

ARMIERTER BETON.

1917. Juni.

INHALT

Die Entwicklung des Eisenbetons im Bau von Untergrundbahnen. Von Ingenieur G. Mahir (Berlin-Wilmersdorf). (Schluß von S. 111). S. 129.
Berechnung des kontinuierlichen Trägers mit veränderlichem Trägheitsmoment über vielen, gleichen Öffnungen. Von Dr.-Ing. A. Ritter, i. Fa. Wayß & Freytag, A.-G. in Düsseldorf. (Schluß von S. 116). S. 134.
Das praktische Entwerfen von Brückengewölben, insbesondere die Näherungsberechnung der Scheitel- und Kämpferstärke. Mit Untersuchungen über die Spannungen, die größte erreichbare Spannweite und das kleinstmögliche Pfeilverhältnis. Für die Praxis bearbeitet von Ingenieur A. Straßner, Frankfurt a. Main. S. 141.
Literaturschau. Bearbeitet von Dr.-Ing. W. Kunze (Dresden). S. 145.

Verschiedene Mitteilungen:

Freiwillige Kriegsfürsorge der Betonbau-Industrie. S. 150. — Eine Preissteigerung um 50% befreit noch nicht von der Lieferungspflicht. S. 150. — Tödlicher Unfall bei der Senkung einer Betondecke. Eine Regreßklage der Baugewerksberufsgenossenschaft. S. 151. — Häufiges längeres Wegbleiben aus dem Arbeitsraum berechtigt zur sofortigen Entlassung. S. 151. — Kommt die Prämie für die Benutzung großer Güterwagen dem Verloader oder dem Abnehmer zugute? (Kalklieferungsvertrag.) S. 151. — Besteht eine Ersatzpflicht des Lieferanten dem Besteller gegenüber, wenn die Ware von der Militärbehörde beschlagnahmt und bezahlt ist? S. 152. — Die Überwachungspflicht des Architekten bei einem Neubau. S. 152.

DIE ENTWICKLUNG DES EISENBETONS IM BAU VON UNTERGRUNDBAHNEN.

Von Ingenieur G. Mahir (Berlin-Wilmersdorf).

(Schluß von S. 111.)

Der Tunnelkörper der A.E.G.-Spreekreuzung zeigt eine durch Zwischenwand gestützte verhältnismäßig leichte Decke aus I Diff. 28 B, welche mehr als Riegel zur Versteifung der Seitenwände anzusehen ist, da die Deckenlast von der aus Gitterträgern und Beton gebildeten Baugrubenüberdeckung aufgenommen wird. Seitenwände und Sohle sind mit Walzprofilen armiert. Außerdem sind für die Eckversteifung Flacheisen 15×200 mm und 20 mm Rundeisen in 0,5 m Abstand vorgesehen. Das Mischungsverhältnis des Betons ist 1:4 gewählt. Besonderes Interesse beansprucht der Bauvorgang beim Bau des rd. 170 m langen A.E.G.-Spreetunnels, welcher die Spree zwischen Waisenbrücke und Jannowitzbrücke in diagonalen Richtung kreuzt. Eine Behinderung des Schiffsverkehrs durch Fangdämme sollte hier vermieden werden. Einem von der Firma Siemens und Halske ausgearbeiteten und durch umfangreiche Versuche erprobten Bauverfahren, welches in der Herstellung einer künstlichen Baugrubenabdeckung unter Wasser besteht, wurde nach Prüfung mehrerer anderer Entwürfe der Vorzug gegeben. Die der genannten Firma übertragenen Bauarbeiten sind zurzeit unter Leitung des Herrn Direktors Krefß, dessen Vortrag vom 23. Oktober im Berliner Architekten-Verein im Folgenden inhaltlich wiedergegeben wird, in der Ausführung begriffen und werden in wenigen Monaten fertiggestellt sein (s. Fig. 12 bis 15). Zur Aufnahme dieser künstlichen Flußsohle aus Eisenbeton mußte zunächst der Strom im Zuge

des Tunnels, jedoch in größerer Breite als dieser, $1\frac{1}{2}$ m tief ausgebaggert werden. Innerhalb dieser Rinne wurden nun zu beiden Seiten der künftigen Tunnelbaugrube eiserne Larssenspundwände eingerammt, die in Höhe der Baugrube durch Taucher mit dem Gasschneideapparat abgebrannt werden mußten. Auf die Larssenswände legte sich später das eiserne Gerippe der über die Baugrube hinausragenden Betonabdeckung. Neben den Rammarbeiten ging gleichzeitig vom Spiegel der Spree aus das Bohren der Brunnen für die Grundwasserhaltung vor sich. Die in die Bohrlöcher eingesenkten Filterröhren sind in Höhe der Baugrube mit Pfropfen verschlossen worden. Die Tragkonstruktion der Betondecke besteht aus Gitterträgern, welche über dem Wasserspiegel zu einzelnen 10 m langen Tafeln von je 7 Trägern zusammengefügt wurden (s. Fig. 16). Zwischen den Untergurten der Träger ist eine Schalung aus Holzbohlen eingebaut, auf welcher eine Abdichtung aus Asphaltpappe verlegt wurde. Nachdem der Trägerrost über Wasser stückweise zusammengebaut war, folgte die Absenkung der einzelnen Tafeln in die ausgebaggerte Rinne über der zukünftigen Baugrube. Einen schwierigen besonders hervorzuhebenden Punkt stellt die Auflagerung des Trägerrostes auf der Larssenspundwand dar, da die geringste Undichtigkeit an dieser Stelle schlimme Folgen nach sich ziehen konnte. Um eine dichte Auflagerung zu erzielen, wurde die an dem Trägerrost angenietetete, aus Profileisen gebildete, nach unten offene Rinne mit Werg

ausgestopft und mit Segelleinen überzogen, sodaß die Auflagerflächen zu einem Polster ausgebildet waren, in welches sich die Larssenwände eindrücken konnten. Diese Konstruktion hat sich als zweckmäßig erwiesen, wie der Erfolg der Ausführung ergab; Undichtigkeiten haben sich an der Auflagerung nicht gezeigt. Beim Versenken der Trägerroste (s. Fig. 16) waren Taucher tätig, um die Lagerung auf den Larssenwänden und das Ineinanderpassen der Stöße

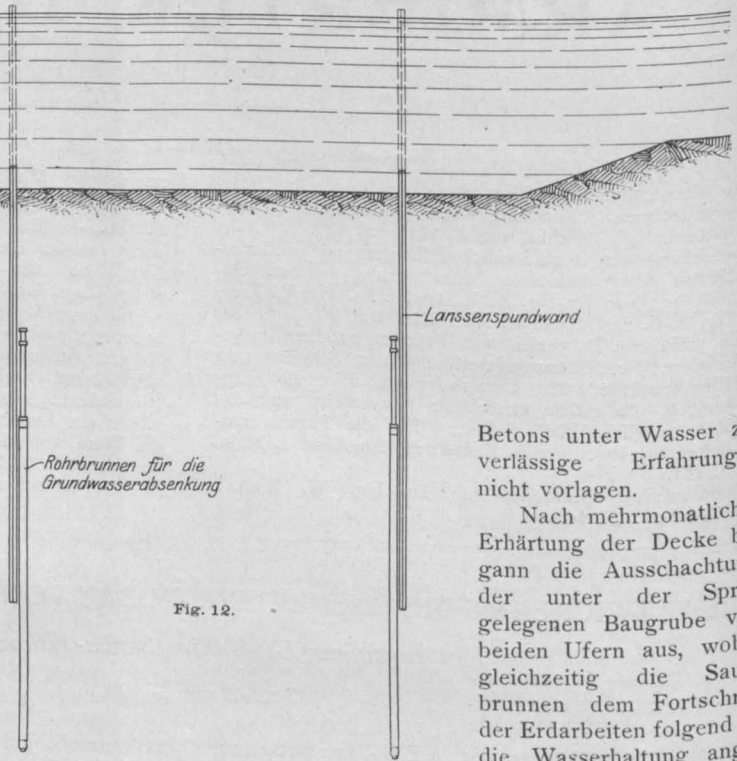


Fig. 12.

Betons unter Wasser zu verlässige Erfahrungen nicht vorlagen.

Nach mehrmonatlicher Erhärtung der Decke begann die Ausschachtung der unter der Spree gelegenen Baugrube von beiden Ufern aus, wobei gleichzeitig die Saugbrunnen dem Fortschritt der Erdarbeiten folgend an die Wasserhaltung ange-

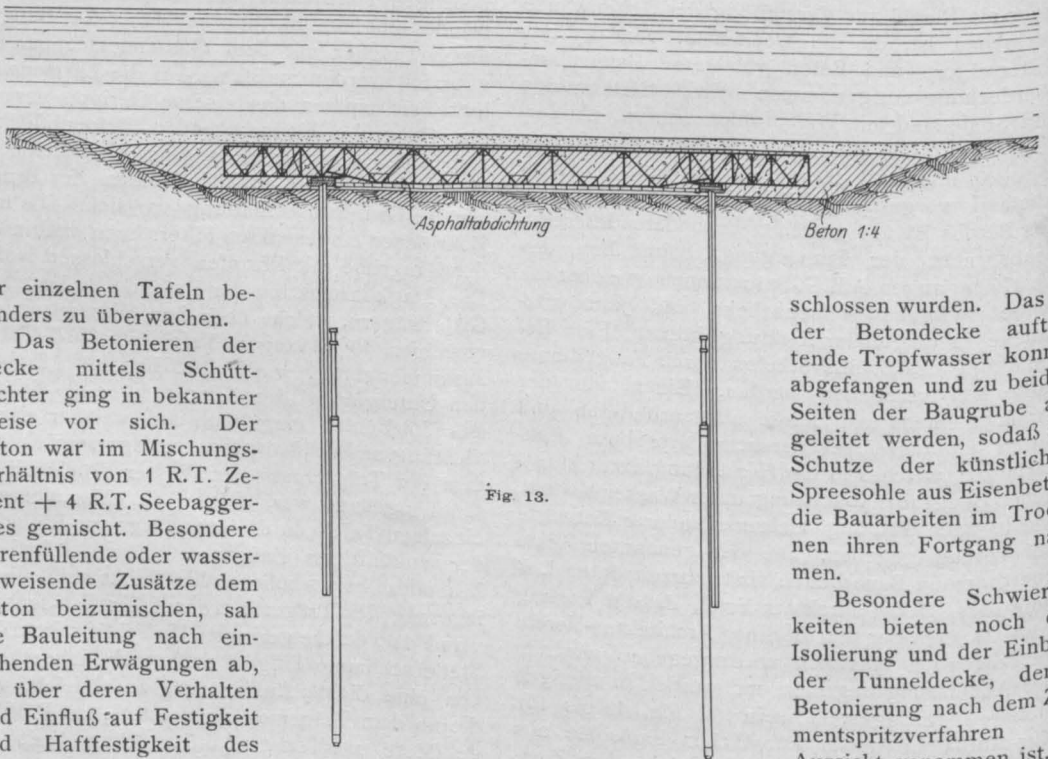


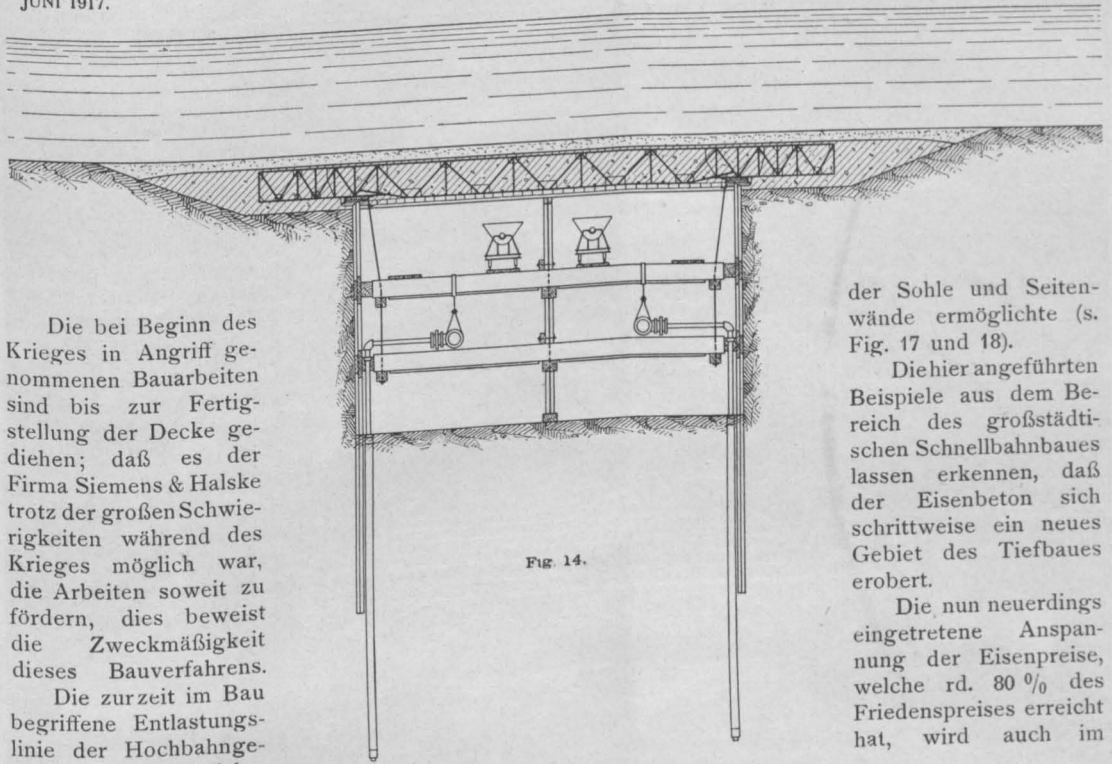
Fig. 13.

der einzelnen Tafeln besonders zu überwachen.

Das Betonieren der Decke mittels Schütttrichter ging in bekannter Weise vor sich. Der Beton war im Mischungsverhältnis von 1 R.T. Zement + 4 R.T. Seebaggerkies gemischt. Besondere porenfüllende oder wasserabweisende Zusätze dem Beton beizumischen, sah die Bauleitung nach eingehenden Erwägungen ab, da über deren Verhalten und Einfluß auf Festigkeit und Haftfestigkeit des

geschlossen wurden. Das an der Betondecke auftretende Tropfwasser konnte abgefangen und zu beiden Seiten der Baugrube abgeleitet werden, sodaß im Schutze der künstlichen Spreesohle aus Eisenbeton die Bauarbeiten im Trocknen ihren Fortgang nahmen.

Besondere Schwierigkeiten bieten noch die Isolierung und der Einbau der Tunneldecke, deren Betonierung nach dem Zementspritzverfahren in Aussicht genommen ist.



