

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER

ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

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

VI. JAHRGANG.

No. 10.



Abbildung 3. Brücke am 9. November 1908 unter 423 t Belastung.

Belastungsprobe der Beton-Gelenkbrücke der Düsseldorfer Ausstellung 1902. (Schluß)

Nach den auf der XII. Haupt-Versammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ in Berlin 1909 erstatteten Berichten von Reg.-Bmstr. Weese, Direktor des Vereins in Biebrich a. Rh. und Reg.-Bmstr. Gehler, stellvertr. Dir. der Firma Dyckerhoff & Widmann in Dresden.

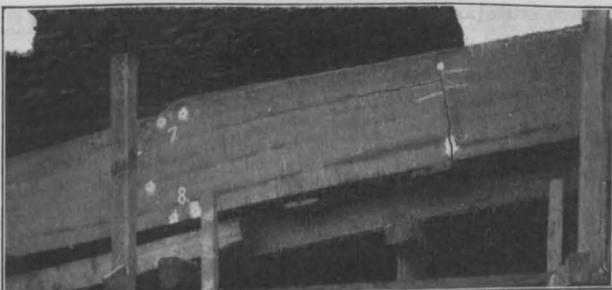
Verfolgt wurden: die Bewegungen der Widerlager — Verdrehung durch Wasserwagen, wagrechte und lotrechte Bewegungen durch Rollen-Apparate mit Zeiger und Skala; Drehbewegungen der Gelenksteine — durch Wasserwagen und unmittelbare Aufzeichnung; Durchbiegungen der Gewölb-Schenkel — im Scheitel durch einfache Millimeter-Maßstäbe, an den Kämpfern und in Bogenschenkelmitte an beiden Stirnen durch Zeiger-Apparate; Dehnungen der oberen und unteren Randschichten der Gewölbe, zur Feststellung des dort wirklich auftretenden Druckes und Zuges — an der Landseite in der Mitte jedes Schenkels durch Martenssche Spiegel-Apparate, die eine Ablesung von $\frac{1}{50000}$ cm gestatten, an den Endpunkten mit Zeiger-Apparaten, die $\frac{1}{25000}$ cm Genauigkeit ergeben und auf der Wasserseite nur in der Mitte jedes Wölb-Schenkels mit den schon erwähnten Fränkel-Leuner'schen Dehnungsmessern, die allerdings nur eine Uebersetzung von 1 : 140 besitzen, aber sich bei ähnlichen Messungen sehr gut bewährt haben.

Die Brücke konnte an den beiden ersten Tagen nur bis 320 t belastet werden. Da ein Sonntag folgte und der Einsturz der Brücke möglich war infolge der bis dahin aufgetretenen starken Risse, wurden die Meßapparate bis auf die Millimeter-Maßstäbe im Scheitel und in der Mitte der Bogen entfernt. Am 3.—5. November wurde die Last bis 401 t gesteigert, dann ließ man sie bis zum 9. November unter dieser Last stehen und schließlich wurde die Last noch

bis 423 t gebracht. Genauere Messungen konnten aber wegen der Gefahr des Einsturzes nicht mehr vorgenommen werden. Da die Belastung durch Menschengedränge, die nur für die Brückenenden bei der Berechnung vorgesehen war, nicht ins Gewicht fällt hinsichtlich der Beanspruchung, so kann also die aufgebrachte Last von 423 t als die 18,5fache Nutzlast (23 t-Dampfwalze) betrachtet werden. Mit der Aufmauerung würde die Brücke natürlich noch erheblich mehr getragen haben. Das ist also eine sehr bedeutende Leistung. (Vergl. das Kopfbild Abbildung 3, das die Brücke unter 423 t Last zeigt.)

Nach Entlastung des Gewölbes wurden an beiden Stirnseiten Stücke von 125 · 125 cm Fläche entnommen und daraus Probewürfel von 38 cm Kantenlänge zur Ermittlung der vorhandenen Druckfestigkeit in der Darmstädter Material-Prüfungsanstalt herausgesägt. Das dann stark geschwächte Gewölbe wurde schließlich gesprengt.

Die Beobachtung der Durchbiegung des Gewölbes ergab anfangs für die belastete Seite eine Abflachung, für die unbelastete Seite eine stärkere Krümmung. Bei 225 t Last ergab sich eine Scheitelsenkung von 2,2 mm, eine Hebung des unbelasteten Schenkels in der Mitte um 1,3 mm. Bei 225 t trat dann unter der Last und zwar an dem Zusammenstoß der Scheitel- und Mittel-Stampflamelle der Hauptriß ein, der von der unteren Leibung senkrecht nach der oberen Leibung gerichtet war und schließlich bis zur Hälfte der Gewölbstärke reichte. Das Gewölbe erhält nun



Abbildg. 4. Hauptriß bei 423 t Last, Landseite am 11. November 1908.

