elastizität und Wasserdurchlässigkeit günstig beeinflußt werden können. Namentlich Dr.-Ing. Rudolf Dyckerhoff hat sich in früheren Jahren mit dieser Frage befaßt, und die Protokolle des „Vereins Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten“ enthalten verschiedentlich Ergebnisse über solche Versuche. Diese hatten schon gezeigt, daß solche Zusätze nicht einheitlich wirken, daß bei fetten Mischungen keine Verbesserung, bei mageren dagegen durch Verdichtung der Poren eine solche eintritt. Die Wirkung des Traßzusatzes führte man, abgesehen von dieser rein physikalischen Einwirkung auch auf Wechselwirkungen zwischen der Kieselsäure des Traßmehles und dem Kalkgehalt des Zementes zurück.

Bei den vorzüglichen Eigenschaften der deutschen Portland-Zemente vor dem Kriege und den für Bauzwecke vielfach zur Verfügung stehenden reichen Mitteln war diese Frage aber nicht so brennend geworden wie heute, wo Zement nur schwer und zu hohen Preisen zu haben ist, wo außerdem namentlich in Folge des Mangels an guter Kohle die Gleichmäßigkeit und Güte des Portland-Zementes nicht durchweg die gleiche ist wie früher, und wo äußerste Sparsamkeit dringendstes Gebot ist. Eine systematische Verfolgung der Frage, wie weit hier eine Verrbilligung ohne Verschlechterung, womöglich unter gleichzeitiger Verbesserung der Eigenschaften erreicht werden kann, ist daher heute von besonderer Wichtigkeit.

Auf dem Wege zur Erkenntnis dieser Verhältnisse bringt uns das Forschungsheft 261 des V. D. I. mit den Veröffentlichungen von E. Graf über im Materialprüfungsamt Stuttgart ausgeführte Versuche einen guten Schritt weiter. So weit diese Versuche aus neuester Zeit stammen, sind sie mit Mitteln der Robert Bosch-Stiftung durchgeführt.

Die Versuche beschränken sich in der Hauptsache auf die Verwendung von rheinischen Traß und Jurakalksteinmehl. Bayr. Traß ist nur bei einigen Versuchen berücksichtigt. Als Sand wurde Flußsand aus dem Neckar bei Beihingen verwendet, außerdem wurden verschiedene Portland-Zemente und auch stellenweise andere

Zemente benutzt. Zur Untersuchung kam der Einfluß der Größe des Traß- oder Steinmehlzuschlage auf Raumgewicht, Druck- und Zugfestigkeit des Zementmörtels und zwar bei erdfeuchter und weicher Mischung, der Einfluß der Lagerung und des Alters mit und ohne Zusätze genannter Art, der Einfluß der letzteren auf Druck- und Zugelastizität, sowie schließlich auf Wasserdurchlässigkeit und auf Schwinden und Quellen des Betons.

Die älteren Versuche sind fast durchweg mit Normensand, also mit einem grob- und gleichkörnigen Sand durchgeführt, während in der Praxis gemischt-körniger Sand zur Verwendung kommt. Letzterer ist dichter als der erste, es waren auch andere Ergebnisse mit den Zusätzen zu erwarten. Vorversuche gaben darüber Aufschluß. Während bei einer Mischung 1:3 mit Normensand ein Traßzusatz von 0,3 Gewichtsteilen zum Mörtel eine Erhöhung der Druckfestigkeit um 14 v. H., der Mischung 1:6 desgl. um 22 v. H. ergab, zeigte der ge-

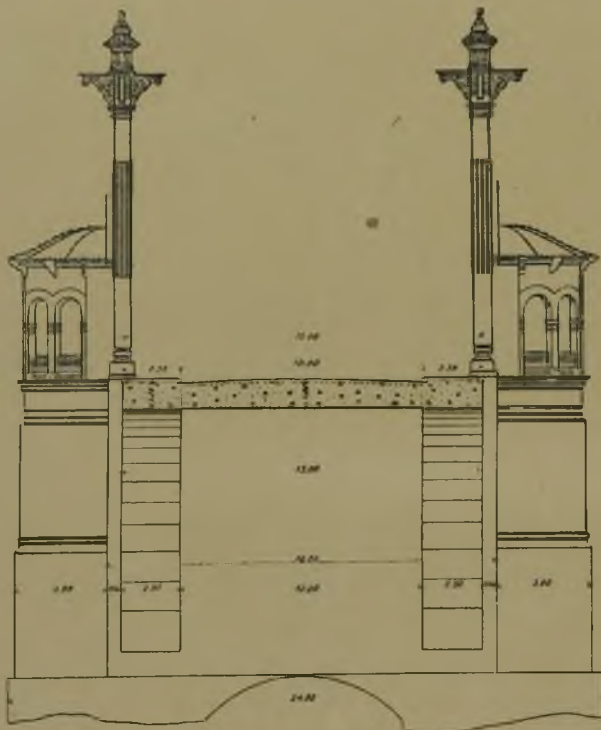


Abb. 2. Querschnitt im Brückenscheitel.

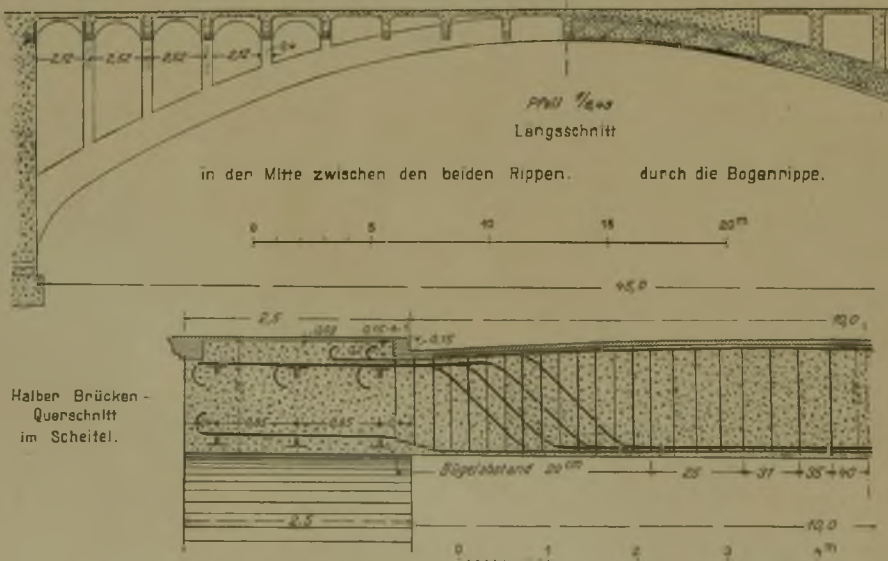


Abb. 3 u. 4. Einzelheiten der Ausbildung der Ringe und der Platte. Bogenbrücke über den Guadalquivir in Sevilla.

Bemerkenswerte Brückenbauten des Auslandes in Beton und Eisenbeton.

mischtkörnige Beihinger Sand bei 1:3 eine Verminderung an und erst bei 1:6 eine gewisse Erhöhung der Festigkeit. Der Normenmörtel war eben auch in der fetten Mischung noch zu verdichten, der mit gemischtkörnigem Sand hergestellte nur in der mageren Mischung. Die weiteren Versuche sind dann, wie schon erwähnt, nur noch mit dem gemischtkörnigen Sand durchgeführt worden.