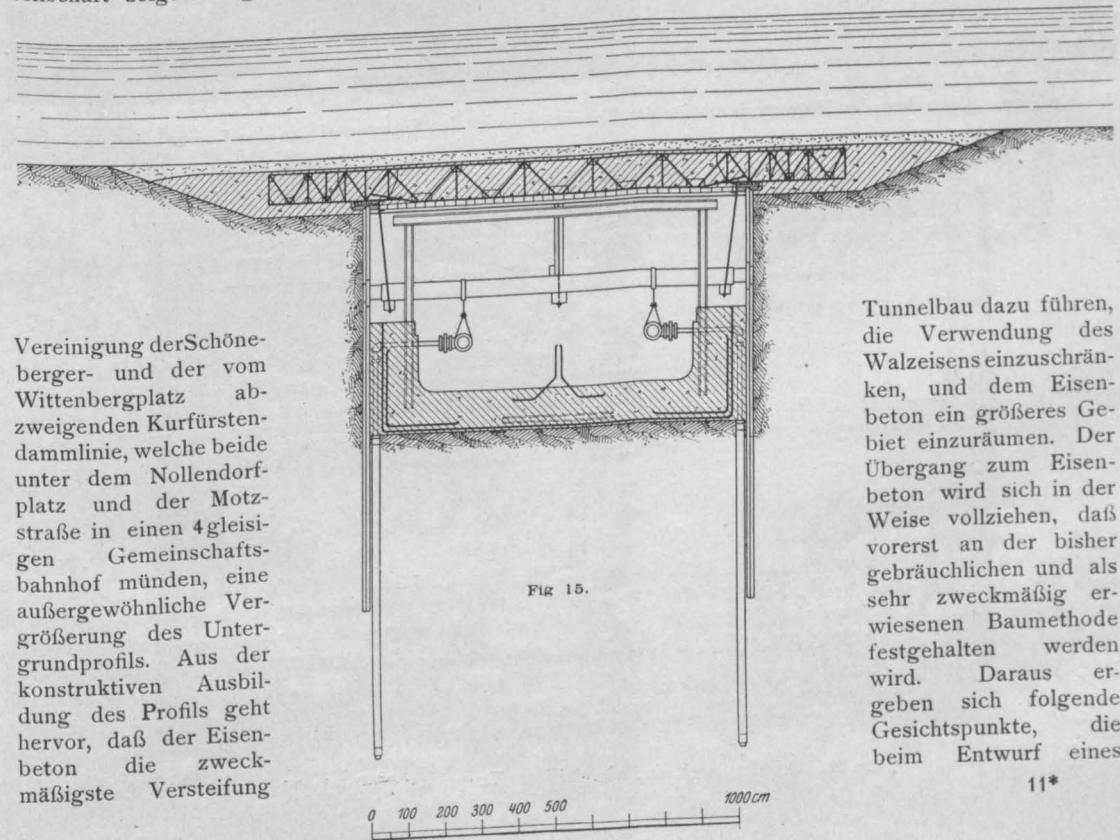
Die bei Beginn des Krieges in Angriff genommenen Bauarbeiten sind bis zur Fertigstellung der Decke gediehen; daß es der Firma Siemens & Halske trotz der großen Schwierigkeiten während des Krieges möglich war, die Arbeiten soweit zu fördern, dies beweist die Zweckmäßigkeit dieses Bauverfahrens.

Die zurzeit im Bau begriffene Entlastungslinie der Hochbahngesellschaft zeigt infolge

der Sohle und Seitenwände ermöglichte (s. Fig. 17 und 18).

Dies hier angeführten Beispiele aus dem Bereich des großstädtischen Schnellbahnbaues lassen erkennen, daß der Eisenbeton sich schrittweise ein neues Gebiet des Tiefbaues erobert.

Die nun neuerdings eingetretene Anspannung der Eisenpreise, welche rd. 80 % des Friedenspreises erreicht hat, wird auch im



Vereinigung der Schöneberger- und der vom Wittenbergplatz abzweigenden Kurfürstendammlinie, welche beide unter dem Nollendorfsplatz und der Motzstraße in einen 4gleisigen Gemeinschaftsbahnhof münden, eine außergewöhnliche Vergrößerung des Untergrundprofils. Aus der konstruktiven Ausbildung des Profils geht hervor, daß der Eisenbeton die zweckmäßigste Versteifung

Tunnelbau dazu führen, die Verwendung des Walzeisens einzuschränken, und dem Eisenbeton ein größeres Gebiet einzuräumen. Der Übergang zum Eisenbeton wird sich in der Weise vollziehen, daß vorerst an der bisher gebräuchlichen und als sehr zweckmäßig erwiesenen Baumethode festgehalten werden wird. Daraus ergeben sich folgende Gesichtspunkte, die beim Entwurf eines

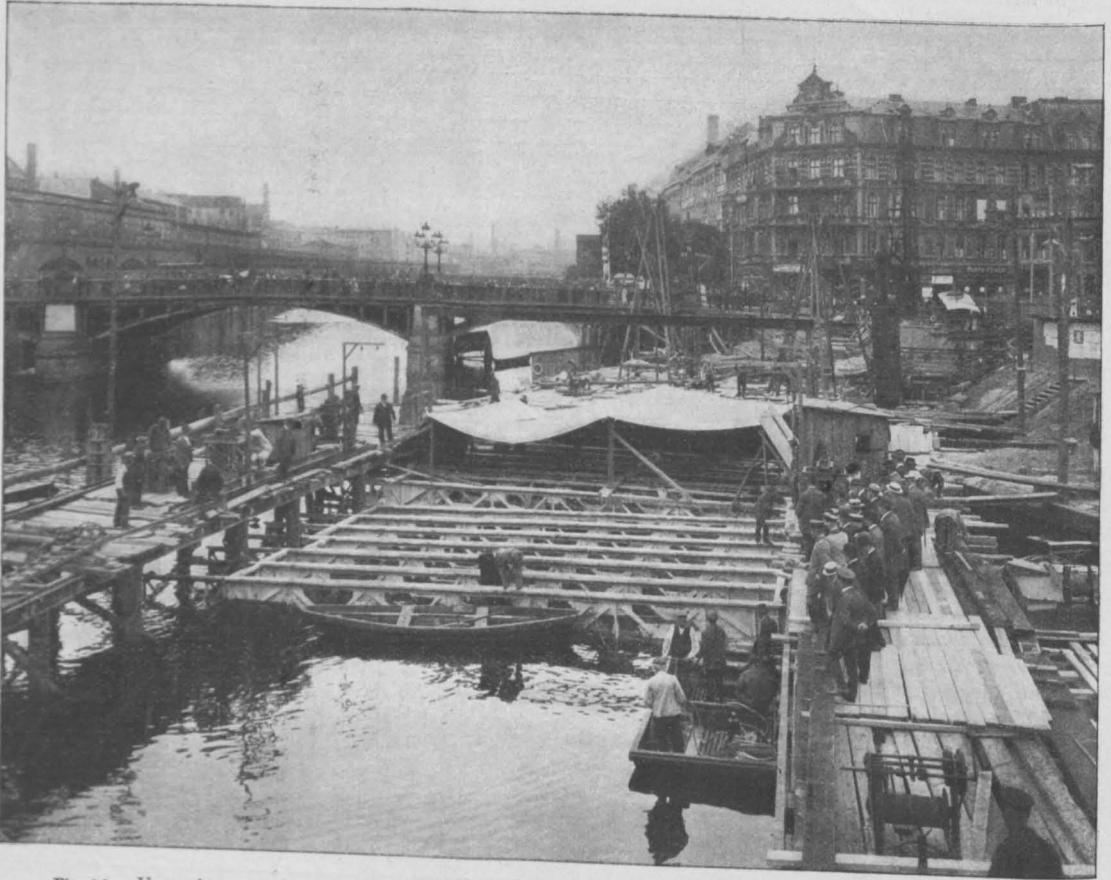


Fig. 16. Versenken des Trägergerüsts für die Eisenbetondecke des Spreetunnels an der Jannowitzbrücke.

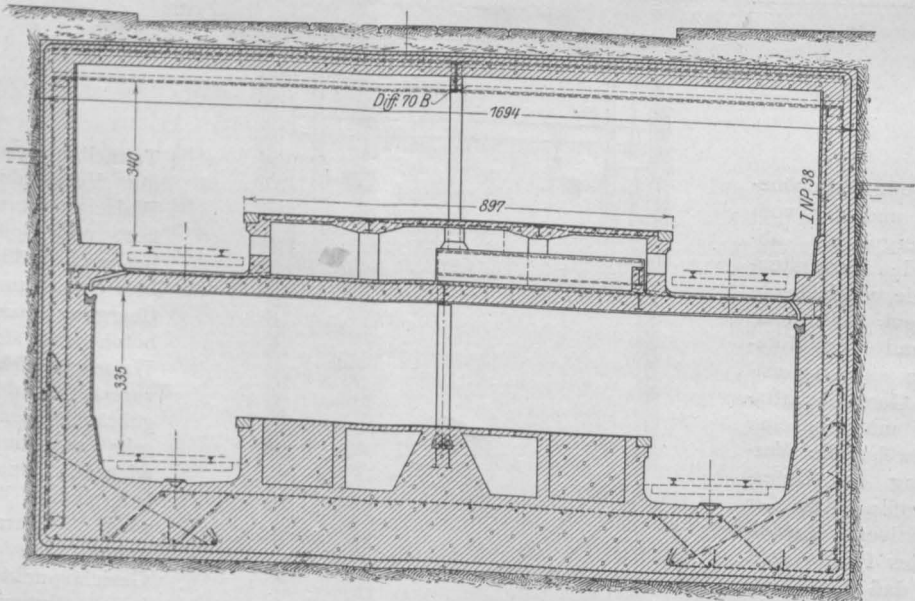


Fig. 17. Schnitt durch den viergleisigen Tunnel am Nollendorfsplatz.

Eisenbetonquerschnittes zu berücksichtigen sind:

1. Die Schalung der Seitenwände und der Decke muß an der Eiseneinlage befestigt werden

was eine Verminderung des Bodenaushubs und eine Höherlegung der Schienenoberkante zur Folge hat.

Die Kosten des Tunnelleisens der in Fig. 3 bis 8 dargestellten Groß-Berliner Tunnelquerschnitte nehmen unter Zugrundelegung der Friedenspreise 10 bis 15% der gesamten Baukosten ein. Unter Berücksichtigung der Erhöhung der Eisenpreise, welche wahrscheinlich wohl dauernd auf der heutigen Höhe bleiben werden, würden sich die Tunnelbaukosten um 8 bis 12% erhöhen; das Tunnel-eisen würde dem nach 18 bis 27% der gesamten Baukosten verschlingen. Man wird daher nach

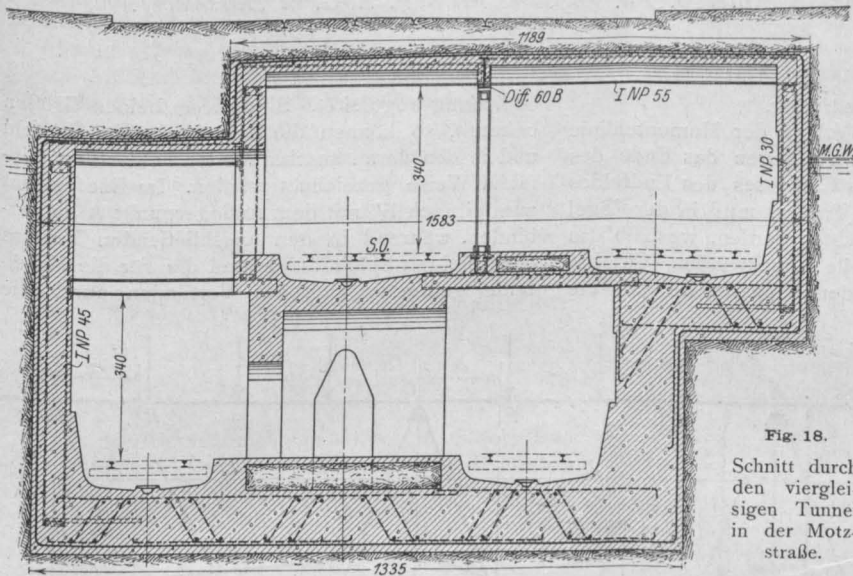


Fig. 18.

Schnitt durch den viereckigen Tunnel in der Motzstraße.

können, da eine in das lichte Profil des Tunnelquerschnittes hineinragende Absteifung der Schalung die Arbeiten verzögern und infolge des Holzverbrauches wesentlich verteuern würde.

2. Die Abdichtungsarbeiten der Seitenwände können wie bisher erst nach beendeter Verlegung der Eisenarmierung folgen, da die durch Asphaltanstriche belastete doppelte bzw. dreifache Papplage nicht beliebig lange frei hängen kann, sondern durch Betonschüttung gegen die Unterlage gepreßt werden muß, um Brüche und Luftsäcke hinter der Papplage zu vermeiden. Daraus ergibt sich die Notwendigkeit, daß die Verlegung der Eiseneinlagen vorausgehen muß und daß zwischen Armierung und Seitenwandschutzschicht ein genügend großer Arbeitsraum für die Arbeiten der Asphaltabdichtung bestehen bleibt. Der in Fig. 19 dargestellte Entwurf eines Eisenbetonquerschnittes sieht als Eiseneinlage ein breitflanschiges niederes Walzprofil in den Seitenwänden und der Decke vor, welches die Befestigung der Schalung gestattet.

Einem Profil mit gestützter Decke wäre der Vorzug zu geben, da die Mittelstütze sowohl eine schwächere nicht armierte Betonsohle wie auch eine niedrigere Deckenkonstruktion ermöglicht,

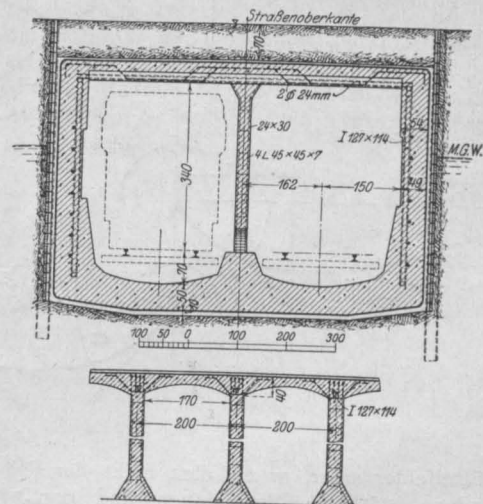


Fig. 19.

Entwurf eines Tunnelquerschnittes aus Eisenbeton.

dem Kriege zu einer bestmöglichen Ausnutzung der Baustoffe übergehen müssen, was zu einer ausgedehnteren Verwendung des Eisenbetons im Tunnelbau führen wird.

BERECHNUNG DES KONTINUIERLICHEN TRÄGERS MIT VERÄNDERLICHEM TRÄGHEITSMOMENT ÜBER VIELEN, GLEICHEN ÖFFNUNGEN.

Von Dr.-Ing. A. Ritter, i. Fa. Wayss & Freytag, A.-G. in Düsseldorf.

(Schluß von S. 116.)