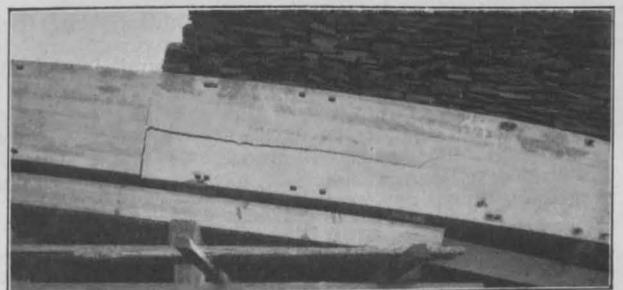


Abbildung 5. Hauptriß bei 423 t. Wasserseite.

an der Rißstelle gewissermaßen ein neues Gelenk, der belastete Schenkel sinkt hier tiefer ein, gleichzeitig muß sich aber der Scheitel wieder heben. Diese Hebung betrug bei 300 t schon 2,7 mm, d. h. 0,6 mm über die Anfangslage und erreichte 29,3 mm über dieser Lage bei 400 t Last. Der unbelastete Schenkel macht nun um das Kämpfergelenk eine Drehung nach oben und senkt sich wieder. Bei 400 t liegt die Schenkelmitte 20 mm über Anfangslage. Es wurde gleichzeitig eine kleine Verdrehung der Auflagersteine und eine unbedeutende Bewegung der Widerlager beobachtet.

Bei 225 t Belastung entstand, wie schon bemerkt, der Hauptriß im belasteten Schenkel, der schieflich rheinseitig bis $\frac{1}{2}$ der Höhe, landseitig bis $\frac{3}{4}$ der Höhe des Querschnittes durchging, sodaß also nur rd. 40 bzw. 20 cm Fleisch an der oberen Leibung verblieben. Zeichnet man die Stützlinie ein, so fällt diese an der Rißstelle mit der oberen Leibung des Gewölbes zusammen. Hätte sich nun unter der Wirkung der Gelenke das Gewölbe nicht unter der weiteren Belastung drehen und dadurch sich selbst wieder statisch mögliche Verhältnisse schaffen können, so wäre sicher der Einsturz schon bei 300 t erfolgt, denn das Gewölbe hätte an der Rißstelle zerstört werden müssen. So konnte trotz dieser Schwächung des Querschnittes, weil die Stützlinie bei der Gewölbedrehung wieder in das Gewölbe zurücktrat, eine Belastung bis 423 t noch ohne Einsturz aufgenommen werden. Der Druck in der äußeren Faser des belasteten Gewölbes berechnet sich dabei auf 196 kg/qcm, während der Berechnung nur 40 kg/qcm zugrunde gelegt waren. Die Zugbeanspruchung, die vom Beton getragen wurde, war 25 kg/qcm am Ende des Risses, 30 kg/qcm im unbelasteten Schenkel. Zwischen 225—300 t bildete

sich übrigens im belasteten Schenkel, ausgehend von dem Hauptzugriß, eine parallel zur oberen Leibung nach dem Kämpfer zu verlaufender Riß. Der Hauptriß klapft zwischen 1,5 bzw. 2 cm weit auf den beiden Stirnen. (Vergl. die Abbildungen 4 und 5, welche den Riß von beiden Seiten zeigen.) Im unbelasteten Schenkel trat bei etwa 400 t ein Zugriß zwischen Kämpfer und Mittellamelle auf, der sich später noch erweiterte. Auch zwischen Mittel- und Scheitellamelle zeigte sich ein feiner Zugriß.

Als vorläufiges Ergebnis der Versuche ist zu bezeichnen:

1. Die hohe Tragfähigkeit des Betons im Bauwerk, der bei 423 t Belastung schon das 5fache der unter ungünstigsten Verhältnissen der Nutzbelastung überhaupt möglichen Beanspruchung aushielt und bis zum Bruch jedenfalls noch erheblich höhere Beanspruchungen ertragen hätte.
2. Die sehr günstige Wirkung der Gelenke, die im kritischen Moment die Herstellung eines neuen Gleichgewichtszustandes des Gewölbes gestatteten.