Wichtig ist dann die Frage, bis zu welcher Höhe der Zusatz getrieben werden darf, ohne daß ein Festigkeitsverlust eintritt. Versuche aus dem Jahr 1919 an erdfeucht hergestellten Würfeln 1:4 (Heidelberger Zement, Beihinger Sand) mit verschiedenen Traßzusätzen zeigten nach 6 Monaten Lagerung unter Wasser bis 0,2 Gewichtsteile Traßzusatz eine Erhöhung des Raumgewichtes und gleichzeitig eine Steigerung der Druckfestigkeit um 13 v. H. Bei Vermehrung des Traßzusatzes geht die Festigkeit wieder zurück. Bei 1 Gewichtsteil Traßzusatz sinkt die Festigkeit um etwa 7 v. H. gegenüber dem reinen Zementsandmörtel. Versuche vom Jahr 1920 mit Mischung 1:3 und 1:6 bei Verwendung von Portland-Zement von Lauffen am Neckar zeigten für den fetten Mörtel keine Zunahme des Raumgewichtes und der Druckfestigkeit. Ein Zusatz von 0,3 G. W. Traß ergab keine Erhöhung, von 0,6 eine Erniedrigung der Festigkeit. Bei der mageren Mischung stieg dagegen, wenn die Festigkeit der reinen Zementsandmischung mit 1 bezeichnet wird, diese bei 0,15; 0,3; 0,6 Traßzusatz auf 1,21; 1,38; 1,47. Festigkeit und Raumgewicht wurden hier also erheblich gesteigert.

Ähnlich war die Einwirkung des Traßzusatzes auf die Zugfestigkeit.

Bei anderen Versuchen ist statt des Trasses ein Zusatz von Jurakalk- bzw. Anhydrit-Mehl zugegeben worden. Diese Zusätze haben auf die Druckfestigkeit von 42 Tage altem Mörtel ganz ähnlich gewirkt wie Traßzusatz. Bei einem Mörtel 1:6 sind Raumgewicht und Festigkeit durch das Steinmehl mehr erhöht worden als durch Traßzusatz. Bei 0,6 Gw. T Zusatz erhöhte Traßmehl die Druckfestigkeit um 47. Kalksteinmehl um 48. Anhydritmehl sogar um 56 v. H. Auch in der fetten Mischung 1:3 ist noch eine gewisse Gewichtserhöhung, aber keine erhebliche Festigkeitszunahme mehr zu verzeichnen.

Gleichartige Versuche sind dann auch noch mit weichem Mörtel durchgeführt, wobei noch 2 weitere Zemente und ein Hochofenzement zur Anwendung kamen. Die Mischung war 1:6. Die Festigkeit wurde nach 28 Tagen geprüft. Die Zusätze waren 0: 0,15: 0,3: 0,6 und 1 Gw. T. Der rheinische Traß hat in allen Fällen die Druckfestigkeit erhöht. Die Steigerung war abhängig vom Zement. Ebenso hat Zusatz von Kalksteinmehl in allen Fällen Erhöhung herbeigeführt z. T. weniger, z. T. ebenso groß wie bei Traßzusatz. Auch der Bayr. Traß hat die Druckfestigkeit erheblich gesteigert; die Steigerung war abhängig von der Feinheit der Mahlung des Trasses.

Die Zugfestigkeit erdfeucht angemachten Mörtels wurde wie bei Traßzusatz auch durch Steinmehlzusatz erheblich gesteigert. Kalksteinmehl ergab fast dieselben

Werte wie rheinischer Traß. Dasselbe gilt auch von weich angemachten Probekörpern.

Der Einfluß der Lagerung auf die Druckfestigkeit von Zementmörtel ohne und mit Zusätzen aus rheinischen Traß und Kalksteinmehl wurde von Versuchbeginn bis zu 1 Jahr Alter verfolgt, bei weich und erdfeucht angemachten Körpern. Die Druckfestigkeit der trocken gelagerten Körper ist danach gegenüber den Werten für naßgelagerte bei Traßzusatz stärker zurückgeblieben als ohne Traßzusatz. Bei den erdfeucht hergestellten Körpern war der Kalksteinmehlzusatz auch bei trocken gelagerten Körpern nicht weniger wirksam als bei den naß gelagerten. Bei Verwendung von Traß zu Zementmörtel ist danach also größere Sorgfalt in der Behandlung des Mörtels nötig als bei reinem Zementmörtel.

Der Einfluß des Alters auf die Druckfestigkeit hat sich bei Traßzusatz und ohne diesen nicht wesentlich anders geäußert.

Kalksteinmehlzusatz zeigte bei trockener Lagerung mit steigendem Alter sich wesentlich wirksamer als rheinischer Traß, bei Wasserlagerung sich diesem dagegen unterlegen. Auf die Steigerung der Zugfestigkeit mit dem Alter haben Traß- und Kalksteinmehlzusatz keinen wesentlich anderen Einfluß.

Versuche mit Beton zeigen ähnliche Ergebnisse wie Mörtelversuche. Bei fettem Beton ergab sich in Folge von Traßzusatz im allgemeinen eine Verminderung, bei magerem eine Erhöhung der Festigkeit. Auch das Kalksteinmehl erhöht die Druckfestigkeit, wenn durch seine Hinzufügung eine Verdichtung des Betons möglich ist. Andere Zusätze von Steinmehl liefern nicht immer eine Erhöhung der Festigkeit, auch wenn das Raumgewicht gesteigert wird.

Druckelastizität und Zugelastizität erwiesen sich bei Zusatz von rheinischen Traß etwas größer als ohne diesen. Die Unterschiede waren jedoch nicht erheblich.

Die Veränderung der Wasserdurchlässigkeit des Betons durch Traßzusatz ist schon durch viele Versuche, namentlich für mageren Beton erwiesen worden, ebenso durch Kalkzusatz. Neuere Versuche zeigten auch eine Verbesserung mageren Betons in Bezug auf Wasserundurchlässigkeit durch Kalksteinmehl-Zusatz. Es kann also auch Steinmehl für die Verbesserung der Wasserundurchlässigkeit in Frage kommen.

Auf das Schwinden und Quellen des Betons hat Traßzusatz einen vergrößernden Einfluß. Sowohl die Verkürzungen beim Austrocknen sind größer wie die Verlängerungen bei Wasserlagerung.

Das wesentliche Ergebnis der Versuche ist, daß Zusatz von Traßmehl zum Zementbeton zunächst nur bei magerem Beton und da auch nur bis zu einem gewissen Grade von Vorteil ist, aber auch dann nur zweckmäßig erscheint, wenn der Beton dauernd oder durch lange Zeit feucht gehalten wird. An Stelle von Traßmehl ist auch der Zusatz anderer Steinmehle zur Erreichung der gleichen Ziele möglich. Das ist wichtig für Orte, die von den Traßgewinnungsstellen weit entfernt liegen, sodaß der Zusatz von Traß durch die hohen Transportkosten zu teuer wird. —

Fr. E.

Torsionsbewehrung.

Von Dr.-Ing. E. Rausch, Berlin. (Schluß.)

3. Randbalken eines Turbinenfundamentes (Abb. 7).



Der Randbalken b ist exzentrisch belastet, und soll daraufhin bemessen werden. Dieses Beispiel ist einfacher als das erste, insofern, als nur ständige Lasten in Frage kommen, verwickelter insofern, als der Querschnitt und die Belastung unregelmäßig sind.

Die Belastung besteht aus zwei Lastgruppen mit verschiedenen Exzentrizitäten:
gleichmäßig verteiltes Eigengewicht in Querschnittmitte wirkend $g = 1,3^2 \cdot 2,4 = 4,0 \text{ t/m}$
gleichmäßig verteiltes Gewicht der Turbinen-Grundplatte $g' = 0,84 \text{ t/m} + 400 \text{ v. H. Er-schütterungszuschlag in } 0,20 \text{ m Abstand vom inneren Querschnittsrande wirkend} = 1,7 \text{ t/m}$
 $q = 5,7 \text{ t/m}$

Diese beiden Belastungen können zu einer einzigen Lastgruppe mit der Exzentrizität $4,0 \cdot 0,65 + 1,7 \cdot 0,20 = 0,515 \text{ m}$ vereinigt werden.

Die zweite Lastgruppe besteht aus den Einzellasten:

$$P_1 = 5,85 + 400 \text{ v. H.} = 29,25 \text{ t}$$

$$P_2 = 11,7 + 400 \text{ v. H.} = 58,5 \text{ t}$$

in 0,15 m Abstand vom Innenrande wirkend

Die Bemessung auf Biegung sei hier weggelassen. Dafür werden an Eisen verlegt:

im linken Feld 3 Dm. 20 mm, im rechten 6 Dm. 20 mm, über der Mittelstütze 4 Dm. 25 mm. Zur Ermittlung der Schub- und Drehbewehrung bestimmen wir zunächst die Querkraft- und Drehmomentenflächen, und behandeln dabei die beiden Lastgruppen gesondert (Abb. 8).