3. Endfelder.

Der regelmäßige Verlauf der Momentenlinie in den Mittelfeldern wird gegen das Ende des Balkens hin infolge des Einflusses des Endfeldes gestört. Das Ende des Trägers muß in der Regel als freiaufhängend betrachtet werden, weshalb das Moment an dieser Stelle verschwindet. Oft hat das Endfeld eine andere Spannweite als die

Gleichung abgeleitet. Sind diese beiden Größen bekannt, so können die Schlußlinien im Endfeld und in den daran anschließenden Feldern auf einfache Weise gezeichnet werden. Im Endfeld hat man einfach B'' mit dem Auflagerpunkt A zu verbinden, während in den anschließenden Feldern die richtigen Schlußlinien und die für die Mittelfelder geltenden sich auf Vertikalen durch die

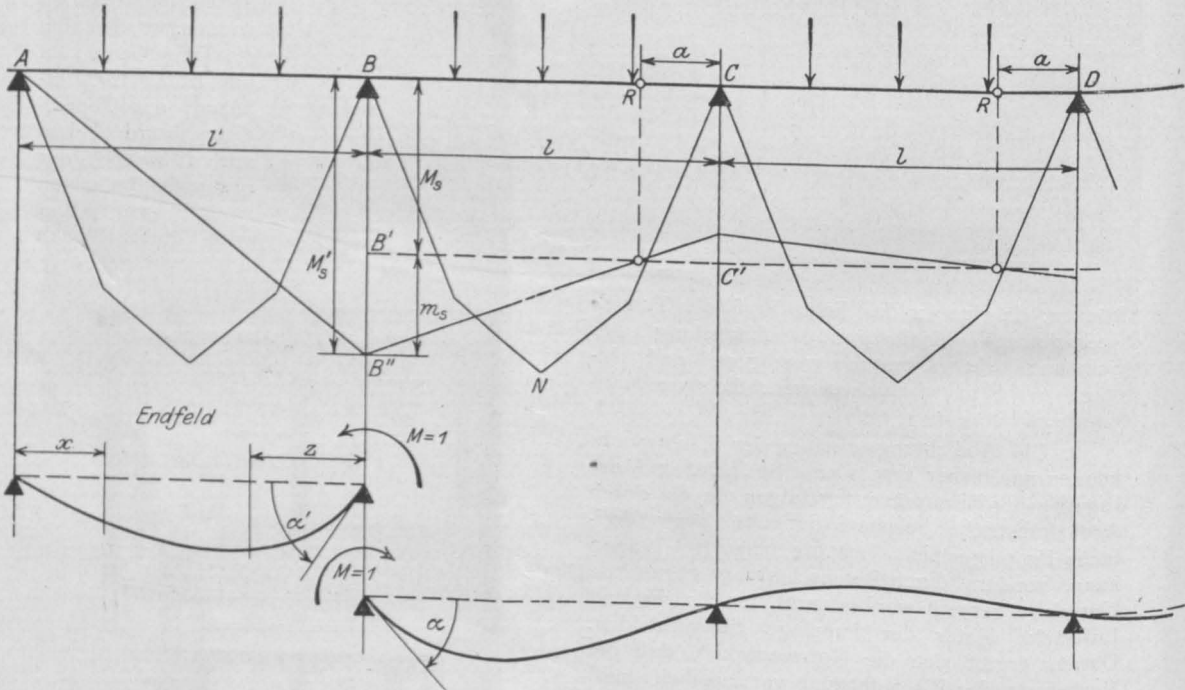


Fig. 3.

Mittelfelder oder, wenn dies nicht der Fall ist, andere (stärkere) Dimensionen und damit verbunden andere Belastung. Alle diese Ursachen haben zur Folge, daß das für ein Mittelfeld geltende Stützmoment M_S an den nahe dem Endfeld liegenden Stützen verändert wird. Diese Änderung wollen wir „Zusatzmoment“ nennen und mit m_S bezeichnen, so daß das richtige Stützmoment über der zweiten Stütze (Fig. 3)

$$M_S' = M_S + m_S \dots \dots \dots (17)$$

M_S kann aus den Formeln der Tabelle I berechnet werden, für m_S wird im Folgenden eine

rechten Fixpunkte R schneiden. Dies folgt aus dem Gesetz, daß ein über einer Stütze entstehendes Moment (m_S) sich nach beiden Seiten so fortpflanzt, daß die Momente in den Fixpunkten verschwinden. Der Leser erkennt nun auch den Zweck der Trennung des Momentes M_S' in die beiden Teile M_S und m_S .

Zur Bestimmung von m_S wird der Träger über der Stütze B aufgeschnitten gedacht. Das dadurch entstehende statisch unbestimmte System sei unser Hauptsystem, das an der Schnittstelle wirkende Moment M_S' die zu berechnende Unbekannte. Die Bedingung, daß die Verdrehungen der Balkenachse links und rechts der Schnittstelle

einander gleich sind, liefert uns die Elastizitätsgleichung. α' und α seien, wie in Fig. 3 angedeutet, die Verdrehungen der beiden Trägerteile des Hauptsystems infolge $M=1$. α_0' bedeute die Drehung des freiaufliegenden Trägers AB am Auflager B infolge der auf ihn entfallenden Belastung und $[\alpha_0]$ die Drehung des Trägers BCD.. am Auflager B unter Wirkung der Momentenfläche BNCC'B'. Mit der Voraussetzung, daß die Drehungen dann positiv sind, wenn sie eine Durchbiegung der Träger nach unten bewirken, gibt die Gleichsetzung der Drehungen links und rechts des gedachten Schnittes folgende Gleichung:

$$-(\alpha_0' + M_S' \cdot \alpha') = [\alpha_0] + m_S \cdot \alpha.$$

M_S' aus Gl. (17) eingesetzt und nach m_S aufgelöst, gibt

$$m_S = - \frac{\alpha_0' + [\alpha_0] + M_S \cdot \alpha'}{\alpha + \alpha'} \dots (18)$$

Nach der Abhandlung von Dr.-Ing. E. Suter: Berechnung des kontinuierlichen Balkens („Armiertes Beton“ 1916, Heft 3 ff. Gl. (108) und (108a)) wird

$$E \cdot \alpha = \frac{S_2 - a S_1}{1(1-a)}$$

und

$$E \cdot \alpha' = \frac{S_2'}{l'^2};$$

a = Abstand des Fixpunktes im Mittelfeld vom Auflager, S_1 und S_2 aus Gl. (13). Die gestrichelten Größen beziehen sich auf das Endfeld.

Ferner ist nach dem Moorschen Satz, wenn α_0 die Drehung des freiaufliegenden Trägers BC am Auflager B infolge der auf ihn fallenden Belastung bedeutet,

$$[\alpha_0] = \alpha_0 + M_S \int_0^1 \frac{dx}{EJ} \cdot \frac{x}{l} = \alpha_0 + M_S \cdot \frac{S_1}{l}.$$

Durch Einsetzen dieser Werte in Gl. (18) erhalten wir die gesuchte Gleichung zur Berechnung des Zusatzmomentes

$$m_S = - \frac{(\alpha_0' + \alpha_0) E + M_S \left[\frac{S_1}{l} + \frac{S_2'}{l'^2} \right]}{\frac{S_1}{1} + \frac{S_2'}{l'^2} - \frac{2a}{l^2} S_1} \dots (19)$$

Die Werte α_0' und α_0 , welche die Drehungen der als Freiträger gedachten Öffnungen AB und BC am Auflager B infolge der auf sie entfallenden Belastungen bedeuten, können graphisch nach dem Verfahren von Moor bestimmt werden. Rechnerisch erhalten wir diese Winkel aus dem Satz, daß sie gleich sind den Auflagerdrücken der durch EJ dividierten Momentenflächen. Für

die Mittelfelder und symmetrisch ausgebildete Endfelder wird demnach

$$\alpha_0 = \frac{1}{2} \int_0^l \frac{M_x \cdot dx}{EJ},$$

für unsymmetrische Endfelder

$$\alpha_0' = \int_0^{l'} \frac{M_x \cdot dx}{EJ} \cdot \frac{x}{l'}.$$

a) Gleichmäßig verteilte Belastung p auf die Längeneinheit.

$$M_x = \frac{p x}{2} (l-x).$$

Symmetrisch ausgebildete End- und Mittelfelder:

$$E \alpha_0 = \frac{p}{4} (1 S_1 - S_2) = \frac{p l^3}{4} S_1 \dots (20)$$

Unsymmetrisch ausgebildete Endfelder:

$$E \alpha_0' = \frac{p l'}{2} \left(S_2' - \frac{S_3'}{l'} \right) \dots (20a)$$

Die S -Werte berechnen sich aus Gl. (13), wobei die Integrale gegebenenfalls durch Summen zu ersetzen sind. Bei einem unsymmetrisch ausgebildeten Endfeld ist zu beachten, daß x in den Ausdrücken S_2' und S_3' vom freien Auflager A aus zu messen ist.

b) Einzellast P in der Mitte der Öffnung.

$$0 < x < \frac{l}{2}: \quad M_x = \frac{P}{2} x$$

$$\frac{l}{2} < x < l: \quad M_x = \frac{P}{2} (l-x).$$

Symmetrisch ausgebildete End- und Mittelfelder:

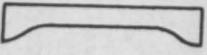
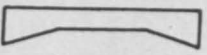
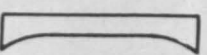
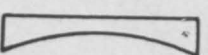
$$E \alpha_0 = \frac{P}{2} \sum_0^{l/2} \frac{x \cdot dx}{J} \dots (21)$$

Unsymmetrisch ausgebildete Endfelder:

$$E \alpha_0 = \frac{P}{2l} \sum_0^{l/2} \frac{x^2 \cdot dx}{J} + \frac{P}{2} \sum_{l/2}^l \frac{x \cdot dx}{J} - \frac{P}{2l} \sum_{l/2}^l \frac{x^2 \cdot dx}{J} \dots (21a)$$

Ähnlich gestalten sich die Gleichungen für 2 und mehr Lasten.

Tabelle II. Werte α_0 für verschiedene Trägerformen.

Trägerform	 beliebige Voutenform	 geradlinige Voute	 gewölbte Voute	 durchgehend gewölbte Untersicht
	$v = v$	$v = 2$	$v = 1$	$v = 1$ und $\alpha = \frac{1}{2}$
Trägheitsmoment J im Abstand x vom Auflager auf die Länge der Voute	$\frac{J_a}{1 + c x^v}$	$\frac{J_a}{1 + c x^2}$	$\frac{J_a}{1 + c x}$	$\frac{J_a}{1 + c x}$
$c \left(n = \frac{J_m}{J_a}, \alpha l = \text{Voutenlänge} \right)$	$\frac{1 - n}{n (\alpha l)^v}$	$\frac{1 - n}{n (\alpha l)^2}$	$\frac{1 - n}{n \alpha l}$	$\frac{2(1 - n)}{n l}$
η	$3 - \frac{6 \alpha v}{1 + v} (1 - n)$	$3 - 4 \alpha (1 - n)$	$3 - 3 \alpha (1 - n)$	$\frac{3}{2} (1 + n)$
η_1	$1 - 2 \alpha^2 v (1 - n) \left(\frac{3}{2 + v} - \frac{2 \alpha}{3 + v} \right)$	$1 - \alpha^2 (1 - n) (3 - 1,6 \alpha)$	$1 - \alpha^2 (1 - n) (2 - \alpha)$	$\frac{1}{8} (5 + 3 n)$
Gleichmäßig verteilte Belastung p auf die Längeneinheit	$\frac{p l^3}{24} \eta_1$	$\frac{p l^3}{24} \eta_1$	$\frac{p l^3}{24} \eta_1$	$\frac{p l^3}{192} (5 + 3 n)$
Eine Einzellast P in Feldmitte	$\frac{P l^2}{16} \left[1 - 4 \alpha^2 (1 - n) \frac{v}{2 + v} \right]$	$\frac{P l^2}{16} \left[1 - 2 \alpha^2 (1 - n) \right]$	$\frac{P l^2}{16} \left[1 - \frac{4}{3} \alpha^2 (1 - n) \right]$	$\frac{P l^2}{48} (2 + n)$
Zwei Einzellasten P in den Drittelpunkten	$\left\{ \begin{array}{l} \alpha < \frac{1}{3} \\ \alpha = \frac{1}{2} \end{array} \right. \begin{array}{l} \frac{P l^2}{9} \left[1 - 4,5 \alpha^2 (1 - n) \frac{v}{2 + v} \right] \\ - \end{array}$	$\left\{ \begin{array}{l} \alpha < \frac{1}{3} \\ \alpha = \frac{1}{2} \end{array} \right. \begin{array}{l} \frac{P l^2}{9} \left[1 - \frac{9}{4} \alpha^2 (1 - n) \right] \\ - \end{array}$	$\left\{ \begin{array}{l} \alpha < \frac{1}{3} \\ \alpha = \frac{1}{2} \end{array} \right. \begin{array}{l} \frac{P l^2}{9} \left[1 - 1,5 \alpha^2 (1 - n) \right] \\ - \end{array}$	$\left\{ \begin{array}{l} \alpha < \frac{1}{3} \\ \alpha = \frac{1}{2} \end{array} \right. \begin{array}{l} - \\ \frac{P l^2}{324} (23 + 13 n) \end{array}$
Drei Einzellasten P in den Viertelpunkten	$\left\{ \begin{array}{l} \alpha < \frac{1}{4} \\ \alpha = \frac{1}{2} \end{array} \right. \begin{array}{l} \frac{5 P l^2}{32} \left[1 - 4,8 \alpha^2 (1 - n) \frac{v}{2 + v} \right] \\ - \end{array}$	$\left\{ \begin{array}{l} \alpha < \frac{1}{4} \\ \alpha = \frac{1}{2} \end{array} \right. \begin{array}{l} \frac{5 P l^2}{32} \left[1 - 2,4 \alpha^2 (1 - n) \right] \\ - \end{array}$	$\left\{ \begin{array}{l} \alpha < \frac{1}{4} \\ \alpha = \frac{1}{2} \end{array} \right. \begin{array}{l} \frac{5 P l^2}{32} \left[1 - 1,6 \alpha^2 (1 - n) \right] \\ - \end{array}$	$\left\{ \begin{array}{l} \alpha < \frac{1}{4} \\ \alpha = \frac{1}{2} \end{array} \right. \begin{array}{l} - \\ \frac{P l^2}{192} (19 + 11 n) \end{array}$

Aufgervordrehung E, J_m, α₀ der Freitragger

Ist das Endfeld in bezug auf seine Mitte symmetrisch ausgebildet, so gestattet die folgende Gl. (26) eine rasche Berechnung von m_s . Die Veränderlichkeit des Trägheitsmomentes wird durch die Gleichung ausgedrückt*)

$$J = \frac{J_a}{1 + c x^v}, \dots \dots \dots (22)$$

worin

$$c = \frac{1 - n}{n (\alpha l)^v},$$

$$n = \frac{J_m}{J_a} = \frac{\text{Trägheitsmoment in Feldmitte}}{\text{Trägheitsmoment am Auflager}}$$

$\alpha \cdot l$ = Länge der Voute.

v kann irgendeinen Wert annehmen; für $v = 2$ erhält man eine angenähert geradlinig verlaufende Voute, $v = 1$ gibt eine nach oben gewölbte Voute (vgl. Tabelle II). Zur Abkürzung wird gesetzt

$$\eta = 3 - \frac{6 \alpha v}{1 + v} (1 - n),$$

$$\eta_1 = 1 - \alpha^2 v (1 - n) \left(\frac{6}{2 + v} - \frac{4 \alpha}{3 + v} \right).$$

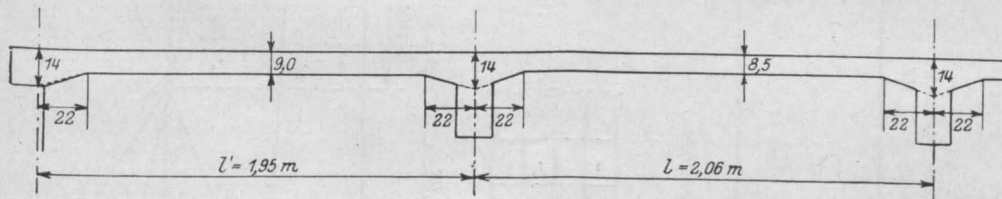


Fig. 4.