Das Auftreten der Risse gerade an der Grenze von zwei Stampflamellen läßt erkennen, daß trotz sorgfältigster Arbeit hier nicht dieselbe Festigkeit wie in den Lamellen selbst zu erreichen ist, sodaß hier also eine gewisse schwache Stelle liegt. Trotzdem wäre es verfehlt, hier etwa durch Eiseneinlagen eine sicherere Verbindung gegen Zug- und Schubkräfte erreichen zu wollen, da das Eisen nur wirksam ist bei fetter Umbettung mit plastischem Beton; dann geht aber an der Betonfestigkeit selbst wieder erheblich verloren, der Schaden würde also vielleicht größer als der Nutzen. Bei gemauerten Gewölben ist ja die Gefahr der Fugenbildung noch viel größer. Die Herstellung eines Gewölbes aus mehreren Stampflamellen kann also dem Betongewölbe nicht als ein Nachteil angerechnet werden.—

Einstielige Bahnsteighalle in Eisenbeton-Konstruktion.*) Von Ingenieur A. Schybilski in Hannover.

Für die Ueberdeckung ihrer Bahnsteige verwendet die preußische Eisenbahn-Verwaltung bislang vorzugsweise eine zusammengesetzte Konstruktion, bestehend aus eisernen Stützen und Pfetten, welche mit Holzsparrn und Brettern abgedeckt sind. Diese Ausführungsart hat einerseits den Nachteil, daß dazu mehrere Arten von Handwerkern in Tätigkeit treten müssen, andererseits den, daß die Unterhaltungskosten durch die mehrfach im Laufe der Zeit erforderlich werdenden Anstriche und sonstigen Erhaltungsmittel ziemlich beträchtliche sind. Diese Nachteile würden bei einer Eisenbeton-Konstruktion in Fortfall kommen, weshalb der Gedanke nahe lag, durch die Probeausführung einer derartigen Ueberdeckung in Eisenbeton darzutun, daß, abgesehen von der wohl nicht bezweifelten Standsicherheit bei dieser Konstruktion auch eine in ästhetischer Hinsicht befriedigende Lösung möglich ist.**)

Das Probe-Bauwerk ist im April 1908 durch die „Cementbau-A.-G., Hannover“ auf deren Werkplatz in Lehre ausgeführt worden. Die in den Abbildungen 1 bis 4 dargestellte Konstruktion, für deren Berechnung die ministeriellen Bestimmungen grundlegend waren, ist für eine aus Schnee und Winddruck sich ergebende Nutzlast von 108 kg/qm bemessen. Bei Berechnung der Stützen ist auch der Fall voller Belastung der einen Dachhälfte bei völlig entlasteter anderer Hälfte in Berücksichtigung gezogen. Die beträchtliche Ueberdeckungsbreite von 10,34 m dürfte wohl die größte sein, welche für einstielige Hallen in Frage kommen kann. Der für die Ausführung zur Verwendung gelangte Beton wurde für die unterste Fundamentplatte im Verhältnis 1 : 4 : 8, für die zweite Fundamentplatte 1 : 3 : 7, für den pyramidenförmigen oberen Fundamentblock 1 : 2 : 5 gemischt. Als Zuschlagsmaterial fand gebaggerter Weser Kies Verwendung, aus dem man durch Aussieben die erforderlichen Mengen Sand und Steine gewann. Während der Ausführung tauchte noch die Frage auf, ob die völlig glatte Untersicht der Dachplatten bei Ausführung von Hallen in Längen von 100 m und mehr nicht allzu ermüdend wirken würde; es wurden deshalb auf der einen Hallenhälfte an der Unterseite hervortretende Rippen in Abständen von rd. 2,67 m v. M. z. M. angeordnet.

Die Belastungsprobe fand am 4. Juli 1908 unter Teilnahme mehrerer Herren der Eisenbahnverwaltung, des Hrn. Geh. Reg.-Rat Prof. Barckhausen und einer größeren Anzahl Studierender der Technischen Hochschule in Hannover statt. Die in den Abbildungen 1 und 2 angegebene Belastung erfolgte derart, daß zuerst die Einzellast in der Mitte des Hauptunterzuges, sodann unter Belastung derselben die Lasten auf das Freie der Hallen-Konsolen aufgebracht wurden.

*) Anmerkungen der Redaktion. Die Arbeit ist schon seit längerem in anderen Händen, konnte aber wegen Raummangels nicht früher zum Abdruck kommen. **) Die bayerische Staatsbahn hat (durch Dyckerhoff & Widmann) einstielige Bahnsteighallen in Eisenbeton bereits in Nürnberg ausgeführt. Vergl. Jahrg. 1908, S. 30.