Querkraftordinaten aus der Lastgruppe q

$$\text{linker Balken } A = - B = 5,7 \frac{1,55}{2} = 4,42 \text{ t}$$

$$\text{rechter Balken } A = - B = 5,7 \frac{1,20}{2} = 3,43 \text{ t}$$

dgl. aus der Lastgruppe P

$$\text{linker Balken } A = 29,25 \cdot \frac{0,45}{1,55} = 8,5 \text{ t}$$

$$B = 29,25 - 8,5 = 20,75 \text{ t}$$

$$\text{rechter Balken } A = 58,5 \cdot \frac{0,92}{1,20} = 44,8 \text{ t}$$

$$B = 58,5 - 44,8 = 13,7 \text{ t}$$

Drehmomentordinaten:

Die Exzentrizität beträgt für die Lastgruppen $q: 65 - 51,5 = 13,5 \text{ cm}$, $P: 65 - 15 = 50 \text{ cm}$.

Die entsprechenden Momentordinaten ergeben sich aus den soeben ermittelten Querkraftordinaten durch Multiplikation mit der zugehörigen Exzentrizität zu:

$$4,42 \cdot 0,135 = 0,60 \text{ tm}, \quad 3,43 \cdot 0,135 = 0,46 \text{ tm}, \\ 8,5 \cdot 0,50 = 4,25 \text{ tm}, \quad 20,75 \cdot 0,50 = 10,38 \text{ tm}, \\ 44,8 \cdot 0,50 = 22,40 \text{ tm}, \quad 13,7 \cdot 0,50 = 6,85 \text{ tm}.$$

Auf Grund der Querkraft- und Drehmomentenflächen werden nun zuerst die größten Randspannungen ermittelt. Wie im folgenden gezeigt wird, genügt es, die größte Randspannung für einen einzigen Querschnitt zu bestimmen, um daraus die ganze τ -Linie herleiten zu können. Es soll hierzu der Querschnitt *A* des rechten Balkens gewählt werden. Da der Querschnitt unregelmäßig ist, so ersetzen wir denselben durch eine eingeschriebene Ellipse, deren Halbmesser 57 und 65 cm betragen (Abb. 9). Die Querkraft ist an dieser Stelle

$$Q = 3,43 + 44,8 = 48,2 \text{ t} \\ \text{das Drehmoment } M = 0,46 + 22,4 = 22,9 \text{ tm} \\ \text{die Exzentrizität } e = \frac{22,9}{48,2} = 0,475 \text{ m}.$$

Die größte Randspannung wird im Punkte 1 oder 2 auftreten. Die Ellipsenfläche ist

$$F = \pi \cdot 57 \cdot 65 = 11650 \text{ cm}^2 \\ \tau_0 = \frac{Q}{F} = \frac{48200}{11650} = 4,15 \text{ kg/cm}^2; \quad \frac{1}{3} \tau_0 = 1,38 \text{ kg/cm}^2 \\ 1,5 e = 0,71 \text{ m}.$$

Mit diesen Größen konstruieren wir graphisch (wie in Abb. 19 in No. 20 Jhg. 1922 gezeigt wurde) die Randspannungen, und erhalten

$\tau_1 = 11,5 \text{ kg/cm}^2, \quad \tau_2 = 10,2 \text{ kg/cm}^2.$ Die Spannung im Punkte 1 ist somit die größere. Zur Kontrolle wollen wir diese auch rechnerisch aus Formel 7, S. 156, No. 20, Jhg. 1922, bestimmen. Mit

$$q = k = 65 \text{ cm} \text{ ergibt sich } \tau = \tau_q + \tau_d = 5,5 \frac{65}{65} + 5,5 \frac{71}{65} = 5,5 + 6,0 = 11,5 \text{ kg/cm}^2.$$

Der erste Teil dieser Spannung ist mit der Querkraft proportional, der zweite mit dem Drehmoment, und so ist es ohne weiteres möglich, auch für andere Querschnitte die Größtspannungen anzugeben, wie die Tabelle unten zeigt.

Zwischen den hier berechneten Werten verläuft die Spannungslinie gradlinig (Abb. 8) weil sich auch Q und M linear ändern. Wie aus der Abbildung hervorgeht, wird die zulässige Spannung nur zwischen den beiden Einzellasten überschritten, Bewehrung ist also nur an den Teilstrecken $P_1 - B$ und $A - P_2$ erforderlich.

a) Schubbewehrung.

Um das Drehmoment zu verringern, werden die Abbiegungen in die Nähe des Innenrandes gerückt, jedoch nur bis zur Stufe, da die Querschnittshöhe weiter nach innen stark abnimmt (vergl. S. 150 Nr. 19 Jhg. 1922 unterster Absatz). Der innere Hebelarm ist hier

$$z = \frac{7}{8} (h - a) = \frac{7}{8} 125 = 110 \text{ cm}$$

Die Länge der zu bewehrenden Strecke ist beim linken Balken $a = 45 \text{ cm}$, beim rechten $a = 38 \text{ cm}$, also an beiden Seiten kleiner als der innere Hebelarm. Unter Hinweis auf den Aufsatz des Verfassers: Bemessung der Abbiegungen gegen Abscheren („Der Bauingenieur“ 1922 S. 211) ist in diesem Fall die aufzunehmende schräge Zugkraft:

$$\frac{Q}{\sqrt{2}} \\ \text{Der erforderliche Eisenquerschnitt der Abbiegungen ist somit:} \\ \text{links } fe = \frac{20750 + 4420}{1200 \cdot \sqrt{2}} = 14,8 \text{ cm}^2; \\ 3 \text{ Dm } 25 \text{ mm} = 14,72 \text{ cm}^2, \text{ rechts } fe = \frac{4800}{1200 \cdot \sqrt{2}} = 28,3 \text{ cm}^2; 6 \text{ Dm } 25 \text{ mm} = 29,45 \text{ cm}^2$$

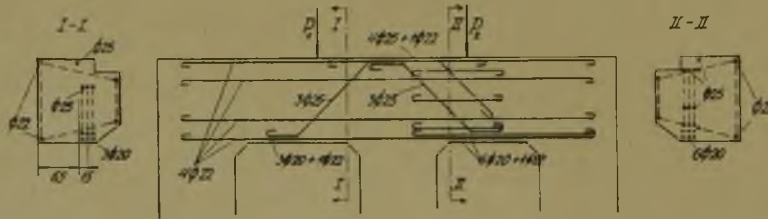
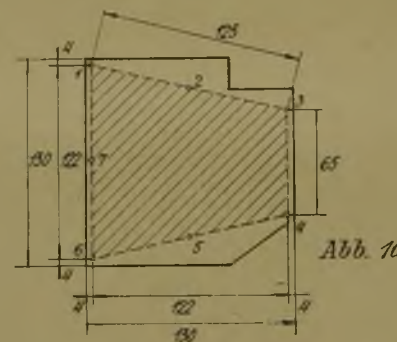
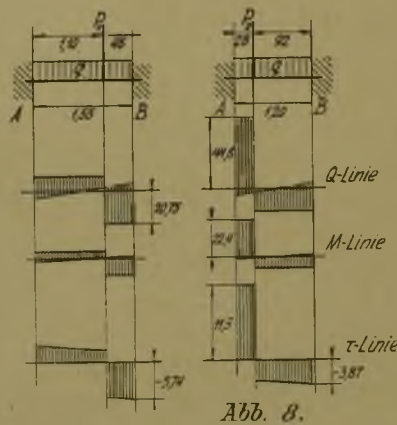
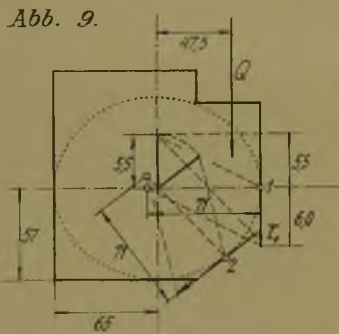
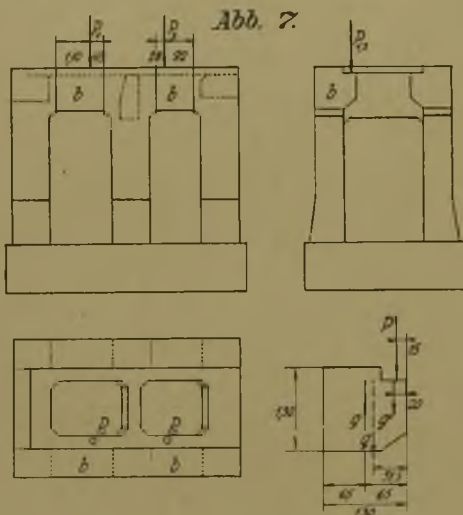


Abb. 7 — 11. Torsionsbewehrung des Randbalkens eines Turbinenfundamentes.