Wird J nach Gl. (22) in die Gl. (13) eingeführt und integriert, so erhält man

$$\left. \begin{aligned} S_1 &= \frac{l^2}{6 J_m} \cdot \eta \\ S_2 &= \frac{l^3}{6 J_m} (\eta - \eta_1) \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (23)$$

und mit Gl. (2)

$$1 - \delta = \frac{\eta - \eta_1}{\eta} l$$

oder

$$\delta = \frac{\eta_1}{\eta} l \dots \dots \dots (24)$$

und mit Gl. (4)

$$a = \frac{1}{2} [1 - \sqrt{1 - 2\delta}] = \frac{1}{2} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\eta_1}{\eta}} \right) \dots (25)$$

Die Gl. (19) zur Berechnung des Zusatzmomentes wird nun

$$m_s = \frac{6 E J_m (\alpha_0' + \alpha_0) + M_s \left[1 \eta + l' (\eta' - \eta_1') \frac{J_m}{J_m'} \right]}{l' (\eta' - \eta_1') \frac{J_m}{J_m'} + 1 \eta \sqrt{1 - 2 \frac{\eta_1}{\eta}}}$$

(26)

Die gestrichelten Größen beziehen sich auf das Endfeld. Die Drehwinkel α_0 der Freitragler und die Abkürzungen η und η_1 sind für verschiedene Trägerformen in Tabelle II enthalten. Gl. (26) gilt streng genommen nur für symmetrische Endfelder, während Gl. (19) allgemeine Gültigkeit hat.

Der am häufigsten vorkommende Fall, bei welchem im Endfeld nur am inneren Auflager eine Voute vorhanden ist, kann so berechnet werden, wie wenn die gleiche Voute auch am äußeren, freien Auflager vorhanden wäre, d. h. als symmetrischer Balken unter Benützung von Gl. (26). Der dadurch gemachte Fehler ist so unbedeutend, daß er immer vernachlässigt werden kann. (In Gl. (19) kommen vom Endfeld nur die Summenausdrücke

S_2' und S_3' in Frage, d. h. die Summen der Werte $\frac{x^2 \cdot dx}{EJ}$ und $\frac{x^3 \cdot dx}{EJ}$, worin x den Abstand des Elementes vom freien Auflager bedeutet. Eine Veränderung der Trägheitsmomente der Elemente nahe dem freien Auflager hat aber auf diese Summenausdrücke einen kaum merklichen Einfluß, wovon man sich an einem Beispiel leicht überzeugen kann.)

Die Gl. (24) und (25) können auch mit Vorteil bei den Mittelfeldern benützt werden, was in dem folgenden Beispiel geschehen soll.

4. Beispiel.

Für die in Fig. 4 dargestellte kontinuierliche Platte sollen Größt- und Kleinstmomente in den gefährlichen Querschnitten berechnet werden. Die Belastung besteht aus gleichmäßig verteiltem Eigengewicht $g = 224 \text{ kg/qm}$ (einschl. Belag) und einer Nutzlast $p = 600 \text{ kg/qm}$. Für die Veränderlichkeit des Trägheitsmomentes soll die Straßner'sche Formel (22) mit $v = 2$ benützt werden.

*) Vgl. A. Straßner: Beitrag zur Theorie kontin. Eisenbetonkonstr. Berlin 1912, W. Ernst & Sohn.

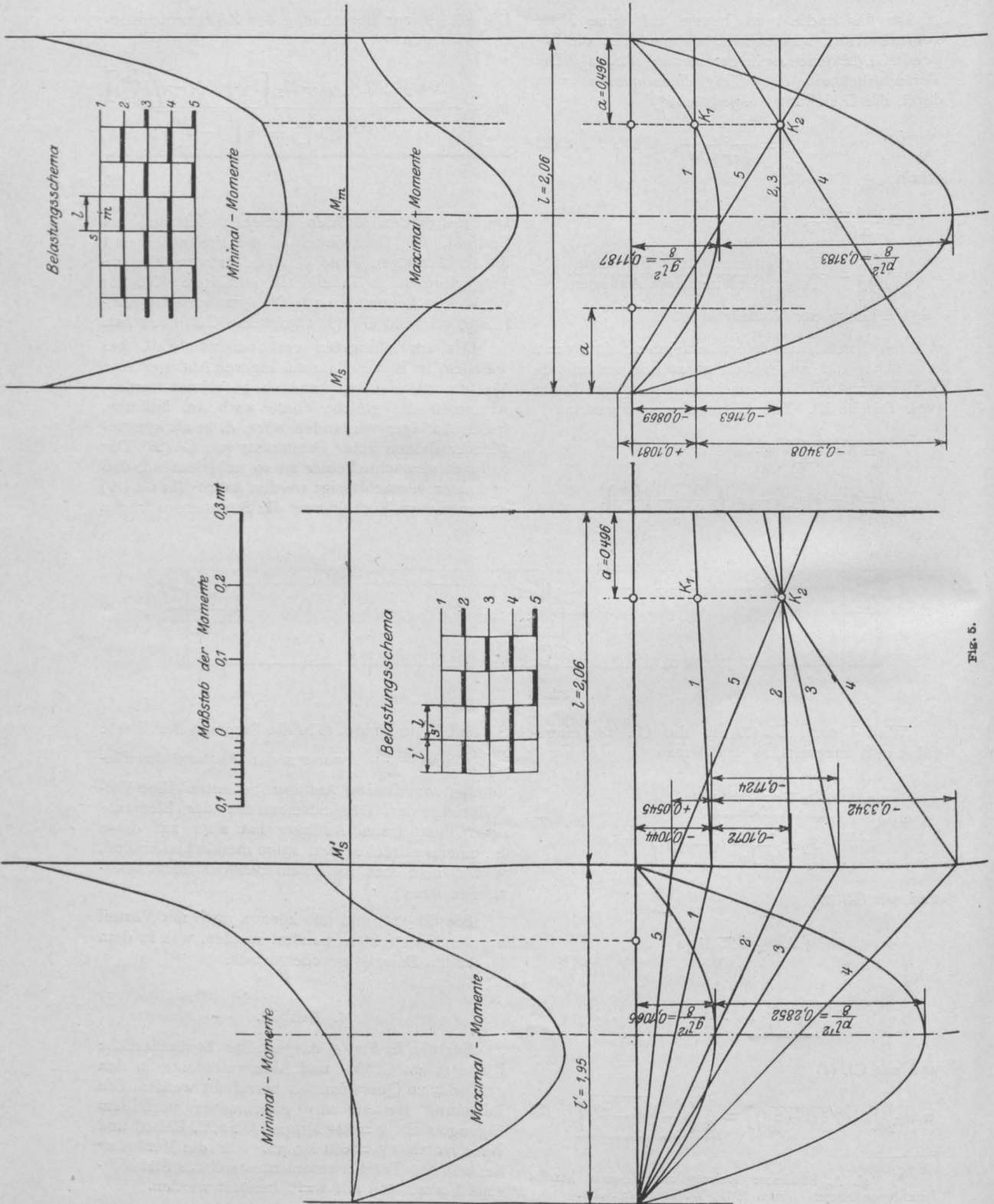


Fig. 5.

a) Mittelfeld.

$$\alpha = \frac{22}{206} = 0,107$$

$$n = \left(\frac{8,5}{14}\right)^3 = 0,224$$

$$\eta = 3 - 4 \cdot 0,107 \cdot 0,776 = 2,668$$

$$\eta_1 = 1 - 0,107^2 (3 - 1,6 \cdot 0,107) \cdot 0,776 = 0,9749$$

Nach Gl. (24) u. (25)

$$d = \frac{0,9749}{2,668} \cdot 2,06 = 0,753 \text{ m}$$

$$a = \frac{2,06}{2} \left(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \frac{0,9749}{2,668}}\right) = 0,496 \text{ m.}$$

Belastungsfall 1, Eigengewicht (vgl. Belastungsschema in Fig. 6).

Aus Tabelle I:

$$M_S = - \frac{g d^3}{4} = - \frac{0,224 \cdot 0,753 \cdot 2,06}{4} = -0,0869 \text{ mt}$$

$$\frac{g l^2}{8} = \frac{0,224 \cdot 2,06^2}{8} = +0,1187 \text{ „}$$

$$M_m = +0,0318 \text{ mt}$$

Belastungsfall 2.

$$M_S = - \frac{0,600 \cdot 0,753 \cdot 2,06}{8} = -0,1163 \text{ mt}$$

$$\frac{p l^2}{8} = \frac{0,6 \cdot 2,06^2}{8} = +0,3183 \text{ „}$$

$$M_m = +0,2020 \text{ mt.}$$

Belastungsfall 3.

$$M_S = M_m = -0,1163 \text{ mt (wie oben).}$$

Belastungsfall 4.

$$M_S = - \frac{0,6 \cdot 0,496 \cdot 1,564^2}{2 \cdot 1,068} = -0,3408 \text{ mt.}$$

Belastungsfall 5.

$$M_S = + \frac{0,6 \cdot 0,496^2 \cdot 1,564}{2 \cdot 1,068} = +0,1081 \text{ mt.}$$

Diese Momente sind in Fig. 6 aufgetragen und zwar die Momente infolge Nutzlast jeweils abge-

braucht zu den Eigengewichtsmomenten addiert. Die Schlußlinien 2-5 schneiden sich in einem Punkt K_2 , der senkrecht unter dem Fixpunkt liegt. (Beweis am Schluß.) Das Aufzeichnen der Maximal- und Minimalmomentenkurven bietet nichts Neues.

b) Endfeld.

$$\alpha' = \frac{22}{195} = 0,113$$

$$n' = \left(\frac{9}{14}\right)^3 = 0,266$$

$$\eta' = 3 - 4 \cdot 0,113 \cdot 0,734 = 2,668$$

$$\eta_1' = 1 - 0,113^2 (3 - 1,6 \cdot 0,113) \cdot 0,734 = 0,9735.$$

Um Gl. (26) aufzustellen, berechnen wir (vgl. Tabelle II):

$$E J_m \alpha_0' = \frac{p' l^3}{24} \eta_1' \frac{J_m}{J_m'} = \frac{1,95^3}{24} \cdot 0,9735 \left(\frac{8,5}{9,0}\right)^3 p' = 0,2534 p'$$

$$E J_m \alpha_0 = \frac{2,06^3}{24} \cdot 0,9749 p = 0,3551 p.$$

Nach Gl. (26):

$$6 (0,2534 p' + 0,3551 p) + M_S \left[2,06 \cdot 2,668 + 1,95 \cdot 1,695 \left(\frac{8,5}{9,0}\right)^3 \right]$$

$$m_S = - \frac{1,95 \cdot 1,695 \left(\frac{8,5}{9,0}\right)^3 + 2,06 \cdot 2,668 \sqrt{1 - 2 \frac{0,9749}{2,668}}}{27}$$

$$m_S = - (0,2698 p' + 0,3781 p + 1,469 M_S) \dots \dots \dots (27)$$

Belastungsfall 1, Eigengewicht.

In Gl. (27) ist zu setzen:

$$p' = p = 0,224 \text{ t/qm}$$

Mittelfeld, Belastungsfall 1: $M_S = -0,0869 \text{ mt}$

$$m_S = - [(0,2698 + 0,3781) \cdot 0,224 - 0,0869 \cdot 1,469] = -0,0175 \text{ „}$$

Mit Gl. (17): $M_S' = M_S + m_S = -0,1044 \text{ mt}$

Belastungsfall 2.

$$p' = 0,600 \text{ t/qm, } p = 0$$

$$M_S = -0,1163 \text{ mt}$$

$$m_S = - (0,2698 \cdot 0,6 - 1,469 \cdot 0,1163) = +0,0091 \text{ „}$$

$$M_S' = -0,1072 \text{ mt}$$

Belastungsfall 3.

$$p' = 0, p = 0,6 \text{ t/qm}$$

$$M_S = -0,1163 \text{ mt}$$

$$m_S = - (0,3781 \cdot 0,6 - 1,469 \cdot 0,1163) = -0,0561 \text{ „}$$

$$M_S' = -0,1724 \text{ mt}$$

Belastungsfall 4*).

$$p' = p = 0,6 \text{ t/qm}$$

$$M_S = -0,1163 \text{ mt}$$

$$m_S = -(0,6479 \cdot 0,6 - 1,469 \cdot 0,1163) = -0,2179 \text{ „}$$

$$M_S' = -0,3342 \text{ mt}$$

Belastungsfall 5*).

$$p' = p = 0$$

$$M_S = -0,1163 \text{ mt}$$

$$m_S = +1,469 \cdot 0,1163 = +0,1708 \text{ „}$$

$$M_S' = +0,0545 \text{ mt}$$

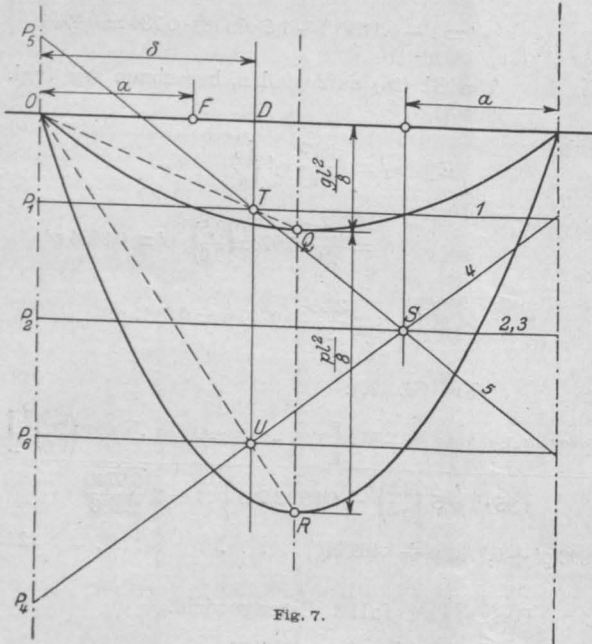


Fig. 7.

Die Momente M_S' sind auf der Lotrechten durch das Auflager B aufgetragen (Fig. 5) und die Schlußlinien gezogen worden. Die Punkte K_1 und K_2 , durch welche die Schlußlinien im zweiten Feld hindurchgehen, liegen gleich hoch wie die entsprechenden Punkte im Mittelfeld. Schließlich wurden die Maximal- und Minimalmomente auf bekannte Weise aufgetragen.

Bei gleichmäßig verteilter Belastung empfiehlt sich für das Mittelfeld anstatt Benutzung von Tabelle I die folgende, einfache Konstruktion der Schlußlinien (Fig. 7). Nachdem die Momentenparabeln für Eigengewicht und volle Belastung (Eigengewicht + Nutzlast) aufgezeichnet und δ und a ermittelt sind, bestimmt man die Schnittpunkte T und U der Vertikalen durch D

mit den Geraden OQ und OR. Dann ist die Wagerechte durch T die Schlußlinie 1, die wagerechten Schlußlinien 2 und 3 halbieren die Strecke TU, Schlußlinie 4 geht durch S und U und Schlußlinie 5 liegt symmetrisch zu 4 in bezug auf Schlußlinie 2.

Der Beweis hierfür ist einfach. Es besteht die Proportion

$$DT : \frac{g l^2}{8} = \delta : \frac{1}{2},$$

woraus

$$DT = \frac{g l^2 \delta}{4}$$

folgt oder nach Gl. (9)

$$DT = M_S.$$

Da Schlußlinie 1 wagerecht verläuft, muß sie durch T hindurchgehen. Aus dem gleichen Grunde ist die Wagerechte durch U die Schlußlinie für Vollbelastung, TU also das Stützmoment für die über alle Felder verteilte Nutzlast p. Nach Tabelle I ist aber das Stützmoment für Belastung 2 und 3 gerade halb so groß wie für durchgehende Belastung, weshalb TU von den wagerechten Schlußlinien 2 und 3 halbiert wird.