Für die Ermittlung der aufgetragenen Lasten war die Annahme maßgebend, daß bei vierfacher Nutzlast voraussichtlich der Bruch erfolgen werde. Demnach wäre als Einzellast in der Mitte des Hauptunterzuges aufzubringen gewesen

$$\frac{10,34 \cdot 8,3 \cdot 108 \cdot 4}{2} = 18500 \text{ kg.}$$

Als Belastungsmaterial dienten eiserne I-Träger, Normalprofil- und Kleinbahn-Schienen, welche auf Bühnen, die mittels Drahtseilen an die Konstruktionsteile angehängt waren, aufgebracht wurden. Um bei der Belastung selbst möglichst an Zeit für das Aufpacken der einzelnen Eisenstücke zu sparen, wurde bereits am Vorabend eine Last von rd. 5200 kg auf die Bühne unter der Mitte des Hauptunterzuges gepackt, die Bühne jedoch durch Schraubenspindeln vorerst noch unterstützt, um die Last den Unterzug jetzt noch nicht beeinflussen zu lassen. Am Tage der Belastung wurden diese 5200 kg durch Lösen der Spindeln mit einem Male zur Wirksamkeit gebracht. Die Ablesung der nachfolgend zusammengestellten Durchbiegungen in den einzelnen Belastungsphasen erfolgte mittels zweier Griot'scher und zweier Hebel-Biegunsmesser. Messer a befand sich in der Mitte des Hauptunterzuges, Messer b an der der Belastung abgekehrten Säulen-Außenseite, Messer c an dem belasteten, Messer d an dem unbelasteten Freie der Halle.

Hauptunterzug, Einzellast in der Mitte.

Ablesung	Last in kg	Durchbiegung in mm	
		Messer a	Messer d
1	5 208	1,1	0,7
2	6 495	1,55	1,1
3	7 586	1,66	1,1
4	9 268	1,8	1,3
5	11 518	2,0	1,5
6	13 022	2,3	1,8

Die Weiterbelastung wurde hier eingestellt, da einige der anwesenden Herren wegen Zeitmangels die Belastung des Freundes vorgeführt zu haben wünschten und die Ueberzeugung vorhanden war, daß angesichts des bisherigen Verhaltens des Unterzuges überhaupt an eine Zerstörung desselben nicht zu denken sei.

Belastung am Freie des Daches.

Beobachtung	Last in kg	Durchbiegung in mm		
		Messer b	Messer c	Messer d
1	2830	+ 15,0	- 2,3	- 13,0
2	3640	18,2	2,9	17,4
3	4450	22,8	4,3	21,8
4	5200	27,0	5,1	26,4
5	6070	30,2	5,9	30,0

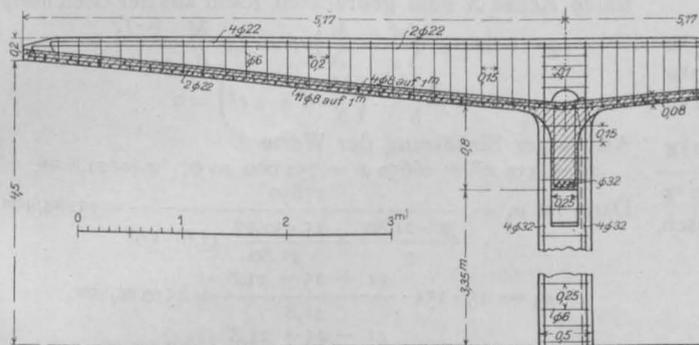
Die ersten Risse an den gezogenen Seiten der Stützen treten auf.

6	6880	35,4	6,7	35,4
7	7690	44,4	10,0	46,5
8	8500	55,0	15,8	61,0
9	9310	68,6	20,9	76,5
10	10 120	Bruch des Betons am Stützenfuß		

Der Bruch des Stützenfußes erfolgte, nachdem sich die Biegungen der Stütze beim Aufbringen der Schienen von Last 9 an so gesteigert hatten, daß die Meßapparate eine Ablesung nicht mehr gestatteten. Die Risse an den gezogen-

Abbildung 5 stellt das Hallenfeld vor, Abbildung 6 nach der Belastung dar, Abbildung 7 gibt die Risse in der auf Zug beanspruchten Seitenfläche der Stütze wieder.