Schnitt	Q t	M tm	τ_q kg/cm ²	τ_d kg/cm ²	τ kg/cm ²
Linker Balken A	4,45 + 8,5 = 12,95	0,6 + 4,25 = 4,85	12,95 48,2	5,5 = 4,85 22,9	1,48 + 1,27 = 2,75
links unter P_1	-1,85 + 8,5 = 6,65	-0,25 + 4,25 = 4,0	1,48	1,27	2,75
rechts „ P_1	-1,85 - 20,75 = -22,6	-0,25 - 10,38 = -10,63	0,76	1,05	1,81
B	-4,42 - 20,75 = -25,17	-0,6 - 10,38 = -10,98	-2,58	-2,79	-5,37
Rechter Balken A	1,83 + 44,8 = 46,63	0,25 + 22,4 = 22,65	-2,87	-2,87	-5,74
links unter P_2	1,83 - 13,7 = -11,87	0,25 - 6,85 = -6,60	5,5	6,0	11,5
rechts unter P_2	1,83 - 13,7 = -11,87	0,25 - 6,85 = -6,60	5,31	5,92	11,23
B	-3,43 - 13,7 = -17,13	-0,46 - 6,85 = -7,31	-1,35	-1,73	-3,08
			-1,95	-1,92	-3,87

b) Drehbewehrung.

Die Bewehrungsebene der Abbiegungen ist 15 cm aus der Querschnittmitte gerückt (s. Abb. 11) wodurch sich die Drehmomente verringern. Die bei der Ermittlung der Randspannung angegebene Exzentrizität der Kraft $Q = 48,2^t$ im Schnitt A des rechten Balkens verringert sich auf

$$e = 0,475 - 0,15 = 0,325 \text{ m}$$

und das Drehmoment auf $M = 48,2 \cdot 0,325 = 15,6 \text{ tm}$

Im Schnitt B des linken Balkens ist

$$Q = 4,42 + 20,75 = 25,17^t, \quad M = 0,6 + 10,38 = 10,98 \text{ tm},$$

$$F = \frac{122 + 65}{2} \cdot 122 = 11400 \text{ cm}^2$$

Bewehrung des linken Balkens: $M = 730000 \text{ kgcm}$; es sollen 4 Eckstäbe angeordnet werden (Stäbe 1, 3, 4 und 6 in der Abb. 10); der größte Stababstand ist

$$t = \frac{122 + 125}{2} = 124 \text{ cm}$$

und der Querschnitt eines Längsstabes:

$$f_e = \frac{730000 \cdot 124}{2 \cdot 1200 \cdot 11400} = 3,3 \text{ cm}^2, \text{ verw. je 1 Dm. 22} = 3,78 \text{ cm}^2$$

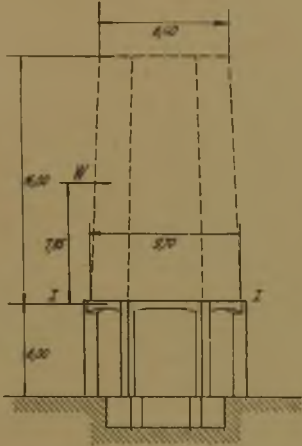


Abb. 12. Gesamtanordnung des Untergestelles.

Abb. 12 - 19.

Torsionsbewehrung eines Eisenbeton-Untergestelles eines Kühlturmes.

Abb. 19. Anordnung der Bewehrung.

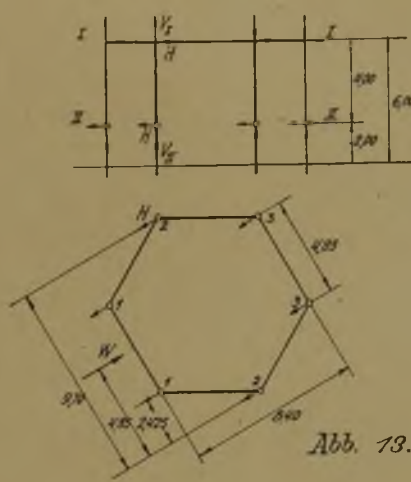
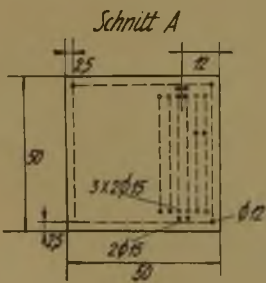


Abb. 14.

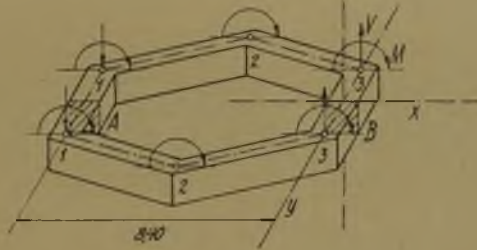


Abb. 13.

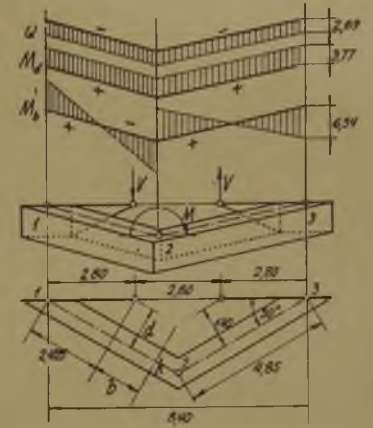


Abb. 15.

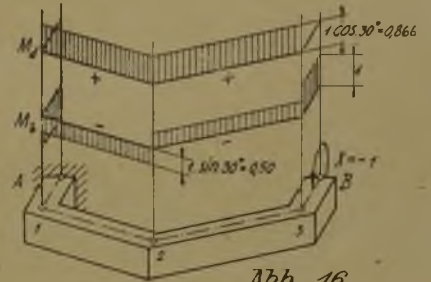


Abb. 16.

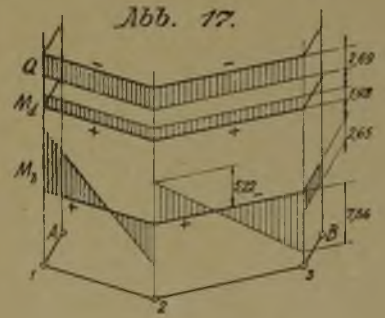


Abb. 17.

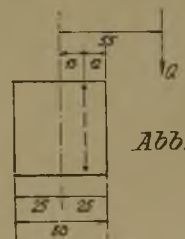


Abb. 18.

von Stabmitte gerechnet ist $e = \frac{10,98}{25,17} = 0,44 \text{ m}$, von den Abbiegungen gerechnet $e = 0,44 - 0,15 = 0,29 \text{ m}$.

Der Bemessung wird folglich das Drehmoment $M = 25,17 \cdot 0,29 = 7,3 \text{ tm}$ zugrunde gelegt.