Daß Schlußlinie 4 durch S und U geht, soll indirekt bewiesen werden. Wenn dies der Fall ist, verhält sich

$$\frac{P_6 P_4}{P_2 P_4} = \frac{P_6 U}{P_2 S} = \frac{\delta}{1-a}$$

(Die Momente werden alle absolut genommen).

Mit Gl. (12) und (9):

$$P_6 P_4 = P_1 P_4 - P_1 P_6 = \frac{p a (1-a)^2}{2(1-2a)} - \frac{p a (1-a)}{2} = \frac{p a^2 (1-a)}{2(1-2a)}$$

$$P_2 P_4 = P_1 P_4 - P_1 P_2 = \frac{p a (1-a)^2}{2(1-2a)} - \frac{p a (1-a)}{4} = \frac{p a l (1-a)}{4(1-2a)}$$

$$\frac{\delta}{1-a} = \frac{P_6 P_4}{P_2 P_4} = \frac{2a}{1}$$

Dies ist aber Gl. (3), womit obige Behauptung bewiesen ist. Auf analoge Weise kann gezeigt werden, daß Schlußlinie 5 durch T und S geht.

Bei Einzellasten läßt sich für das Mittelfeld eine ganz ähnliche Konstruktion anwenden.

Zum Schluß sei noch bemerkt, daß die Auflagerdrücke sich aus den Stützmomenten nach bekannten Formeln berechnen lassen, und daß für den größten Auflagerdruck Belastung 4 in Frage kommt.

*) Es ist zu beachten, daß auch für die Belastungsfälle 4 und 5 für M_S der Wert $-0,1163$, d. i. das Stützmoment am Mittelfeld bei Belastung jeder zweiten Öffnung (Belastungsfall 2 oder 3) einzusetzen ist.

DAS PRAKTISCHE ENTWERFEN VON BRÜCKENGEWÖLBEN, insbesondere die Näherungsberechnung der Scheitel- und Kämpferstärke. Mit Untersuchungen über die Spannungen, die größte erreichbare Spannweite und das kleinstmögliche Pfeilverhältnis.

Für die Praxis bearbeitet von Ingenieur A. Strassner, Frankfurt a. Main.

In der Praxis ist das Entwerfen von Brückengewölben mit richtigen Abmessungen nicht nur deshalb von großer Bedeutung, weil sich mit den Abmessungen die statischen Größen ändern, und diese somit von vornherein festliegen müssen, sondern auch aus dem Grunde, weil es sich bei der Aufstellung von Kostenvoranschlägen meist darum handelt, mit geringem Zeitaufwand festgestellte zuverlässige Werte über die Gewölbstärke und die erforderliche Bewehrung zu besitzen. Es wurde daher Anlaß genommen, in folgendem dieser Frage näherzutreten, und allgemeine, ausführliche Lösungen darzutun, sowie Beziehungen zu entwickeln, die den Bedürfnissen der Praxis entgegenkommen und deren Kenntnis dem Statiker bisher gemeinhin noch nicht zu eigen sein dürfte.

Wir lehnen uns dabei an die Ausführungen des Verfassers in seinem Werk „Neuere Methoden zur Statik der Rahmentragwerke und der elastischen Bogenträger . . .“, Verlag von W. Ernst u. Sohn, Berlin, an, welche sich mit der Lösung derselben Aufgabe befassen, und zielen, indem wir wesentlich näher an diese Frage herantreten und eingehendere Untersuchungen anstellen, darauf hin, noch weitere wichtige Beziehungen festzustellen und zu sammeln. Diese sollen dann dem Statiker einen klareren Überblick schaffen, eine bessere Durchsicht hinsichtlich der beim Entwerfen in Frage kommenden Punkte ermöglichen und Mittel zur sicheren und zielbewußten Entscheidung in die Hand geben.

Die grundlegenden Beziehungen

bestehen in den folgenden Ausdrücken, die mit Hilfe der in dem Werk „Neuere Methoden . . .“ enthaltenen Gleichungen und Tabellen hergeleitet werden konnten:

$$H_{g_0} = \frac{g^2}{f} k \dots \dots \dots (1)$$

$$\left. \begin{aligned} M &= \frac{p_e l^2}{6} k_2 \\ H &= \frac{p_e l^2}{f} k_1 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (2)$$

H_{g_0} ist die wagerechte Auflagerkraft infolge Eigengewicht, M und H bedeuten Moment und Bogenkraft (Horizontalschub) infolge der Verkehrsbelastung p_e pro Längeneinheit.

Setzt man¹⁾

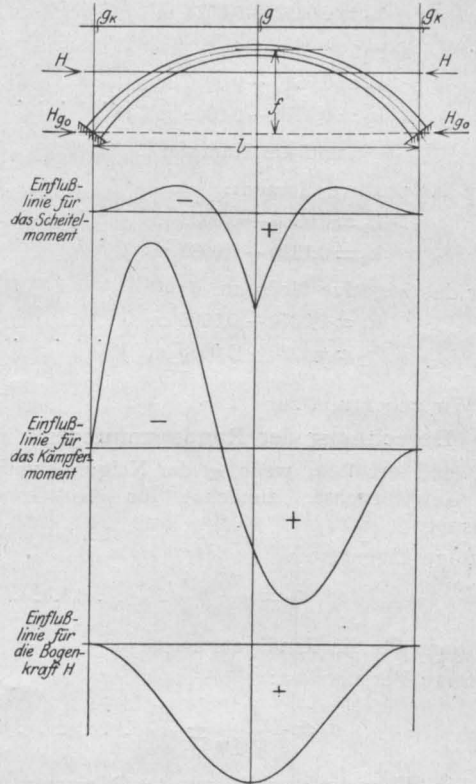


Fig. 1.

1) Die Werte von g verstehen sich für die Längeneinheit. Bei gegliedertem Aufbau ist es zweckmäßig, für g das Gewicht der Fahrbahn einschließlich deren unmittelbarer Tragkonstruktion (Träger, ausschließlich Stützen) plus dem Gewölbegewicht am Scheitel (ausschließlich nur das Gewicht der Wölb-Tragkonstruktion) einzuführen.

Die Aufstellung der Formeln für k , k_1 und k_2 geschah auf Grund der in dem Werk „Neuere Methoden . . .“ enthaltenen Tabellen der Einflußlinien für eingespannte Brückengewölbe, wobei für k_1 und k_2 das Verhältnis

$$n = \frac{J_s}{J_k \cos \varphi_k} = 0,30$$

angenommen wurde. In Fällen der Praxis trifft dies allgemein zu. Streng genaue Werte von k_1 und k_2 können jedoch auch für andere Verhältnisse von k (von 1,0 bis 0,15) aus den erwähnten Tabellen unmittelbar entnommen werden. Es handelt sich dabei, wie aus den Gl. (2) ohne weiteres hervorgeht, um die Beizahl von $p_e l^2 : f$ und den sechsfachen Wert jener von $p_e l^2$. Auch der Wert von k , welcher von n unabhängig ist, geht aus diesen Tabellen, die in edem Falle genauer sind, hervor.

$$m = \frac{S_k}{g} = \frac{\text{Gewicht am Kämpfer}}{\text{Gewicht am Scheitel}} \dots (3)$$

so gilt

$$k = 0,1090 + 0,0185 m - 0,0005 m^2 \dots (4)$$

wobei am Scheitel

für das positive Moment:

$$\left. \begin{aligned} k_1 &= 0,0600 + 0,0035 m \\ k_2 &= 0,0252 + 0,0024 m \end{aligned} \right\} \dots (5)$$

für das negative Moment:

$$\left. \begin{aligned} k_1 &= 0,0680 - 0,0019 m \\ k_2 &= 0,0276 - 0,0016 m \end{aligned} \right\} \dots (6)$$

und am Kämpfer

für das positive Moment:

$$\left. \begin{aligned} k_1 &= 0,0880 + 0,0022 m \\ k_2 &= 0,1320 + 0,0080 m \end{aligned} \right\} \dots (7)$$

für das negative Moment:

$$\left. \begin{aligned} k_1 &= 0,0370 - 0,0005 m \\ k_2 &= 0,1220 - 0,0036 m \end{aligned} \right\} \dots (8)$$

Wir gehen nun zur

Berechnung der Randspannungen

über und erhalten, wenn φ der Neigungswinkel der Gewölbeachse, zunächst für die Grundpressung

infolge Eigenlast:

$$\sigma_g = \frac{H_{g0}}{F \cos \varphi} \dots (9)$$

und dann für die Randspannungen

infolge Verkehrslast:

$$\sigma_p = \frac{H}{F \cos \varphi} \pm \frac{M}{W} \dots (10)$$

Ein Wärmeunterschied von $t^\circ \text{C}$ erzeugt anhernd²⁾

$$\sigma_t = \pm c_t \frac{d_s^3}{d^2} \dots (11)$$

wobei am Scheitel:

$$c_t = \frac{70 t^\circ}{f} \dots (12)$$

und am Kämpfer:

$$c_t = \frac{260 t^\circ}{f} \dots (13)$$

Außerdem entstehen noch infolge der Verkürzung der Gewölbeachse durch die Normalkräfte die Zusatzspannungen:

$$\sigma_g' = \pm c_g \frac{d_s^3}{d^2} \dots (14)$$

wobei am Scheitel:

$$c_g = \frac{2,5 \sigma_g}{f} \dots (15)$$

und am Kämpfer:

$$c_g = \frac{10,5 \sigma_g}{f} \dots (16)$$

Im letzten Falle entstehen die Druckspannungen wie bei einer Temperaturabnahme am Scheitel stets oberhalb und am Kämpfer unterhalb der Gewölbeachse. Bei einer Erwärmung hingegen entstehen am Scheitel die Druckspannungen oben,

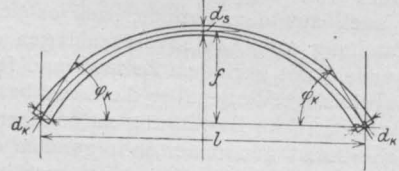


Fig. 2.

die Zugspannungen unten, und am Kämpfer die Zugspannungen oben und die Druckspannungen unten.

Durch Verbinden der vorstehenden Gleichungen, bzw. Summieren der Spannungen, ergibt sich, wenn g und p_e das Gewicht und die Auflast pro qm bedeuten, für die Randspannungen

am Scheitel:

$$\sigma = \frac{c_1 l^2}{d_s} \pm \left(\frac{c_2 l^2}{d_s^2} + c_3 d_s \right) \dots (17)$$

am Kämpfer:

$$\sigma = \frac{c_1 l^2}{d_k \cos \varphi_k} \pm \left(\frac{c_2 l^2}{d_k^2} + c_3 \frac{d_s^3}{d_k^2} \right) \dots (18)$$

wobei

$$\left. \begin{aligned} c_1 &= \frac{g k + p_e k_1}{f} \\ c_2 &= p_e k_2 \\ c_3 &= c_t \pm c_g \end{aligned} \right\} \dots (19)$$

Die Werte von k , k_1 und k_2 ergeben sich nach den Gl. (3) bis (8), jene von c_t und c_g nach den Gl. (12), (13), (15) und (16). Bei der Spannungsermittlung im Scheitel gilt zur Berechnung von c_3 in der letzten der Gl. (19) das positive Vorzeichen, wenn es sich um das positive Moment, und das negative Vorzeichen, wenn es sich um das negative Moment handelt. Am Kämpfer ist dies umgekehrt; es gilt dann beim positiven Moment das negative, und beim negativen Moment das positive Vorzeichen.

Zur Berechnung vom Cosinus des Neigungswinkels der Gewölbeachse am Kämpfer weisen wir schließlich noch auf die Gleichung

²⁾ Die Ableitung der Gl. (11) bis (16) konnte auf Grund der Ausführungen in dem Werk „Neuere Methoden . . .“ erfolgen. Für die Querschnittzunahme war das Verhältnis $n = 0,30$ maßgebend; außerdem wurde eine übliche Gewölbeaufbau vorausgesetzt.

$$\left. \begin{aligned} \cos \varphi_k &= \frac{1}{\sqrt{1 + c_k \left(\frac{f}{l}\right)^2}} \\ \text{hin, worin genau genug} \\ c_k &= 15 + 3 m \end{aligned} \right\} \dots \dots (20)$$

Die Ermittlung der Scheitelstärke

kann nach zweckmäßiger Umformung der vorstehenden Gleichungen unschwer durchgeführt werden. Da immer die größte Druckspannung am Gewölberücken maßgebend ist, gilt Gl. (17) und die letzte der Gl. (19) mit dem positiven Vorzeichen.

$$\sigma = \frac{c_1 l^2}{d_s} + \frac{c_2 l^2}{d_s^2} + c_3 d_s \dots \dots (21)$$

Setzt man

$$\sigma_0 = \sigma - c_3 d_s \dots \dots (22)$$

und erweitert mit d_s^2 , so entsteht

$$\sigma_0 d_s^2 + c_1 l^2 d_s + c_2 l^2 = 0,$$

woraus

$$d_s = \frac{c_1 l^2}{2 \sigma_0} \left[1 + \sqrt{1 + \frac{4 \sigma_0 c_2}{(c_1 l)^2}} \right] \dots \dots (23)$$

Hierbei bedeutet

$$\left. \begin{aligned} c_1 &= \frac{g k + p_e k_1}{f} \\ c_2 &= p_e k_2 \\ c_3 &= \frac{70 t^0 + 2,5 \sigma_g}{f} \end{aligned} \right\} \dots \dots (24)$$

Für k gilt Gl. (4); für k_1 und k_2 kommen die Gl. (5) in Betracht; σ ist die zulässige Beanspruchung. In Gl. (22) hat man d_s zunächst zu schätzen, und die Rechnung dann unter Umständen auf Grund der ermittelten Scheitelstärke von neuem durchzuführen. In jedem Falle kann aber das zweite Resultat als das endgültige betrachtet werden³⁾.

Die Anwendung der vorstehenden Gleichung setzt ein von vornherein bekanntes Gewicht g voraus. Auch g_k muß bekannt sein, wenn m genau bestimmt werden soll. In erster Linie handelt es sich jedoch um g , und wir setzen, um diesen Wert aus der Rechnung herauszubringen,

$$g = g_0 + \gamma d_s, \dots \dots (25)$$

wo γ das spezifische Gewicht des Wölbmaterials und g_0 die Schwere der Auflast am Scheitel, be-

³⁾ Bei Anwendung der Cardanischen Formel kann d_s unmittelbar errechnet werden. Wir sehen indessen von einer dementsprechenden Darstellung ab, da wir den angegebenen Weg für einfacher halten.

stehend aus Erde oder aus Füllbeton bei Brücken mit Hinterfüllung, oder aus dem Fahrbahngewicht einschließlich der unmittelbaren Tragkonstruktion (ohne Stützen) bei Brücken mit gegliedertem Aufbau.