Es sei nun untersucht, welche Spannungen der Beton



Abbildungen 3 und 4. Quer- und Längsschnitt der einstieligen Bahnsteig-Ueberdachung und Einzelheiten der Eisen-Einlagen.

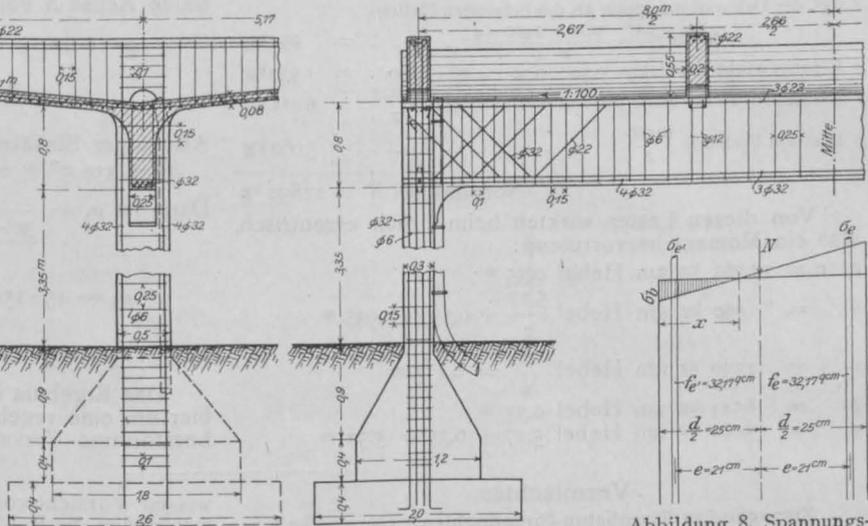
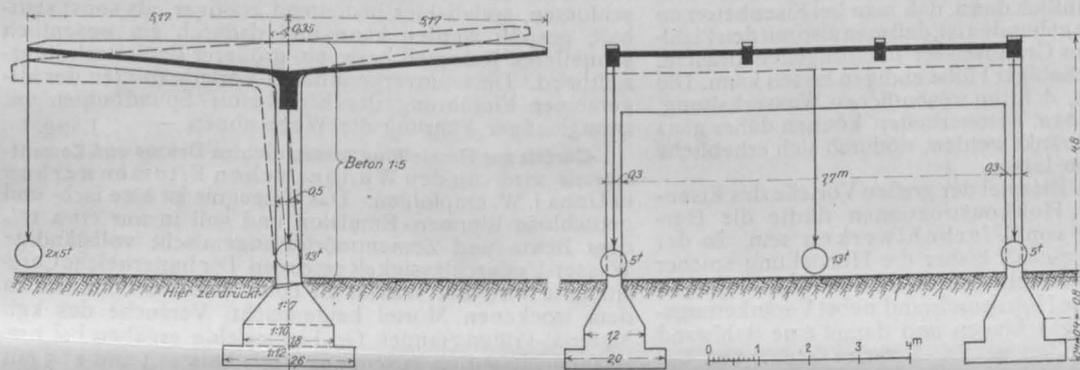


Abbildung 8. Spannungs-Schema im Pfosten.



Abbildungen 1 und 2. Schematische Darstellung des einstieligen Hallendaches und der Anbringung und Einwirkung der Belastung.