Es soll Bügelbewehrung, bestehend aus Längsstäben und Bügeln verwendet werden. Den Querschnitt des Bewehrungszylinders kann man hier dem Betonrand nicht genau anpassen, da sonst konkave Stellen eintreten würden (siehe Text zu Formel 1 in Nr. 19/1922) und so wählen wir den auf Abb. 10 dargestellten Trapezquerschnitt; sein Inhalt ist

Als Bügel werden Rundeisen von 7 mm mit $0,385 \text{ cm}^2$ verwendet; der Bügelabstand berechnet sich zu:

$$t_b = \frac{0,385}{3,3} \cdot 124 = \infty 15 \text{ cm}$$

Bewehrung des rechten Balkens: $M = 1560000 \text{ kgcm}$; es werden 7 Längsstäbe (1-7 in Abb. 10) angeordnet; die Teilung $t = \infty 65 \text{ cm}$.

Der Querschnitt eines Längsstabes beträgt

$$f_e = \frac{1560000 \cdot 65}{2 \cdot 1200 \cdot 11400} = 3,7 \text{ cm}^2, \text{ verw. je 1 Dm. 22 mm} = 3,78 \text{ cm}^2$$

Als Bügel sollen Rundeisen von 10 mm mit 0,785 cm² vorgesehen werden; der Bügelabstand ist

$$t_b = \frac{0,785}{3 \cdot 7} 65 = 14 \text{ cm}$$

Abb. 11 zeigt die gesamte Bewehrung.

Da die Schubspannungen auf der Strecke $P_2 B$ die zulässige Grenze nahezu erreichen, werden zur Sicherheit die 4 Eckstäbe (1, 3, 4, 6 auf Abb. 10) als Drehbewehrung über die ganze Balkenlänge hinweggeführt, ebenso auf der Strecke $A P_1$ des linken Balkenteiles.

4. Eisenbeton Untergestell eines Kühlturms. Das Untergestell des in Abb. 12 gestrichelt dargestellten Kühlturms ist gegen Winddruck zu bemessen.

$$W = \frac{9 \cdot 70 + 8 \cdot 40}{2} 16,0 \cdot 0,125 \cdot 0,625 = 11,3 \text{ t}$$

Das Windmoment für Schnitt I—I ist

$$M = 11,3 \cdot 7,85 = 88,5 \text{ tm}$$

Unter der Voraussetzung, daß der Kühlturm einen starren Körper darstellt, wirken an den 6 Auflagerstellen 6 gleich große Schubkräfte $H = \frac{11,3}{6} = 1,89 \text{ t}$

und in den vier mit 1 und 3 bezeichneten Punkten die lotrechten Gegendrückte

$$V_{II} = \pm \frac{88,5}{2 \cdot 8,40} = \pm 5,25 \text{ t}$$

Um das in Abb. 13 schematisch dargestellte Eisenbetongerippe bemessen zu können, wollen wir einige vereinfachende Annahmen machen:

Das Eigengewicht bleibt unberücksichtigt. Die Einspannung der Stützenfüße in das Kühlturmfundament läßt annehmen, daß im unteren Drittelpunkt derselben das Moment = 0 ist; an diesen Stellen können wir daher Gelenke einfügen. Es soll ferner das System als starr angesehen werden, so daß in den 6 Gelenken gleich große und gleichgerichtete Schubkräfte $H = 1,89 \text{ t}$ und in den Gelenken 1 und 3 lotrechte Kräfte

$$V_{II} = \pm 5,25 \pm \frac{11,3 \cdot 4,0}{2 \cdot 8,4} = \pm 5,25 \pm 2,69 = 7,94 \text{ t}$$

wirken. Die Stützen werden hierbei lediglich auf Biegung mit Achsialdruck beansprucht, ihre Bemessung bietet keine besonderen Schwierigkeiten, und so wollen wir uns nur mit dem über den Stützen angeordneten Riegelkranz beschäftigen.

Die von den Stützen auf den Kranz übertragenen Momente und lotrechte Kräfte sind in Abb. 14 dargestellt, wobei

$$V = V_{II} - V_I = \pm 2,69 \text{ t}; M = 1,89 \cdot 4,0 = 7,56 \text{ tm}$$

Die Gleichgewichtskontrolle lautet:

$$6 M = 2 V \cdot 8,40; 45,4 = 45,2$$

Aus Symmetriegründen wirken in den Schnitten A und B weder Querkkräfte noch Drehmomente, es können nur Biegung und Normalkraft vorhanden sein. Zur Bestimmung der inneren Kräfte schneiden wir zunächst den Ring in B auf, und denken ihn im Schnitt A festgehalten. Im so entstandenen Hauptssystem sind die Stäbe 1—1 und 3—3 spannungslos, wodurch der Ring in zwei symmetrische Teile zerfällt. Auf diese Weise entsteht das Gebilde in Abb. 15, dessen Belastungsschema dadurch vereinfacht wurde, daß die Normalkraft und das Moment in den Punkten 1 und 3 zur Mittelkraft vereinigt sind. Diese wirkt im Abstand

$$\frac{7,56}{2,69} = 2,80 \text{ m}$$

liegt also symmetrisch zum betreffenden Stabe. Für den Schnitt k ist dann

die Querkraft $Q = V = 2,69 \text{ t}$,

das Drehmoment $M_d = Q \cdot d = 2,69 \cdot 1,40 = 3,77 \text{ tm}$.

Diese beiden Größen sind auf der ganzen Stablänge konstant; das Biegemoment im Schnitt k ist $M_b = V \cdot b$, in Stabmitte = 0, an den Stabenden $\pm 2,69 \cdot 2,425 = \pm 6,54 \text{ tm}$. Querkraft und Momentenflächen sind in Abb. 15 über den Stäben dargestellt.

Um die im Schnitt B wirkenden Kräfte zu bestimmen, müssen wir die gegenseitigen Verschiebungen und Verdrehungen der beiden Endquerschnitte B ermitteln.

Infolge Symmetrie kann eine Verschiebung nur in der y -Richtung (Abb. 14.) erfolgen. Aus denselben Gründen ist eine Torsionsverdrehung der Querschnitte um die genannte Achse nicht möglich. Es können nur folgende Formänderungen auftreten: 1. Verschiebung in der Richtung y , 2. Verdrehung um die Achse x , 3. Verdrehung um die Achse z .

Von den im Hauptssystem wirkenden inneren Kräften sollen zur Ermittlung der Formänderungen nur die Momente herangezogen werden; der Einfluß der Querkraft wird vernachlässigt. Die Drehachsen der Biegungs- sowie auch der Drehmomente liegen in der xy -Ebene, und so können die Schnitte B weder in der y -Richtung verschoben noch um

die z -Achse verdreht werden. Es bleibt als einzige Möglichkeit eine Verdrehung um die x -Achse. Dieser Formänderung entspricht ein Biegemoment X im Stabe 3—3 (in der Kräfteebene yz).

Die in Abb. 15 dargestellten Biegemomente der Stäbe 1—2 und 2—3 rufen in B keine Verdrehung hervor, da sich die Momentenflächen innerhalb eines jeden Stabes ausgleichen, und nur die Endquerschnitte parallel verschieben. Es muß also nur der Einfluß der Drehmomente bestimmt werden.

Der Verdrehungswinkel beträgt für die Längeneinheit bei Quadratquerschnitt:

$$\vartheta = 7,2 \frac{M_d}{h^4 \cdot G}$$

wird $G = 0,385 E$ gesetzt, dann ist

$$\vartheta = 18,7 \frac{M_d}{h^4 \cdot E}$$

Die relative Verdrehung der Endquerschnitte des Stabes 1—2 um die Stabachse wird

$$485 \cdot 18,7 \cdot \frac{M_d}{h^4 \cdot E} = 9060 \cdot \frac{M_d}{h^4 \cdot E}$$

Diese Verdrehung ruft im Schnitt B eine Verdrehung um die x -Achse hervor, die sich zu

$$9060 \cdot \frac{M_d}{h^4 \cdot E} \cos 30^\circ = 7850 \cdot \frac{M_d}{h^4 \cdot E}$$

errechnet. Dieselbe Verdrehung wird im selben Sinne von Stab 2—3 erzeugt, im Querschnitt B entsteht daher eine zur Lotrechten bezogene Verdrehung:

$$\delta_0 = 2 \cdot 7850 \cdot \frac{M_d}{h^4 \cdot E} = 15700 \cdot \frac{M_d}{h^4 \cdot E}$$

Nun muß noch die von $X = -1$ hervorgerufene Verdrehung bestimmt werden. Aus den durch Zerlegung des Momentenvektors ermittelten und in Abb. 16 dargestellten Dreh- und Biegemomentenflächen ergibt sich die Verdrehung bei B wie folgt:

a) Einfluß der Drehmomente (berechnet aus δ_0 durch Reduktion).

$$\delta_{1a} = 15700 \cdot \frac{0,866}{h^4 \cdot E} = \frac{13600}{h^4 \cdot E}$$

b) Einfluß der Biegemomente.