Mithin entsteht für die wagrechte Auflagerkraft infolge Eigenlast

$$H_{g_0} = \frac{(g_0 + \gamma d_s) l^2}{f} k \dots \dots (26)$$

für die Grundpressung

$$\sigma_g = \frac{(g_0 + \gamma d_s) l^2}{f d_s} k \dots \dots (27)$$

und für Zusatzspannungen

$$c_g = \frac{2,5 \sigma_g}{f} = \frac{2,5 (g_0 + \gamma d_s) l^2}{f^2 d_s} k.$$

Werden die übrigen in Betracht kommenden Spannungen durch die bereits angeschriebenen Gleichungen ausgedrückt, dann entsteht für die größte Scheitelpressung

$$\sigma = c_0 \frac{l^2}{d_s} + c_1' l^2 + c_2 \frac{l^2}{d_s^2} + c_3' d_s + c_4' l^2 + c_5 l^2 d_s \dots \dots (28)$$

wo

$$\left. \begin{aligned} c_0 &= \frac{g_0 k + p_e k_1}{f} \\ c_1' &= \frac{\gamma k}{f} \\ c_2 &= p_e k_2 \\ c_3' &= \frac{70 t^0}{f} \\ c_4 &= \frac{2,5 g_0 k}{f^2} \\ c_5 &= \frac{2,5 \gamma k}{f^2} \end{aligned} \right\} \dots \dots (29)$$

Das erste und das zweite Glied der Gl. (28) bedeuten die Grundpressung, das dritte die Biegungsspannung infolge Verkehrsbelastung, das vierte Glied rührt von den Wärmeschwankungen her, und das fünfte und sechste berücksichtigt die Zusatzspannungen vom Eigengewicht. Zur Berechnung von k , k_1 und k_2 dienen die Gl. (4) u. (5).

Setzt man

$$\sigma_0' = \sigma - (c_1' + c_4) l^2 - (c_3' + c_5 l^2) d_s \dots \dots (30)$$

dann lautet Gl. (28) nach Erweiterung mit d_s^2

$$\sigma_0' d_s^2 + c_0 l^2 d_s + c_2 l^2 = 0,$$

woraus

$$d_s = \frac{c_0 l^2}{2 \sigma_0'} \left[1 + \sqrt{1 + \frac{4 \sigma_0' c_2}{(c_0' l)^2}} \right] \dots \dots (31)$$

Diese Gleichung ist wie Gl. (23) gebaut und ebenso wie diese anzuwenden.

Gl. (23) ist unter Umständen zweckmäßiger, wenn die Abmessungen bereits festliegen und die

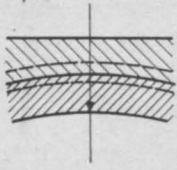


Fig. 3.

der Fig. 3 die Gewölbeunterkante unbedingt fest bleiben soll, und sich somit das Gewicht g nur äußerst wenig ändert. In andern Fällen dagegen eignet sich Gl. (31) besser.

Beide Gleichungen erfordern jedoch von vornherein die Kenntniss von dem Verhältnis m , das man zunächst schätzen, und die Berechnung durchführen muß. Sodann kann dasselbe erst genauer bestimmt und die Rechnung wiederholt werden. Betrachtet man jedoch die in praktischen Fällen sich ergebenden geringen Änderungen, so erkennt man, daß das erste Resultat immer genügend genau ist. m kann etwa zwischen 1 und 10 liegen. Werte von 1–2 kommen bei Gewölben kaum, jedoch aber bei über der Fahrbahn angeordneten Bögen in Betracht, und Werte höher wie 7 liegen nur in außergewöhnlichen Fällen bei Brücken mit Hinterfüllung vor. Hingegen sind die dazwischenliegenden Werte von m , also jene zwischen 2 und 7, die gebräuchlichsten.

Bemerkung. Soll d_s mit Rücksicht auf die Zugspannung σ_z ermittelt werden, so hat man zu setzen:

$$\sigma_0 = \sigma_z + c_3 d_s$$

und erhält

$$d_s = \frac{c_1 l^2}{2 \sigma_0} \left[1 + \sqrt{1 - \frac{4 \sigma_0 c_2}{(c_1 l)^2}} \right],$$

wobei die Bezeichnungen die Bedeutung wie in Gl. (28) haben.

Entsprechend Gl. (31) folgt:

$$\sigma_0' = \sigma_z + (-c_1' + c_4) l^2 + (c_3' + c_5 l^2) d_s$$

$$d_s = \frac{c_0 l^2}{2 \sigma_0'} \left[1 + \sqrt{1 - \frac{4 \sigma_0' c_2}{(c_0 l)^2}} \right].$$

Wenn überhaupt keine Zugspannungen auftreten sollen ($\sigma_z = 0$), so ist die Scheitelstärke aus

$$d_s = \sqrt[3]{\frac{-c_2 + c_1 d_s}{c_3} l^2}$$

zu ermitteln:

Nun wenden wir uns noch kurz der Ersatzlast p_e zu, deren Bestimmung bei starken konzentrierten Einzellasten mitunter Schwierigkeiten bereiten kann.

Nach Winkler erhält man in t/m^2 (Hütte, Bd. III):

$$\left. \begin{aligned} \text{für leichte Wagen} & p_e = 0,37 + (1,7 : l) \\ \text{für mittelschwere Wagen} & p_e = 0,34 + (2,6 : l) \\ \text{für schwere Wagen} & p_e = 0,28 + (3,4 : l) \end{aligned} \right\} \dots (32)$$

Genauere Werte werden erzielt, wenn man die größte Auflast, welche auf das mittlere Gewölbedrittel entfallen kann, in gleichmäßig verteilte Last umrechnet und dazu, je nachdem es sich um weniger starke oder um starke Einzellasten handelt, 15 bis 25 % zuschlägt.

Die Ermittlung der Kämpferstärke

kann, nachdem die Scheitelstärke bekannt ist, unschwer nach Gl. (18) erfolgen.

Wird mit d_k^2 erweitert, so entsteht

$$\sigma d_k^2 - \frac{c_1 l^2 d_k}{\cos \varphi_k} - c_2 l^2 - c_3 d_s^3 = 0,$$

$$d_k = \frac{c_1 l^2}{2 \sigma \cos \varphi_k} \left[1 + \sqrt{1 + \frac{4 \sigma (c_2 l^2 + c_3 d_s^3)}{(c_1 l^2 \cos \varphi_k)^2}} \right] \dots (33)$$

Hierbei ist

$$\left. \begin{aligned} c_1 &= \frac{g k + p_e k_1}{f} \\ c_2 &= p_e k_2 \\ c_3 &= \frac{260 t^3 + 10,5 \sigma g}{f} \end{aligned} \right\} \dots (34)$$

k_1 und k_2 folgen nach den Gl. (8). Es kommt das negative Moment deshalb in Betracht, weil beim positiven, in der letzten der Gleichungen (34), das die Zusatzspannung berücksichtigende Glied von jenem für die Temperaturspannungen abzuziehen wäre⁴⁾.

⁴⁾ Das maßgebende negative Kämpfermoment reicht nur wenig in das Gewölbe hinein. Es ist deshalb zulässig, daß man die erforderliche Kämpferstärke durch einen kurzen Anlauf vom Gewölbe herstellt, der ja in den meisten Fällen konstruktiv schon ohne weiteres gegeben ist.

(Fortsetzung folgt.)

LITERATURSCHAU.

*Bearbeitet von Dr.-Ing. W. Kunze, Dresden.**L. bedeutet Hinweis auf die in der Zeitschrift „Armiertes Beton“ früher erschienene Literaturschau.*

I. Der Baustoff.

1. Herstellung und Bearbeitung.

De Hoevelheid Water te gebruiken in Beton voor gewapende Beton-Constructions. (Die für Eisenbetonkonstruktionen anzuwendende Wassermenge.) Hier wird Bezug genommen auf die in Arm. Beton 1914 Nr. 6 veröffentlichten „Druckversuche mit Eisenbetonwürfeln“ und hingewiesen auf die „Mitteil. üb. d. Druckelastizität und Druckfestigkeit von Betonkörpern mit versch. Wasserzusatz“ von C. Bach. Ferner wird der Artikel „Stampfbeton oder Gußbeton“, erschienen in Armiertes Beton 1913 Nr. 12 von Rgbmstr. Prietze-Kiel, angezogen, welcher angibt, daß zwischen zwei Stampflagen gewöhnlich weniger feste Stellen vorkommen. „Gußbeton ist viel homogener“, man ist unabhängig von der Zuverlässigkeit der Stampf-arbeiter. Man solle aber den Gußbeton nicht so naß machen, daß eine Entmischung möglich ist. Auch die auf der Iba-Leipzig 1913 gezeigten Versuchsbalken werden angezogen. Diese wiesen eine Ansammlung des Steinzuschlages im Untergurte dann auf, wenn man sehr nassen Beton verwendet und nach dem Einbringen stunden-, ja tagelang erschüttelt hatte. Bei 25% Wasserzusatz ging diese Entmischung auch ohne Schütteln vor sich. Bei 14% ist die Grenze des anwendbaren Wasserzusatzes erreicht. Gußbeton ist vor allem billiger als Stampfbeton. Gußbeton ist auch — wie Abbildungen aus Amerika, die eine „Jakobsleiter“ mit einem Verteilungssystem mittels Röhren zeigen, veranschaulichen — als Fließbeton bequem von einem Mittelpunkte aus an die Verwendungsstellen zu bringen. Für Eisenbeton ist nach Ansicht des Verfassers Gußbeton das allein Gegebene. Die Eiseneinlagen werden bei Stampfbeton nicht zuverlässig genug umhüllt, die Haftung des bereits abbindenden Betons an dem Eisen wird durch das weitere Ränmen und Erschüttern der gesamten Schalung verringert. Die Einflüsse des Wassergehaltes auf das Schwinden und damit die Rissebildung wird nicht erörtert. Gewapend Beton 1915. Nr. 5.

Beton op de Jaarbeurs. (Beton auf der Jahresbörse.) Auf der Jahresbörse ist ein Gartenhaus (Pavillon) in metallisiertem Beton hergestellt worden. Nachdem vor 1½ Jahren Dr. Sanders die ersten verheißungsvollen Proben von metallisiertem Beton vorgelegt hatte, ist nun eine Vorführung, die dessen Anwendung im inneren Ausbau und auch für Außenbauteile zeigt, erfolgt. Das Gartenhaus hat viel Aufsehen erregt und ist viel und meist günstig besprochen worden, wenn es

auch nicht ohne Kritik geblieben ist. An dem Gebäude ist durchweg Beton als Verkleidungsstoff verwendet worden. Die Fülle der Salze, die die chemische Industrie heute bietet, gestattet deren weitgehende Verwendung im Bauwesen, wobei je nach dem Zwecke edlere oder weniger edle Metalle verwendet werden sollen. — Sehr richtig wird betont, daß die Bezeichnungen Kunstmarmor, Kunstsandstein, Kunstgranit das Nachahmen natürlicher Steine andeuten, während der Name Betonno glücklicher gewählt sei und für einen Stoff passe, der einer durchaus anderen Formgebung und Bearbeitung fähig sei als Naturstein. — Eine Anzahl guter Abbildungen zeigen das ebenso innen wie außen geschmackvolle Gartenhaus. Über die Metallisierung von Beton wird demnächst ein größerer Artikel in Arm. Bet. veröffentlicht werden. Gewapend Beton 1917. Nr. 8.

Einfluß der Mahlfeinheit auf Portland-Zement. Im Anschlusse an die in Nr. 31 Tonind-Zeitung (Literaturschau April 1917) von Dr. Hans Kühl veröffentlichten Ergebnisse von Laboratoriumsversuchen über die Einflüsse der Mahlfeinheit versucht Verfasser zu beweisen, daß die dort festgestellte Festigkeitssteigerung zwar unzweifelhaft, die größere Schnellbindigkeit aber nur eine Folge des Mahlverfahrens sei. Er führt zum Beweise seiner Behauptung u. a. auszugsweise die Ergebnisse der Versuche von Alb. Hauenschild, Direktor der Beocziner Zementfabrik Union A.-G. an. (Tonind.-Ztg. 1914. S. 477.)

Der Rückstand auf dem 5000-Maschen-Sieb ist ohne Einfluß auf die Festigkeit. Das „Unföhlbare“ ist also ein Bestandteil, der am besten durch Windsichtung beseitigt wird. Tonindustrie-Zeitung 1917. Nr. 58.

Desgleichen. Bezugnehmend auf die gleichnamige Veröffentlichung von Dr. Hans Kühl in Nr. 39 wird an einem Beispiel der Praxis gezeigt, wie große Unterschiede sich zwischen Zementen, die in Laboratoriumsmöhlen und solchen, die im Fabrikationsbetriebe gemahlen sind, ergeben. Die Laboratoriums-Mahlerzeugnisse und die Fabrik-erzeugnisse hatten 3—7% bzw. 5% Rückstand auf dem 4900-Maschen-Sieb. Sogar bis 2% Rückstand wurde im Fabrik-Mahlverfahren die Feinheit gesteigert. Dennoch erhielt man hier ebenso ausgesprochen einen Langsambinder, wie man bei dem Laboratoriumserzeugnis einen Schnellbinder erhalten hatte. Eine zuverlässige Erklärung dieser viel beobachteten Erscheinung steht noch aus. Tonindustrie-Zeitung 1917. Nr. 59. Vergl. Arm. Beton 1917, S. 97.

Water in Metselwerk en Beton. J. A. v. d. Kloes. I. Wasser als Freund und als Feind. Angaben über das geeignete Maß von Wasser für Zement, Zementmörtel und Zementbeton. Beton, der unter Wasser abbinden soll, dürfe mit nur sehr wenig Wasser angemacht werden. Am zweckmäßigsten sei es, die Wasserhaltung an der Baustelle so lange fortzusetzen, bis der Beton einigermaßen abgebunden habe. Es werden eine Reihe sehr richtiger Vorschläge gemacht oder in Erinnerung gebracht. Die deutschen Vorschriften für Talsperrenmörtel vom Juni 1914 werden als falsch bezeichnet, da sie einen Mörtel verlangen, der nur für die Wasser-, nicht aber für die Luftseite geeignet sei. Im allgemeinen wird behauptet, daß starker Wasserzusatz großes Schwinden verursache und daß daher jedes Übermaß an Wasser zu vermeiden sei.

Im II. Teil werden ausführlich Versuche des Verfassers über Ausblühungen und Absplitterungen an Ziegelmauerwerk mitgeteilt. Gewapend Beton 1916. Nr. 6.

Wasserundurchlässiger Zement von hoher Festigkeit. Nach der Chemiker-Zeitung bzw. Österr. Wochenschrift läßt sich die Wasserdurchlässigkeit von Zement um 90% verringern, während die Zug- und die Druckfestigkeit gesteigert wird, wenn man beim Vermahlen der Zementklinker 2,5% flüssiges Alkalisilikat und 2,5% Kalziumsalm (Chlorid oder Karbonat) in Form von Kalkstein, Dolomit usw. zusetzt. Schweizerische Bau-Zeitung 1917. Nr. 13.

2. Prüfung und Untersuchung.

II. Theorie.

Wilhelm Ritters Bedeutung für die neuere Baustatik. Zum Gedächtnis seines 70. Geburtstages am 14. April 1917. Von Ing. Dr. Arnold Moser, Zürich. Nicht eine Aufzählung der Ritterschen Arbeiten, sondern eine Darstellung des wesentlichen, des grundlegenden Gedankens seiner Werke. Als solchen erkennt er an die Zurückführung aller Einzelerkenntnisse auf die kinematische Trägerlehre. Diese hat W. Ritter „zu einer selbständigen Wissenschaft emporgehoben, fußend auf den prächtigen Arbeiten von Culmann, Maxwell, Mohr, Land und Müller-Breslau. Verfasser gibt in philosophischer Weise einen Überblick über die statische Wissenschaft und ihre Hypothesen sowie das Schema, das sich zur Auflösung statisch unbestimmter Systeme herausgebildet hat. Die Darlegungen sind durchaus allgemein gehalten und sie halten sich fern von allen Einzeltragen, befassen sich nur mit den Grundzügen der statischen Wissenschaft. Schweizerische Bauzeitung 1917. Nr. 15.