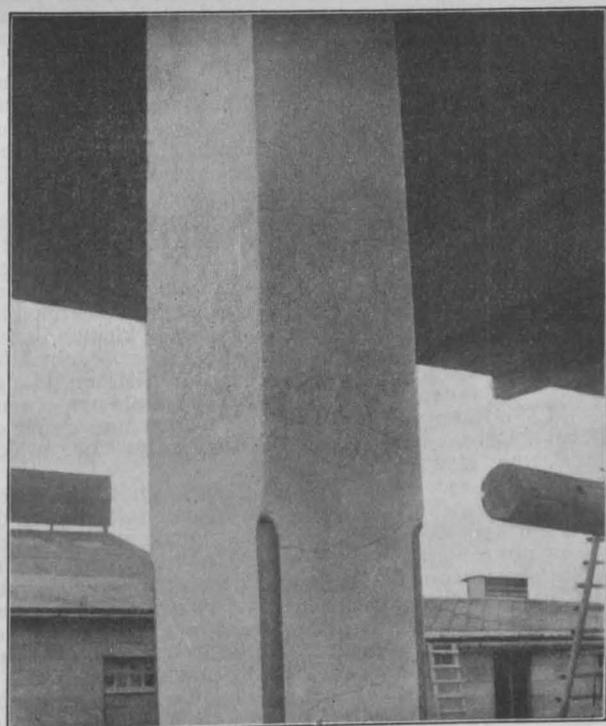
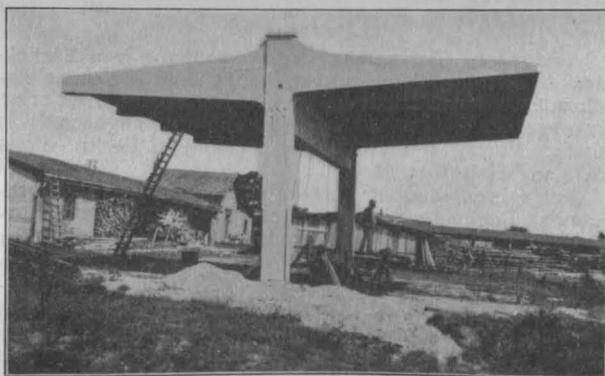
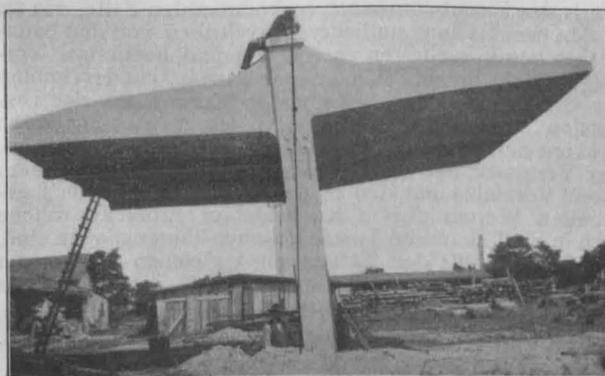


Abbildung 5. Bild der fertigen Ueberdachung.
Abbildung 6. Desgl. nach der Belastung.
Abbildung 7. Risse im Pfosten.



nen Stützenseiten, die sich von Last 6-9 vermehrt und verbreitert hatten, schlossen sich nach dem Bruch des Betons wieder. Die Halle neigte sich nach der belasteten Seite um 35 cm Abweichung gegen die Lotrechte. Abbil-

im Stützenfuß, der, wie Vorbemerkte, im Mischungsverhältnis 1:2:5 hergestellt war, zu erleiden hatte. Die gesamten, aus Eigengewicht und Belastung sich ergebenden, auf eine Stütze wirkenden Kräfte waren folgende:

- a) Eigengewicht der Deckenplatte $\frac{8,30 \cdot 10,34 \cdot 192}{2} = 8\ 225\text{ kg}$
 b) dgl. der Konsolrippen $\frac{10,34 \cdot 0,335 \cdot 0,20 \cdot 2400 \cdot 4}{2} = 3\ 320\text{ kg}$
 c) dgl. des Haupt-Unterzuges $\frac{7,70 \cdot 0,80 \cdot 0,30 \cdot 2400}{2} = 2\ 220\text{ kg}$
 d) dgl. der Dekorationsrippen an der belasteten Hallen-
 hälfte $\frac{5,17 \cdot 0,20 \cdot 2400 \cdot 4}{2} = 990\text{ kg}$
 e) Eigengewicht der Stütze $0,50 \cdot 0,30 \cdot 4,25 \cdot 2400 = 1\ 530\text{ kg}$
 f) Einzellast von der Mitte des Haupt-Unterzuges $\frac{13022}{2} = 6\ 511\text{ kg}$
 g) Last am Freiende $\frac{10120}{2} = 5\ 060\text{ kg}$

Normalkraft $N = 27\ 850\text{ kg}$

Von diesen Lasten wirkten beim Bruch exzentrisch, also ein Moment hervorrufend:

- a-c = 13 765 kg am Hebel 0,35 m
 d = 990 kg am Hebel $\frac{5,17}{2} + 0,35 = 2,935\text{ m}$
 e = 1 530 kg am Hebel $\frac{0,35}{2} = 0,175\text{ m}$
 f = 6 511 kg am Hebel 0,35 m
 g = 5 060 kg am Hebel $5,17 + 0,35 = 5,52\text{ m}$

Vermischtes.