Der Verdrehungswinkel für die Längeneinheit beträgt:

$$\alpha = \frac{12 M}{h^3 \cdot E}$$

Verdrehung aus den Strecken A—1 und B—3:

$$2 \cdot \frac{485}{2} \cdot \frac{12 \cdot 1}{h^3 \cdot E} = \frac{5820}{h^3 \cdot E}$$

Die Strecke 2—3 liefert eine Winkeländerung von

$$485 \cdot \frac{12 \cdot 0,5}{h^3 \cdot E} = \frac{2910}{h^3 \cdot E}$$

bezogen auf eine senkrecht zu dieser Strecke stehende Drehachse. Hiervon entfallen auf die Drehachse x :

$$\frac{2910}{h^3 \cdot E} \sin 30^\circ = \frac{1455}{h^3 \cdot E}$$

Dasselbe gilt mit demselben Vorzeichen für Stab 1—2 und so ist der Verdrehungsbeitrag aus Biegung:

$$\delta_{1b} = \frac{1}{h^3 \cdot E} (5820 + 2 \cdot 1455) = \frac{8730}{h^3 \cdot E}$$

und der von der Lotrechten gemessene Verdrehungswinkel bei B infolge $X = -1$

$$\delta_1 = \delta_{1a} + \delta_{1b} = \frac{1}{h^3 \cdot E} (13600 + 8730) = \frac{22330}{h^3 \cdot E}$$

Das unbekannte Biegemoment im Schnitt B ist demnach:

$$X = \frac{15700 \cdot M_d}{22330} = 0,7 M_d = 0,7 \cdot 3,77 = 2,65 \text{ tm}$$

Dieses Moment ruft in den einzelnen Stäben folgende Momente hervor:

Stab	Drehmoment	Biegemoment
A—1	0	+ 2,65 tm
1—2	- 0,866 \cdot 2,65 = - 2,29 tm	2,65 \cdot \frac{1}{2} = + 1,32 tm
2—3	- 2,29 tm	- 1,32 tm
3—B	0	- 2,65 tm

Durch Addition der Hauptsystemmomente (Abb. 15) mit den hier ermittelten ergeben sich für den Riegelkranz die auf Abb. 17 dargestellten Momentenflächen.

Wenn sich die Windrichtung dreht, dann wird ein und derselbe Stab der Reihe nach die für die Stäbe 1—2, 2—3, 3—3 usw. gezeichneten Beanspruchungen erleiden. Die Stäbe sind daher alle für folgende Kraftwirkungen zu bemessen:

Biegemomente über den Stützen $\pm 7,86 \text{ tm}$, in Feldmitte $\pm 2,65 \text{ tm}$.

Querkraft auf der ganzen Stablänge konstant $\pm 2,69 \text{ tm}$. Drehmomente auf der ganzen Stablänge konstant $\pm 1,48 \text{ tm}$.

Bemessung gegen Biegung im Feld $h/b = 50/50$,

$$f_e = \frac{265\,000}{1200 \cdot 7/8 \cdot 46} = 5,5 \text{ cm}^2$$

verw. oben und unten 4 Dm. 15 mm = 7,07 cm²

über den Stützen $h/b = 75/50$, $f_e = \frac{786\,000}{1200 \cdot 7/8 \cdot 71} = 10,5 \text{ cm}^2$

verw. oben und unten 6 Dm. 15 mm = 10,6 cm²

Bemessung gegen Schub und Verdrehung.

Die größte Randspannung ist in halber Höhe der inneren Riegefläche:

$$\tau = \frac{2690}{50 \cdot 7/8 \cdot 46} + \left(3 + \frac{2,6}{50 + 0,45} \right) \frac{148000}{50^3} = 1,35 + 5,65 = 7,0 \text{ kg cm}^2 > 4,0 \text{ kg cm}^2$$

Querkraft und Drehmoment sind daher auf der ganzen Strecke durch Bewehrung aufzunehmen.

a) Schubbewehrung.

Bei konstanter Querkraft ergibt sich die abzubiegende Eisenmenge für die ganze Stablänge zu

$$f_e = \frac{\tau \cdot l \cdot b}{\sigma_e \sqrt{2}} = \frac{1,35 (485 \cdot 2 \cdot 30) 50}{1200 \cdot \sqrt{2}} = 17 \text{ cm}^2$$

verw. 5 · 2 Dm. 15 mm = 17,67 cm²

Da die Querkraft nach beiden Richtungen wirken kann, müssen auf- und absteigende Diagonalen angeordnet werden. Die Querkraft liegt immer im Ringinneren, und so wird die Bewehrungsebene der Abbiegungen zweckmäßig in die Nähe der inneren Wandung gerückt, wodurch sich das Drehmoment verringert (vgl. Abb. 9).

b) Drehbewehrung.

Das auf Querschnittmitte bezogene Drehmoment beträgt 1,48 tm. Die Exzentrizität der Querkraft ist also

Vermischtes.

Zur Frage der Riß- und Rostbildung bei Eisenbetonbauwerken hat der Reichsverkehrsminister unter dem 31. Oktober v. J. den nachstehenden Runderlaß herausgegeben (E. VIII. 82. D. 24312):

„Zur Ergänzung der Untersuchungen der Riß- und Rostbildung bei ausgeführten Eisenbetonbrücken in den Bezirken der früheren preuß. Eisenbahndirektionen Kattowitz und Breslau (veröff. i. d. Ztschr. f. Bauwesen Jahrg. 1916 Heft 1—3) waren die sämtlichen preuß. Eisenbahndirektionen durch Erlaß des preuß. Ministers d. öffentl. Arbeiten vom 6. März 1916 — I 15 D 45 — beauftragt, die wichtigsten Eisenbetonbauwerke ihrer Bezirke auf Riß- und Rostbildung zu untersuchen. Bei diesen Untersuchungen ist festgestellt worden, daß eine große Anzahl von Eisenbetonbauwerken Schwind- und Kraftrisse aufweisen und daß die Eiseneinlagen sowohl an den Rißstellen als auch an rissfreien Stellen bei ungenügender Überdeckung durch den Beton und bei Zutritt von Schlagregen und Rauchgasen gerostet sind. Die Risse treten namentlich an nur schwach mit Beton überdeckten Eiseneinlagen (Längseisen und Bügeln) in der Richtung der Eisen auf, eine Erscheinung, die mit der Schwindung des Betons quer zu den Eiseneinlagen erklärt werden kann. Bei Plattenbalken sind Risse festgestellt worden, die an den Ansatzstellen der Platte an dem Balken schräg nach oben in den Balken eindringen und in der Längsrichtung des Balkens verlaufen. Die Erklärung für diese Risse ist in dem Nachgeben der Unterstützungen der schweren Balken gegenüber den Unterstützungen der leichten Decke zu suchen. Bei vielen gewölbten Brücken mit vollen Stirnmauern sind Risse gefunden worden, die vom Kämpfer ausgehen und entweder in der Höhe der oberen Gewölbeleitung oder in der Nähe der oberen Eiseneinlagen des Gewölbes verlaufen. Diese Risse dürften auf eine ungleiche Formänderung des Gewölbes und der Stirnmauern zurückzuführen sein. Das Gewölbe ist bei seiner geringen Stärke erheblichen elastischen Formänderungen ausgesetzt, denen die steife Stirnmauer nicht folgen kann. Hierdurch entstehen an den genannten Stellen, an denen Teile verschiedener Arbeitsschichten zusammenstoßen und die daher den auftretenden Beanspruchungen nicht gewachsen sind, Risse. An gewölbten Brücken zeigten sich auch vielfach der Stirn gleichlaufende Risse in der unteren Gewölbeleitung. Diese Risse sind durch Querverbiegung des Gewölbes infolge ungleichmäßiger Belastung und durch die vom Erddruck auf die Stirnmauern ausgeübten Zugkräfte zu erklären. Bei sehr schiefen gewölbten Brücken wurden in den spitzen Ecken der Gewölbe nicht unerhebliche Risse gefunden, die offenbar durch hohe Zug- und Scherspannungen verursacht wurden. Bei Eisenbetonbauwerken nach der Bauweise Moeller mit breiten Flacheisen zeigten sich zahlreiche Risse unter den Flacheisen. Teilweise war der Beton sogar von den Flacheisen abgefallen. Bei Bogenträgern mit 3 Ge-