Berechnung statisch unbestimmter Eisenbetonkonstruktionen mit Berücksichtigung der Torsionsspannungen. Von S. Kasarnowsky, Ingenieur, Zürich. Unter Bezugnahme auf die Arbeiten von A. Foepl (Vorles. üb. Techn. Mechanik V. Bd.) und De Saint Venant und die im Heft 16 des D. A. f. Eisenbeton veröffentlichten Verdrehungsversuche und Versuche von v. Bach bespricht Verfasser kurz die Torsionstheorie in ihrer Anwendung auf den Eisenbeton. Hiernach werden folgende 4 Fälle untersucht: I. Der Balkenträger. II. Der Fahrbahnträger. (Die Verdrehung der Hauptträgerebenen infolge der Durchbiegung der Querträger.) III. Der kontinuierliche Balken auf elastisch drehbaren Stützen. (Der kontinuierliche Rahmen oder der auf Balken gestützte kontinuierliche Balken.) IV. Der Einfluß der Wind- und Fliehkräfte auf den eingespannten Bogen. (Bei Rippenbogen oder Zwillingsbogen ist dieser Einfluß nicht unbedeutend.) Schweizerische Bauzeitung 1917. Nr. 13/14/17.

Die Fehlerwirkungen beim Auflösen linearer Gleichungen und die Berechnung statisch unbestimmter Gebilde. Von Prof. A. Hertwig, Aachen. (13 Seiten.) Eisenbau 1917. Nr. 5.

Die Einspannung der Kragträger. Von Dipl.-Ing. O. Henkel, Magdeburg. Ein ins Mauerwerk eingespannter Kragbalken übt vorn an der Einspannstelle einen Druck nach unten, hinten einen Druck nach oben aus. Die Lage der Nulllinie wird vom Verfasser aus den Gleichgewichtsgleichungen berechnet und im Anschlusse daran werden Formeln für die Spannungen einerseits oder für die erforderliche Einspanntiefe andererseits gegeben. Beton und Eisen 1917. Heft 7/8.

Allgemeines Verfahren zur Verteilung von Bügeln. Von Karl Lad, Ingenieur in Temesvar. Die Aufgabe, die für das Einlegen der Bügel maßgebende Querkraftfläche in eine Anzahl gleicher Teile zu teilen, ist bei gekrümmter oder gebrochener Querkraftlinie meist nur durch Versuche zu lösen. Hier wird ein Verfahren vorgeführt, welches diese Teilung ohne Versuche ermöglicht. Es wird dabei Integralkurve des Schubkraftdiagramms benutzt. Beton und Eisen 1917. Heft 7/8.

Eine Rahmenbrücke von 47,50 m Stützweite in Eisenbeton. Von Dr.-Ing. Dr. Lewe, Bromberg. Vorführung der vollständigen statischen Berechnung einer Eisenbeton-Zweigelenkrahmenbrücke. Näheres siehe unter V. 3. Ausführungen im Brückenbau. Beton und Eisen 1917. Heft 7/8.

Nachweis der Spannungen in einer Eisenbeton-Bogenbrücke von 95 m Spannweite auf Grund der doppelten Refraktion in einem Glasmodell. Von J. Polivka, Zürich. Verfasser behandelt einen Bericht von Ingenieur

M. Mesnager im IV. Band der Annales des Ponts et Chaussées 1913, in dem ein neues, ganz eigenartiges optisches Verfahren zur Erkennung der Spannungen in ihrer Größe und Art vorgeführt wird. Ein Glasmodell wird belastet und zwischen Analysator und Polarisator gebracht und zeigt im polarisierten Lichte dunkle Linien, aus denen der Spannungsverlauf erkennbar ist. Das wissenschaftlich interessante Verfahren verdient durchaus die Beachtung der Fachwelt, wenn auch seine praktische Verwendbarkeit durch die Schwierigkeit und Kostspieligkeit der Modellversuche eingeschränkt wird. Beton und Eisen 1917. Heft 7/8.

III. Eisenbetonversuchswesen. Feuerproben.

Die Veröffentlichungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. Geheimrat Prof. M. Foerster bespricht hier die Hefte 33 (Brandproben an Eisenbetonbauten, ausgeführt in Groß-Lichterfelde) und 37 (Ergänzungsversuche über die Widerstandskraft der Stoßverbindungen der Eiseneinlagen, ausgeführt in der Kgl. Techn. Versuchsanstalt in Dresden). Armierter Beton 1917 Heft 5.

IV. Vorschriften und Leitsätze.

— — —

V. Ausführungen.

1. Allgemeines über Beton und Eisenbeton, Zement-, Beton- und Eisenbetonwaren. Bauunfälle.

Risse in Bauwerken aus Eisenbeton. Veröffentlichung des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. Von Lorenz-Meyer. Bericht über die Schritte, die der Deutsche Ausschuss im Anschlusse an die Perkuhnschen Veröffentlichungen über das Auftreten von Rissen bei Eisenbetonbrücken im Eisenb.-Dir.-Bez. Breslau und Kattowitz unternommen hat. Diese Schritte bestehen in 1. der Vornahme von Versuchen über das Schwinden, 2. einer Nachprüfung der Perkuhnschen Beobachtungen an Ort und Stelle. Die im Oktober 1916 von namhaften Fachleuten vorgenommene Besichtigung hat die volle Richtigkeit der Perkuhnschen Veröffentlichungen erwiesen. Der Beton war überall einwandfrei in seiner Zusammensetzung. Die Rissebildung wird zurückgeführt auf statische Mängel (Bodensetzungen), auf zu frühes Ausschalen, mangelhaftes Befeuchten des frischen Betons. Die Rostbildung wird begründet mit der mehrfach unsachgemäßen Verlegung der Eisen, die nicht genug Überdeckung durch Beton aufwies. Bei 3,5 cm Überdeckung konnte die saure Dämpfe enthaltende Luft des dortigen Bezirks auch an den Stellen, wo Betonrisse vorhanden waren, keinen Rost mehr hervorgerufen. Schlußergebnis: Mängel im Entwürfe und vor allem bei der Ausführung müssen im Eisen-

betonbau mehr noch als anderwärts vermieden werden. Wenn das geschieht, ist die Bauweise auch weiterhin als vollkommen zuverlässig zu betrachten. Zentralblatt der Bauverwaltung 1917. Nr. 38.

Zur Frage der Riß- und Rostbildung in Bauwerken aus bewehrtem Beton. Ausführliche deutsche Wiedergabe der Äußerungen von Ingenieur J. G. Meyers, Amsterdam in „De Ingenieur“ 1917 Nr. 4, zu den Ergebnissen der Perkuhnschen Untersuchungen. Meyers' Ansichten decken sich in vielen Punkten mit der Auffassung und den Vorschlägen des Deutschen Ausschusses in dieser Frage. Besonders wendet sich M. gegen nur erdfeuchte Betone. (Meyers' Artikel ist in seiner Urschrift bereits in der Literaturschau im Märzheft 1917 des Arm. Bet. besprochen.) Zentralblatt der Bauverwaltung 1917. Nr. 38.

Beschädigungen von Bauwerken durch Grundwasser und Sickerwasser. Zu den Bretschneiderschen Ausführungen in Nr. 17 des Zentralblattes macht Dr. H. Nitzsche einige Bemerkungen über das Kalziumsulfat (Zementbazillus) und dessen Zerfall. Bei seinen Versuchen mit Zementmörtelwürfeln in Schwefelsäurewasser hat Dr. Nitzsche den Zementbazillus nicht vorgefunden, sondern nur Gips, der durch Kristallisationsdruck die Mörtelmasse zerstört hat. Als kalkarmen Zement, der in Fällen, wo der Angriff auch nur schwach schwefelsäurehaltiger Wasser zu erwarten ist, nach Bretschneiderschem Vorschlage verwendet werden solle, empfiehlt Dr. N. Hochofenzement. Zentralblatt der Bauverwaltung 1917. Nr. 33. Vgl. L. April 1917, S. 98.

Beschieting van een gewapend betonconstructie in België. (Beschießung einer Eisenbetonkonstruktion in Belgien.) Von P. W. Scharroo, Kaptein der Genie, Lehrer an der Kgl. Mil.-Akademie. Im Anschlusse an einige Bilder von den bei der Belagerung von Antwerpen beschossenen Kohlenbunkern von der „Industriële Maatschappij“ von F. J. Stulemeyer en Co. wird die Widerstandsfähigkeit von Eisenbeton gegen sprengende Artilleriegeschosse besprochen. Es wird behauptet, daß gute Eisenbetonkonstruktionen sich praktisch als so widerstandsfähig erwiesen hätten, wie man vorher angenommen hatte und daß es sich empfiehlt, statt großer Panzerfesten eine Anzahl kleinerer anzulegen. Die von Prof. Dr. Rohland in der Frankfurter Zeitung erschienene Veröffentlichung, wonach Mauerwerk besser als Beton für Befestigungen geeignet sei*), da dieser vermöge seiner Abbinde Spannungen mit einer spröden Glasplatte vergleichbar sei, werden stark angegriffen. Auch Mauerwerksbefestigungen hätten große Rissebildungen außer der Durchschlagsöffnung gezeigt. Beton verhalte sich zwar ebenso

*) Vgl. Arm. Bet. 1917, S. 64.

— oder schlimmer —, aber durch eine innere Bewehrung werde den entstehenden Rissen die Gefährlichkeit genommen und eine Oberflächenbewehrung halte das Eindringen der Geschosse hintenan. Diese Behauptungen werden auf die obengenannten photographischen Aufnahmen der Beschädigungen gestützt. Gewapend Beton 1915. Nr. 5.

Betonstein und Künstler. H. Haeseler. Kurze allgemeine Bemerkungen über die Verwendung des Betons zu künstlerischen Erzeugnissen. Tonindustrie-Zeitung 1917. Nr. 56.

Risse im Beton. Vom Geh. Reg.-Rat Prof. M. Gary in Berlin. Das Wesen und die Ursachen der Schwindrisse, der Einfluß der Körpergestalt auf das Entstehen der Risse, die Schädlichkeit von Einkerbungen. Fettere Mischungen weisen stärkeres Schwinden auf. Nach Groß-Lichterfelder Versuchen ist $\frac{1}{2}$ mm Schwindung auf 1 m normal. Großer Wert des Annässens frischen Betons. Besprechung der Längs- und Querrißbildung in Betonstraßenbefestigungen, Eingehen auf Labes' Arbeit, Zentralblatt 1916, S. 97, und auf „Baumaterialienmarkt“ 1916, Nr. 46, sowie auf einen Artikel von Tiefbaumeister Kurt Wagner, Zeitschrift f. Transportwesen und Straßenbau. Eigene Erfahrungen. Betonbeläge im Freien nicht in heißer Zeit ausführen, Dehnungsfugen reichlich vorsehen, stark Annässen. Es folgen besonders für die Röhrenfabrikanten interessante Bemerkungen über die Risse in der Oberhaut von Zementrohren. „Entformungsrisse.“ Stellungnahme zu den Perkuhnschen Untersuchungen. Die beobachteten Schäden werden auf Ausführungsfehler (zu frühes Ausschalen, heiße Jahreszeit, Beschaffenheit der Baustoffe usw.) zurückgeführt. In einer Nachschrift wird auf die Abhandlung von Oberbaurat Lauer, Zentralblatt 1917, S. 137 eingegangen. Mit 7 Abb. Zentralblatt der Bauverwaltung 1917. Nr. 34.

Uitsetvoegen in Constructies in Beton en gewapend Beton. Wiedergabe des in den Mitteilungen aus dem Kgl. Mat.-Prüf.-Amt Berlin-Lichterfelde-West enthaltenen Artikels über „Prüfung von Gummi und Chromleder auf Verwendbarkeit als Fugendichtung bei Schleusen“. Die genannten Stoffe sollten beim Masurischen Kanal in der angegebenen Weise verwendet werden. Senkrechte Streifen von 14 cm Breite sollten längs in der Mitte zwischen kräftige Flacheisen geschraubt werden und das Ganze in geeigneter Weise derart auf die Fugen gelegt werden, daß die seitlichen Lappen von Gummi oder Chromleder sich an den Beton fest anlegten und die Fuge dichteten. Gummi wie auch Chromleder haben sich im Wasser und bei Frost und Auftauen gut gehalten, jedoch ist eine dichtende Wirkung erst bei mehr als 0,5 Atm. Wasserdruck eingetreten, während sonst die Lappen nicht dicht genug angeedrückt worden sind. Im allgemeinen

hat es sich als vorteilhaft erwiesen, die Dichtungslappen auf einen Eisenbeschlag des Betons sich auflegen zu lassen. Gummi hat sich besser angelegt als Chromleder. Gewapend Beton 1915. Nr. 5.

Dehnungsfugen. Man solle bei deren Anordnung außer auf die Temperaturänderungen auch auf die raumvergrößernde Wirkung bei Feuchtigkeitsaufnahme Bedacht nehmen. Andernfalls — und das sei empfehlenswerter — solle man diese ausschalten durch wasserabhaltende Anstriche (Goudron u. ä.). Tonind.-Ztg. 1917. Nr. 55.

Eisenbeton-Sockel für Holzmaste elektrischer Leitungen. Angaben über den in Literaturschau Aprilheft 1917 besprochenen Stangensockel „Universal“, wie in der Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure, erscheinen auch in der Deutschen Bau-Zeitung, Mitt. 1917. Nr. 9.

2. Ausführungen im Hochbau.

Ein Mehlmagazin der neuen Lemberger Dampfmühle D. Axelbrad u. Sohn, Lemberg-Podzamcze. Entworfen und ausgeführt von Zivil-Ingenieur Awner Badiou. Ein normaler Bau für schwere Deckenlasten. Die Säulen sind nur 1,8 m unter Geländegeführt. Dort stützen sie sich auf einen 1-förmigen Sohlbalken, der zugleich Stützmauer der Keller gegen das Erdreich ist. Eine kastenförmige Verbindungsbrücke mit dem Nachbargebäude ist in Wort und Bild vorgeführt. Am Schlusse läßt sich Verfasser über seine Erfahrungen mit Betonieren bei Frost (-6°) aus. Er hält das für gänzlich unbedenklich, wenn man den Beton alsdann lange genug bei höherer Temperatur abbinden läßt, und betrachtet das Verhalten des Betons während der Kälte als „Winterschlaf“. Beton und Eisen 1917. Nr. 7/8.

Een bijzonder Fundeeringseval. Von C. J. Meyers c. i. Amsterdam. Beschreibung und Wiedergabe von Zeichnungen einer Eisenbetonanwendung zum Unterfangen des „Astor-Bar“-Gebäudes in Amsterdam, welches bei Vornahme einer nachträglichen Unterkellerung zu rutschen begonnen hatte. Man hat hier Kellersohle und Wände in Eisenbeton im Schutze hölzerner Hilfskonstruktionen eingebaut. Gewapend Beton 1916 Nr. 6.

Condensatiewater tegen de Onderzijde van Gewapend-Betondaken. Feuchtigkeitsniederschlag an der Unterseite von Eisenbetondächern. Um solchen zu vermeiden, kann man — am besten ganz oben an den Außenmauern — Lüftungsroste ausführen — dabei geht aber meist zuviel warme Luft verloren — oder man kann eine poröse, aufsaugende und wärmeschützende Schicht unter dem Dache anbringen. Den Vorzug gibt Verfasser aber durchaus den, natürlich teureren, Hohlstein-Anwendungen. Gewapend Beton 1915. Nr. 5.