Zwangläufige Eisenbeton-Spundbohlen. Der große Vorteil der Eisenbetonpfähle und Spundwände gegenüber dem Holz besteht bekanntlich darin, daß man bei Eisenbeton an keine Fäulnisgrenze gebunden ist, daß man also mit den Pfahlköpfen nicht bis ins Grundwasser hinabzugehen braucht, sondern diese in beliebiger Höhe endigen lassen kann. Die Gründungsarbeiten, d. h. im wesentlichen Wasserhaltung, Erd- und Maurer- bzw. Betonarbeiten können daher ganz wesentlich eingeschränkt werden, wodurch sich erhebliche Ersparnisse erzielen lassen.

Ein besonderes Beispiel der großen Vorteile des Eisenbetons gegenüber Holzkonstruktionen dürfte die Herstellung von Uferbohlwerken sein. In der Regel geschah bisher die Herstellung solcher Uferbefestigungen derart, daß auf Wasserspiegellänge eine Holzspundwand nebst Verankerungspfählen geschlagen und darauf eine Bohlwand aufgeständert wurde. Letztere bedarf nun bekanntlich fortwährender Unterhaltung und muß, da starker Fäulnis ausgesetzt, mit den Jahren vollständig erneuert werden. Bei Ausführung in Eisenbeton besteht das Uferbohlwerk dagegen in einer von oben in ganzer Länge durchgerammten, nach hinten verankerten Spundwand. An Stelle der besonders aufgesetzten, starker Abgängigkeit ausgesetzten Holzwand hat man hier eine einheitliche, ununterbrochene massive Betonwand, welche nennenswerter Unterhaltung nicht bedarf.

Wenn den Eisenbeton-Spundbohlen bis jetzt noch ein gewisser Fehler anhaftete, so war es der Umstand, daß Nut und Feder nur mangelhaft ausgebildet werden konnten, sodaß sich die einzelnen Bohlen infolge der unsicheren Führung schon bei verhältnismäßig kleinen Bodenhindernissen verrammten, d. h. auseinanderklafften und undicht wurden. Diesen Mangel sollen die zum Patent angemeldeten zwangläufigen Führungen beseitigen und damit die Rammung von Eisenbeton-Spundbohlen zu einer in jeder Beziehung einwandfreien machen.

Eine dieser zwangläufigen Führungen ist beispielsweise nebenstehend skizziert. Sie besteht darin, daß in der Nut ein über den Halbkreis hinaus gebogenes Hohlrund-eisen mit Anker einbetoniert wird, während an der Federseite ein entsprechendes, mit einem gewissen Spielraum in das Hohlraumbereichende Wulsteisen eingefügt ist. Diese Konstruktion hat gegenüber anderen noch den Vorteil, daß eine gewisse Drehung möglich ist, und daher auch Rammungen im Bogen, ohne Klemmungen befürchten zu müssen, ausgeführt werden können. Von der Eisenbetonfirma Drenckhahn & Sudhop in Braunschweig sind mit einer etwas veränderten Konstruktion bereits Probe-Rammungen ausgeführt worden, die völlig befriedigende Ergebnisse gehabt haben und wobei die am Kopf der Bohle sonst benötigte Haltewinde entbehrt werden konnte.

Abgesehen von der durch das Ineinandertassen der zwangläufigen Eisen wesentlich erhöhten Dichtigkeit liegt noch ein Vorteil in der Rammung selbst. In der Regel werden die Betonbohlen, falls es der Untergrund zuläßt, eingespült. Derartige Spülungen sind immer mit einer ge-

Die Zusammenstellung der Momente gibt Folgendes:
 $(13\ 765 + 6\ 511) \cdot 35 + 990 \cdot 293,5 + 1\ 530 \cdot 17,5 + 5\ 060 \cdot 553 =$
 rund $7\ 100\ 000 + 290\ 000 + 27\ 000 + 2\ 793\ 000 = 3\ 820\ 000\text{ cmkg}$
 $M : N = 3\ 820\ 000 : 27\ 850 = 138\text{ cm}$

Nach Abbildung 8 erhält man den Abstand x der neutralen Achse N vom gedrückten Rand aus der Gleichung

$$x^3 - x^2 \cdot 3 \cdot \left(\frac{d}{2} - \frac{M}{N} \right) + x \cdot 12 \cdot \frac{M}{N} \cdot \frac{n \cdot f_e}{b} - 6 \cdot \frac{n \cdot f_e}{b} \cdot \left(\frac{M}{N} \cdot d + 2e^2 \right) = 0$$