$$e = \frac{1,48}{2,69} = 0,55 \text{ m}$$

Das auf die Abbiegungsebene bezogene Drehmoment ist (Abb. 18) $M = (0,55 - 0,13) 2,69 = 1,13 \text{ tm}$.

Es soll Bügelbewehrung angeordnet werden, bestehend aus 4 Längsstäben (in jeder Querschnittsecke ein Stab) und Bügeln. Der von der Torsionsbewehrung umschlossene Betonquerschnitt ist: $F = 45^2 = 2020 \text{ cm}^2$, der Stababstand $t = 45 \text{ cm}$; der Querschnitt eines Längsstabes ist dann nach Formel 1 in Nr. 19, Jahrgang 1922

$$f_e = \frac{113\,000 \cdot 45}{2 \cdot 1200 \cdot 2020} = 1,05 \text{ cm}^2$$

verw. 4 Dm. 12 mm = 4 · 1,13 cm²

Als Bügel sollen Rundeisen von 7 cm mit 0,385 cm² angeordnet werden; der Bügelabstand berechnet sich dann zu

$$t_b = \frac{0,385}{1,05} 45 = 17 \text{ cm}$$

Die gesamte Bewehrung des Stabes ist in Abb. 19 dargestellt. Zur größeren Deutlichkeit sind die einzelnen Eisenstäbe besonders herausgezeichnet. Die abgebogenen Stäbe ergeben schon die Hälfte der erforderlichen Feldbewehrung, so daß nur 2 Rundeisen von 15 mm durchgehend oben und unten verlegt werden müssen. Die Stabenden wurden durch lotrechte Abbiegungen in den Stützen verankert. —

Die hier angeführten Beispiele zeigen, daß die Torsionsbeanspruchung in der Konstruktionspraxis durchaus nicht zu den größten Seltenheiten gehört. Sie beleuchten die Torsionsbewehrung und deren Verbindung mit den abgebogenen Stäben, wodurch der Weg gezeigt wird zur Bemessung von Querschnitten, die eine beliebige Beanspruchung erleiden. —

lenken. Zugband und angehängter Fahrbahn zeigten sich im Zugband und in der Fahrbahn unter dem Scheitelgelenk zahlreiche Risse. Diese Erscheinung ist dadurch zu erklären, daß die Biegungslinie unter dem Scheitelgelenk einen Knick aufweist, der zu Rissen im Zugband und in der Fahrbahn Veranlassung gibt. Auch Bauwerke, die zu früh ausgeschalt oder probeweise belastet waren, zeigten Risse.

Alle festgestellten Mängel lassen sich vermutlich bei richtiger Entwurfsarbeit und sorgfältiger Ausführung vermeiden; sie zeigen aber, daß Eisenbetonbauwerke ganz besonderer Sorgfalt beim Entwurf und bei der Bauausführung bedürfen. Die durch die Untersuchungen gewonnenen Erfahrungen lassen sich in folgende Richtlinien zusammenfassen:

1. An Stellen, die vom Schlagregen getroffen werden oder dem Angriff von Rauchgasen ausgesetzt sind, müssen die äußersten Punkte der Eiseneinlagen, auch der Bügel- und Verteilungseisen, mindestens 4 cm, an den anderen Stellen mindestens 2,5 cm vom Beton überdeckt sein.
2. Der Beton muß vollständig dicht sein und darf in den Zonen der Eiseneinlagen keine größeren Bestandteile als von 2 cm größter Ausdehnung enthalten.
3. Bauweisen mit sehr breiten Eiseneinlagen sind zu vermeiden.
4. Gewölbe sind mit aufgelösten Bauweisen, die sich auch auf die Stirnen erstrecken, zu überbauen.
5. Schiefe Gewölbe erfordern namentlich in den spitzen Ecken größte Sorgfalt in der Durchbildung und in der Ausführung der Bewehrung.
6. Dreigelenkbögen mit Zugband sind für die Eisenbetonbauweise nicht geeignet.
7. Durch zweckentsprechende Ausbildung der Bauwerke ist dafür zu sorgen, daß Stützensenkungen keine Rißbildung zur Folge haben.
8. Putz ist im allgemeinen zu vermeiden.
9. Auf tadellose Ausführung der Wasserschutzschicht der Fahrbahn ist besonders zu achten.
10. Für entwerfsmäßige Lage der Eiseneinlagen und Erhaltung dieser Lage während des Betonierens ist unbedingt zu sorgen.
11. Es sind kräftige und gut abgestützte Schalungen zu verwenden.
12. Die Bauwerke dürfen nicht zu früh ausgerüstet werden.
13. Bei Probelastungen ist die Höhe der Belastung dem Alter des Bauwerkes anzupassen. Auf keinen Fall darf die volle rechnungsmäßige Last bald nach dem Ausrüsten aufgebracht werden.
14. Eisenbetonbauwerke dürfen nur dann ausgeführt werden, wenn mit starken Frösten nicht zu rechnen ist.
15. Es ist durch Nachbehandlung mit Wasser dafür zu sorgen, daß Eisenbetonbauwerke nicht zu schnell austrocknen.

Da die vorliegenden Erfahrungen zur Vorsicht mahnen, so wird ersucht, Eisenbetonbauwerke vorläufig nicht mehr öffentlich, sondern unter einer beschränkten Anzahl besonders zuverlässiger und im Eisenbetonbau erfahrener Unternehmer auszuschreiben und für eine sachkundige und gewissenhafte Bauaufsicht zu sorgen.“

Nachschrift der Schriftleitung. Aus den allgemeinen Ausführungen des Erlasses geht erfreulicherweise hervor, daß die Eisenbetonbauweise — richtige Entwurfsarbeit und Ausführung vorausgesetzt — auch bei Wind und Wetter ausgesetzten Bauwerken zu Besorgnissen keine Veranlassung gibt. Die Forderung, daß nur wirklich zuverlässige und erfahrene Eisenbeton-Unternehmer mit solchen Arbeiten betraut werden sollen, ist aus dem Kreise der Eisenbetonindustrie selbst, so vom „Deutschen Beton-Verein“, schon wiederholt gestellt worden. —

Über eine neue Dichtungsweise von Eisenbeton-Druckrohren berichtet die englische Zeitschrift „The Engineer“ vom 14. April 1922. Es handelt sich um Rohre der Wasserleitung von St. John, New Brunswick. Die einzelnen Stücke dieser Leitung haben rund 92 cm Durchmesser, 3,56 m Länge und 10 cm Wandstärke und sind einem Druck von 6–24 m Höhe ausgesetzt. Die Rohre wurden stehend in eisernen Formen gegossen. Ihre Bewehrung besteht aus 6 in der Mitte der Wandstärke angeordneten Längseisen, mit denen die Ringeisen fest verbunden sind, sodaß die Eisenbewehrung ein starres Gerippe darstellt. Nahe der Oberfläche ist außerdem ein Drahtnetz eingelegt. Dem sorgfältig gemischten Beton wurden 2 v. H. Ton beigegeben. Die Rohrenden greifen mit Halbfalzen übereinander. Das eine trägt an der inneren, das übergeschobene an der Außenseite des Falzes gußeiserne Abschlußringe, die mit den hakenförmig umgebogenen Längseisen verbunden sind. Der eine Ring hat längs der Stirnfläche einen kleinen Falz, in den sich ein Dichtungsring, aus einem Bleirohr bestehend, einlegt, auf den sich das etwas konische Ende des übergeschobenen Rohres auflegt. Das Rohr wird über das mit einer Baumwollseele gefüllte Bleirohr gewaltsam übergeschoben, und damit wird eine Dichtung erzielt, die sich sowohl für hohen Wasser- wie Dampfdruck vollkommen dicht gezeigt hat. Ein weiterer Vorzug dieser Dichtungsweise ist, daß sie eine gewisse Beweglichkeit der Rohre sowohl in der Linienführung wie gegenüber Wärmeausdehnung gestattet. —

Blitzschlag in eine Eisenbeton-Straßendecke. Über einen solchen seltenen Fall und seine Wirkung berichten „Eng. News-Record“ vom 16. November v. J. Der Fall ereignete sich auf einer Landstraße bei Sherburne, N. Y. Der Blitz schlug zunächst in einen Baum, der dicht neben dem Straßendamm stand, und sprang von da auf die Eisenbeton-Straßendecke über, in der er sich auf beiden Seiten auf etwa 33 m Länge bemerkbar machte. An der Stelle, wo der Blitz auf die Straßendecke übersprang, schlug er eine kleine Ecke des Betons heraus. Weitere Beschädigungen ergaben sich beiderseits der in 11 m Abstand angeordneten Ausdehnungsfugen, die etwa 1 cm breit mit Bitumen ausgefüllt war. Da an der Ausdehnungsfuge das Eisengerippe unterbrochen ist, sprang der Blitz über die Fuge hinweg, beim Ein- und Austritt aus der Betondecke Löcher von etwa 12,5 cm Durchmesser und 7,5 cm Tiefe herausschlagend. Die Stellen, wo der Blitz übersprang, liegen sich in dem betreffenden Abschnitt diagonal gegenüber, der Blitz hat also die Straßendecke zickzackförmig durchlaufen. Über die Art der Eisenbewehrung ist in dem Berichte nichts gesagt. —

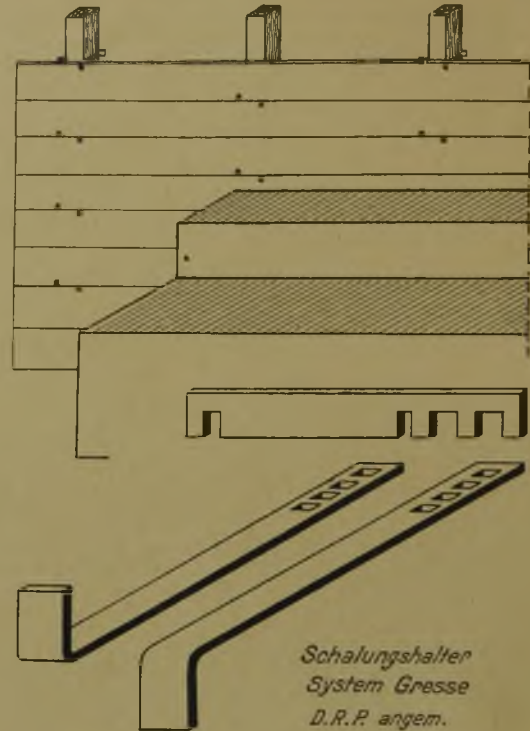
Die Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins 1923“ findet in der Zeit vom 28. Februar bis 3. März d. J. in Berlin statt. Am ersten Tage werden interne Angelegenheiten des Vereins im Hotel „Der Kaiserhof“ behandelt. Die öffentlichen Verhandlungen an den drei übrigen Tagen finden im Kaisersaal des „Rheingoldes“ statt. Mit der diesjährigen Tagung verbindet der Verein die Feier seines 25jährigen Bestehens; es ist daher sicherlich eine reichhaltige Tagesordnung zu erwarten. Z. Zt. steht sie noch nicht fest, wir verweisen nur jetzt schon auf die Tagung und behalten uns nähere Mitteilungen in der nächsten Nummer vor. —

Schalen ohne Nägel. Bedeutende Aufwendungen erfordern, namentlich in der heutigen Zeit, im Betonbau-gewerbe die Ausgaben für die Schalung, nicht nur an Nägeln, sondern vor allem an Holz. Die Nägel sind wohl immer als verloren zu betrachten und das Holz ist in den meisten Fällen nach dreimaliger Benutzung nur noch als Brennholz zu bewerten.

Um hier eine ins Gewicht fallende Kostenersparnis zu erzielen, hat Hr. Gustav Gresse in Kochel, Ob.-Bayern, einen Schalungshalter (D. R. P. a.) konstruiert, der für normale Schalungen die Verwendung von Nägeln überflüssig machen soll. Bretter und Kanthölzer erhalten bei seiner

Anwendung keine Nagellöcher mehr. Die Beschädigung des Materials beim Ausschalen durch die Anwendung der Ausschal- und Brechseisen wird vermieden; auch die nicht geringen Löhne für das Ausnageln werden gespart.

Der Halter, dessen Ausbildung und Anwendungsweise aus der beigegebenen Abbildung hervorgeht, wird als



Massenartikel für jede gewünschte Kantholz- und Brettstärke hergestellt und kann immer wieder verwendet werden, da er keiner Abnutzung unterliegt. Die Handhabung ist äußerst einfach, so daß jeder Hilfsarbeiter mit der Anbringung betraut werden kann. Bei dem großen Facharbeitermangel dürfte auch diesem Vorteil größere Bedeutung beizumessen sein. Infolge der einfachen Herstellungsweise sind auch die Anschaffungskosten (nach Angabe des Erfinders eine Garnitur = Preis von 0,5 kg Flacheisen) nicht erheblich. —

Literatur.

Beton-Kalender. Taschenbuch für den Beton- und Eisenbetonbau, 1923. Herausgegeben von der Zeitschrift „Beton und Eisen“. XVII. Jahrg. 8°, 524 S. Text mit 516 Text-Abbildungen. Berlin 1922. Verlag Wilh. Ernst & Sohn. Preis kart. Grundzahl 4,2.—

Der wertvolle Ratgeber für den Betonfachmann ist in seinem neuen Jahrgang in allen Abschnitten durchgesehen, verbessert und vielfach inhaltlich bereichert. Wie schon bei den letzten Auflagen ist dem Siedlungsbauwesen ganz besondere Aufmerksamkeit geschenkt worden. Es sind diesbezügliche baupolizeiliche Bestimmungen aufgenommen, die neuen Bauweisen eingehend berücksichtigt worden. Auch sind die österreichischen und deutschen Leitsätze für die Herstellung von Hohlmauern mit Betonsteinen aufgenommen worden. Eine wertvolle Bereicherung bedeuten die von Prof. Dr. Kleinlogel aufgestellten Grundsätze für das Veranschlagen von Eisenbeton-Hochbauten.

Erweitert worden sind ferner die Abschnitte, welche Lieferungsbedingungen für Zement und Vorschriften für Beton- und Eisenbeton-Ausführungen enthalten, durch Aufnahme neuer ausländischer Vorschriften. Auch die neuen deutschen Traßnormen haben Aufnahme gefunden. Auch in statischer Beziehung sind einige für den Praktiker nützliche Angaben und Tafeln, die die Berechnung erleichtern, hinzugefügt worden. Die neue Auflage des Kalenders zeigt also trotz der besonderen Ungunst der Verhältnisse einen weiteren Fortschritt und bewahrt ihren alten Wert für den Praktiker. —

Inhalt: Bemerkenswerte Brückenbauten des Auslandes in Beton und Eisenbeton. — Versuche über den Einfluß von Traßmehl und anderen Substanzen in Zementmörtel und Beton. — Torsionsbewehrung. (Schluß). — Vermischtes. — Literatur. —

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