Also unter Einsetzung der Werte

$$x^3 + 339x^2 + 26650x - 752\ 000 = 0; \quad x = 21,8\text{ cm}$$

Dann ist $\sigma_b = \frac{30 \cdot 21,80}{2} + \frac{15 \cdot 32,17}{21,80} (43,6 - 50) = 151\text{ kg/qcm}$

$$\sigma_e = 15 \cdot 151 \cdot \frac{21 + 25 - 21,8}{21,8} = 2510\text{ kg/qcm}$$

$$\sigma_e^1 = 15 \cdot 151 \cdot \frac{21 - 25 + 21,8}{21,8} = 1850\text{ kg/qcm}$$

Das Ergebnis ist mit Rücksicht darauf, daß es sich hier um eine regelrechte Bauausführung, also keinen Laboratoriums-Versuch handelt, sehr günstig. —

wissen Vorsicht vorzunehmen, da bei zu stark aufgewühltem Boden die Bohlen den Bodenwiderstand verlieren und abtreiben. Bei zwangläufiger Führung ist das aber ausgeschlossen, sodaß hier bedeutend kräftiger, als sonst statthaft, gespült werden kann und dadurch ein wesentlich schnelleres Rammern bzw. ein größerer Baufortschritt erzielt wird. Diese unverkennbaren Vorteile dürften der allgemeinen Einführung der Eisenbeton-Spundbohlen mit zwangläufiger Führung die Wege ebnen. — Lang.

Ceresit zur Herstellung wasserdichten Betons und Zementmörtels wird von den Wunnerschen Bitumenwerken in Unna i. W. empfohlen: Das Erzeugnis ist eine farb- und geruchlose Bitumen-Emulsion und soll in nur etwa 1% dem Beton und Zementmörtel zugemischt vollständige Wasser-Undurchlässigkeit erzeugen. Die butterweiche Ceresitmasse wird mit Wasser zu einer Milch verrührt und so dem trockenen Mörtel beigemischt. Versuche des kgl. Material-Prüfungsamtes Gr.-Lichterfelde ergaben bei 1 cm starken Platten im Mischungsverhältnis 1 : 3 und 1 : 5 mit 1,25% Ceresit noch nach 6 Tagen völlige Wasser-Undurchlässigkeit. —

Literatur.

Analytische Ermittlung und Anwendung von Einflußlinien einiger im Eisenbetonbau häufig vorkommender statisch unbestimmter Träger. Von Dr.-Ing. Arthur Lederer. Herausgegeben von Rud. Wolle, Zementbaugeschäft in Leipzig. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn in Berlin. Preis geh. 4,20 M., geb. 5 M. —

Auf 13 sehr sauber gezeichneten Tafeln sind im vorliegenden Buche die Einflußlinien der Momente, der Transversalkräfte und Auflagerdrücke für kontinuierliche Träger mit zwei und drei gleichen Öffnungen und für den beiderseits eingespannten einfachen Träger graphisch dargestellt und die auf vier und mehr Stellen berechneten Ordinaten von $\frac{1}{10}$ zu $\frac{1}{10}$ eingetragen. Neben jeder Einflußlinie finden sich noch die Maximal- und Minimalwerte für gleichmäßig verteilte Belastung und die der Vollbelastung des betreffenden Balkens zugehörigen Größen. Die Tafeln sind hauptsächlich für die Zwecke der in der Praxis des Eisenbetonbaues vorkommenden Fälle, wie sie in den preussischen amtlichen Vorschriften und den österreichischen Vorschriften vorgesehen sind, bestimmt. Vorangeschickt ist auf 88 Seiten eine ausführliche Herleitung der Gleichungen der betreffenden Kurven mit der Diskussion über deren Verlauf und den statisch wichtigen Punkten derselben nebst einigen Anwendungs-Beispielen. Der Verfasser hat bei der Durchrechnung seiner Tafeln durch Vergleich mit den in den Vorträgen Winkler's gegebenen Werten dort 2 Rechenfehler entdeckt, welche auch in die bekannten Taschenbücher übergegangen sind. Winkler gibt für den Träger mit 3 gleichen Öffnungen bei 0,1 l in der zweiten Öffnung für $M_{max} + 0,00748$, für $M_{min} - 0,06248$, während der Verfasser + 0,01514 bzw. — 0,07014 pl^2 gefunden hat. Die Ausstattung ist eine vornehme, was vielleicht den hohen Preis rechtfertigt. — Ka.

Inhalt: Belastungsprobe der Beton-Gelenkbrücke der Düsseldorfer Ausstellung 1902. (Schluß). — Einstieglige Bahnsteighalle in Eisenbetonkonstruktion. — Vermischtes. — Literatur. —

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