3. Ausführungen im Brückenbau.

Eine Rahmenbrücke von 47,50 m Stützweite in Eisenbeton. Magazinbrücke über die Brahe in Bromberg. Von Dr.-Ing. Dr. Lewe, Bromberg. Fußgängerbrücke von 3,50 m Breite. Ein parabolisch gekrümmter Riegel mit 2 senkrechten Pfosten und gelenkiger Auflagerung (Zweigelenkbogen). Von umschnürtem Gußeisen wurde abgesehen, da Preußen dessen Anwendung nur von Fall zu Fall zuläßt. Statisch günstig ist die Parabelform des Riegels und die kräftige Ausbildung der Pfosten und der Rahmenecken. Wiedergabe der statischen Berechnung. Auch über die Herstellung des Schnürplanes sowie über die Bewehrung (im Druckgurt ist eine Spiralbewehrung eingelegt) und die Betonmischung und die Gründung enthält die Veröffentlichung lesenswerte Angaben. Beton und Eisen 1917. Nr. 7/8.

Wettbewerb für eine Brücke über die Birs an der Redingstraße in Basel. Für die Errichtung einer Straßenbrücke an Stelle eines Fußgängersteiges über die Birs in Basel hat das Baudepartement Basel einen auf die Firmen Gebr. Stamm, Basel, Alb. Buß & Cie A.-G., Basel, Ed. Züblin & Cie Ingenieurbureau, Basel und Basler Baugesellschaft, Basel, beschränkten Wettbewerb veranstaltet. Abbildungen der eingegangenen 7 Entwürfe sowie Beschreibung und Kritisierung derselben: 4 Eisenbetonkonstruktionen (teils kontinuierliche Rahmenträger, teils bewehrte Gewölbe), 1 Stampfbetongewölbe, 2 eiserne Brücken. Die Anschläge ergeben Kosten von 126 500 bis 190 000 M. Die Projekte „Drei Bogen“ von Alb. Buß & Cie A.-G., Basel und „Schrägpfeiler“ von der Basler Baugesellschaft, Basel, sind in engere Wahl gekommen, „Drei Bogen“ erhielt schließlich den ersten Preis von 1000 M. Schweizerische Bauzeitung 1917. Nr. 18.

Die Durchbildung der Ausdehnungsfuge bei einer Eisenbetonbrücke. Abbildung und Beschreibung der bei der Brücke über den Blue River im Swope-Park in Kansas-City (Mo) ausgeführten Fugen (entnommen aus Engineering Record 20. Januar 1917). Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure 1917. Nr. 15.

4. Ausführungen im Wasserbau.

Anwendungen des Eisenbetons beim Ausbau der Wasserversorgungsanlagen am Suez-Kanal. Von Fr. E. Allgemeines über die Wasserversorgungsverhältnisse am Kanal. Die Zentren der Wasserversorgung befinden sich in Ismaïlia, in Suez und in Port Saïd. Bei der Vergrößerung der Anlage ist in Ismaïlia ein Stufenfilter (System Puech-Chabal, wie auch — vgl. Literaturschau April 1917 — in Magdeburg angewendet, jedoch nicht überdeckt), außerdem sind zwei freistehende zylindrische Behälter von

500 cbm Fassungsraum, sowie zum Ersatz für zwei eiserne zwei weitere, auf Eisenbetonstützen gestellte Becken von 500 cbm Fassungsraum in Eisenbeton erbaut worden. In Suez ist ein Vorbecken zur Speisung der Filter sowie ein darunter liegendes, unterirdisches, säulendurchsetztes Reinwasserbecken, in Port Saïd sind ausgedehnte Stufenfilter (Puech-Chabal) sowie ein 134 m langer Dücker in Eisenbeton hergestellt worden. Der Dücker führt Süßwasser unter einem Schiffsahrtsverbindungskanal hindurch und weist im Querschnitte 5 Öffnungen auf, deren größte eine lichte Höhe von 2,50 m besitzt. Eine Reihe Abbildungen, die ebenso wie ein Teil der Angaben, dem Berichte des Ober-Ingenieurs Perrier von der Kanal-Gesellschaft in den Kommissionsberichten Jahrgang 1909/10/13 entlehnt sind, ergänzen den Text. Deutsche Bauzeitung 1917 Mitteilungen Nr. 9.

Kaimauern auf Eisenbetonbrunnen im Hafen von Halifax. Nach Engineering Record 1916 (22. Januar und 17. Februar) bzw. Deutsche Bauzeitung 1916 Nr. 17 ist am genannten Orte bei 14 m Wassertiefe eine Kaimauer in der Weise gegründet worden, daß man rechteckige Eisenbetonringe, Hohlkörper von 6,65 m \times 9,45 m waghererter Ausdehnung und 1,23 m Höhe nach Vorbereitung des Baugrundes mittels der Taucherglocke aufeinander versetzt hat. Die kastenförmigen Gründungsstücke gleiten in Nuten an Eisenbetonpfählen. Nach dem Versetzen werden die Hohlräume in den unteren Schichten ausbetoniert, in den oberen mit Steinen ausgefüllt. Die zahlreichen Vorteile solcher Gründungsweise fallen ins Auge; besonders erwähnt sei nur der günstige Umstand, daß der Beton erst ein gewisses Alter erreicht, ehe er mit dem Seewasser in Berührung kommt. Schweizerische Bauzeitung 1917. Nr. 12.

Kaimauern auf Eisenbetonbrunnen in Balboa. In ähnlicher Weise wie oben geschildert, sind in Balboa Röhrenpfeiler von 2,3 m äußerem Durchmesser und 1,8 m Schußhöhe bis 10 m unter Gelände, 23 m unter Wasserspiegel hinabgesenkt worden. Auch hier sind die Röhren ausbetoniert worden. Die Brunnen tragen eine Eisenbetonplatte mit Unterzügen, welche das Klinkerpflaster trägt. Vgl. Isthmian Canal Commission Jahresbericht 1913. Deutsche Bauzeitung. Schweizerische Bauzeitung 1917 Nr. 16.

5. Ausführungen im Straßen-, Eisenbahn-, Tunnel- und städtischen Tiefbau.

— — —
VI. Sonstiges.

Der Bau von bewehrten Schiffen aus Eisenbeton. Zivilingenieur, Obergeringenieur der

Amsterdamschen Fabrik van Cementijzerwerken, Amsterdam. Nach Hinweis auf die Ursachen und den Umfang des Frachtraummangels und die Schwierigkeit der Stahlbeschaffung wird ein Überblick über die Entwicklung des Eisenbetonschiffbau-Gedankens gegeben. Der bekannte Lambotsche Kahn von 1854 hat ein Alter von wenigstens 50 Jahren erreicht. Die in Holland 1887 erbaute Seemöve ist jetzt noch in gutem Zustande. 1896 begann Carlo Gabellini in Rom mit dem Bau von Eisenbetonbooten. Besonders eingeführt und bewährt haben sich die Eisenbetonpontons in Italien, wo Hunderte anzutreffen sind. Bericht über gut bestandene Ramm- und Stoßproben von Eisenbetonkähnen. Die wichtige Frage, ob die Eisenbetonschiffe den Angriffen des Meerwassers standhalten können, wird bejaht für den Fall, daß geeignete Mischungen verwendet werden. Beton und Eisen 1917 Heft 7/8.

Schiffbau in Eisenbeton. Dieser wird nunmehr auch in Deutschland von einer im April

1917 in Hamburg gegründeten Gesellschaft mit 100,000 M. Stammkapital betrieben. Er soll sich zunächst auf Leichter und Motorfrachtschiffe (Patent Ingenieur Rüdiger) erstrecken. „Die Gesellschaft beabsichtigt, nach Fertigstellung der ersten Aufträge (u. a. solche von der Kaiserlichen Werft Wilhelmshaven) auf eigene Rechnung ein Motorfrachtschiff von 500—600 t Tragfähigkeit mit einem 300 P. S.-Diesel-Motor zu bauen.“ Deutsche Bauzeitung 1917 Mitteilungen Nr. 9. Vgl. Literaturschau Februar 1917 S. 45. Januar 1917 S. 22 (eingehend).

Deutscher Betonverein, u. a. Bericht über die Rissebildungs-Untersuchungen des Regierungs- und Baurates Perkunn. Inhalt etwa wie die Veröffentlichung unter V 1. Beton und Eisen 1917 Heft 7/8.

20. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins. Bericht über die Sitzung. Deutsche Bauzeitung 1917 Mitteilungen Nr. 8 und 9 und Armierter Beton Heft 5.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Freiwillige Kriegsfürsorge der Betonbau-Industrie.

Wiederholt sind in letzter Zeit aus verschiedenen Industriezweigen Angaben veröffentlicht worden, aus denen zu ersehen war, in welchem Umfange auf dem Gebiete der freiwilligen Kriegsfürsorge von der Industrie Aufwendungen gemacht worden sind. Die Feststellung derartiger Leistungen verdient besondere Beachtung, da ohne die soziale Opferwilligkeit der Unternehmer die technische und wirtschaftliche Leistungsfähigkeit der Betriebe bei weitem nicht in dem Maße, wie es geschehen, der gesamten Kriegs- und Innenwirtschaft sonst zugute gekommen wäre.

Wie in der letzten Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins am 19. April 1917 mitgeteilt wurde, hat eine Umfrage ergeben, daß von den Mitgliedern, die bisher geantwortet haben und die nur den dritten Teil der gesamten Mitgliederschaft darstellen, allein $3\frac{3}{4}$ Millionen Mark für freiwillige Kriegsfürsorge aufgewendet worden sind. Es sind darin enthalten: Einmalige und laufende bare Unterstützungen, Fortzahlung von Gehältern und Unterstützungen an Kriegsteilnehmer und deren Angehörige, Mietsbeihilfen, Naturalleistungen (Nahrungsmittel, Brenn- und Heizstoffe u. dgl.) Liebesgaben, Spenden an Kriegshilfseinrichtungen und sonstige Hilfen und Erleichterungen.

Wenn man berücksichtigt, daß unter den über 100 Mitgliedsbetrieben, deren Angaben noch ausstehen, sich viele bedeutende Betriebe befinden, die sicherlich ebenfalls erhebliche Aufwendungen gemacht haben, so dürfte die Schätzung nicht zu

hoch sein, daß seit Kriegsbeginn von den Mitgliedern des Deutschen Beton-Vereins für Zwecke der freiwilligen Kriegshilfe insgesamt etwa 7 Mill. M. geleistet worden sind, eine Summe, die zum Ausdruck bringt, daß die Betonbau-Industrie nicht zurücksteht an Opferwilligkeit und durch ihre soziale Kriegsfürsorge für ihre Arbeiter und Angestellten deren Mitarbeit im vaterländischen Sinne gern anerkennt.

Eine Preissteigerung um 50 % befreit noch nicht von der Lieferungsspflicht.

Urteil des Hanseatischen Oberlandesgerichts vom 20. Mai 1916.

Immer wieder berufen sich Firmen, die vor Kriegsbruch Lieferungsverträge mit Kriegsklausel abgeschlossen haben, darauf, daß sie nach Kriegsbeginn die Ware nur zu erheblich höheren Preisen hätten beschaffen können und daß ihnen deshalb die Lieferung nicht angesehnen werden könne. Es muß aber darauf hingewiesen werden, daß die Preissteigerung eine ganz übermäßig hohe sein muß, wenn der Einwand durchschlagen soll, da die Gerichte, auch das Reichsgericht, auf dem Standpunkt stehen, daß bei Lieferungsgeschäften das Risiko eines Anziehens der Preise von vornherein einkalkuliert zu werden pflegt und daß nicht einzusehen sei, weshalb der Käufer den Schaden zu tragen habe. Die zulässige Höhe der prozentualen Preissteigerung läßt sich natürlich nicht ein für allemal festsetzen, vielmehr entscheiden die Gerichte auf Grund der vorliegenden Verhältnisse von Fall zu Fall. Daß aber eine Steigerung von 50 % dem Verkäufer noch nicht das Recht gibt, den Besteller im Stich zu lassen, hat jüngst das Hanseatische Oberlandesgericht in Hamburg ausgesprochen. Es handelte sich um einen Einfuhrartikel, den der Verkäufer nicht liefern wollte, weil ihm die Lieferung infolge der durch den Krieg bedrohten Preiserhöhung „unmöglich“ geworden sei. Das Gericht führte aus: „Es wäre offenbar unbillig, wenn der Verkäufer trotz der erschwerten Ausfuhr die Möglichkeit hätte, sich ohne übertriebene Anstrengungen

Ware zu verschaffen und er trotzdem von seiner Lieferungsverpflichtung befreit sein sollte. Daß nach dieser Richtung die stattgehabte Preissteigerung um etwa 50 0/0 keine so große gewesen ist, daß billigerweise der Beklagten die Beschaffung der Ware nicht zugemutet werden könnte, nimmt das Oberlandesgericht in Übereinstimmung mit der kaufmännisch besetzten ersten Instanz und dem ebenso besetzten Schiedsgericht an." (Aktenzeichen: Bf. VI. 426/15.) Sk.

Tödlicher Unfall bei der Senkung einer Betondecke. — Eine Regreßklage der Bauwerksberufsgenossenschaft.

Urteil des Reichsgerichts vom 13. Juli 1916.

Der Bauunternehmer B. in Hamm hatte im Februar 1912 in der P.schen Brauerei daselbst die Senkung des Kellergewölbes um 70 cm vorzunehmen, Arbeiten, deren Ausführung er seinem Polier K. übertragen hatte. Die Betondecke des Gewölbes wurde gestützt und in der Mitte durchgeschnitten. Die Senkung der einen Hälfte ging glatt von statten, als aber die andere Hälfte gesenkt werden sollte, stürzte ein Teil derselben herunter und erschlug den Arbeiter Sch., der darunter stand. Die Rheinisch-Westfälische Bauwerksberufsgenossenschaft mußte nach Maßgabe des Unfallversicherungsgesetzes der Witwe des Sch. eine Rente gewähren und suchte dann Schadloshaltung in einer Regreßklage gegen den Bauunternehmer P. und seinen Polier K., indem sie behauptete, der Unfall sei auf eine Fahrlässigkeit beider zurückzuführen, denn sie hätten mit der Möglichkeit eines Einsturzes rechnen müssen, zumal ihnen die verschiedene Stärke der Eisenträger und der Betonschicht bekannt gewesen sei. Sie hätten die freischwebende Decke nicht ohne jede Stützung lassen dürfen, sie hätten Rüstbretter anbringen oder den Raum unter der Decke absperrern müssen. Das Landgericht Dortmund wies die Klage der Genossenschaft ab und das Oberlandesgericht Hamm wies unter dem 18. März ds. Js. die Berufung derselben zurück. Aus den Gründen:

Der Vorderrichter verneint mit Recht unter Berücksichtigung des in dem Strafprozeß gegen die beiden Beklagten ergangenen freisprechenden Urteils und im Hinblick auf das von dem Stadtbaumeister F. erstattete Sachverständigengutachten eine Haftung der Beklagten aus dem Unfälle. Die Klägerin hat dieser, um zu beweisen, daß die Beklagten sich eines Verstoßes gegen die allgemein anerkannten Regeln der Baukunst schuldig gemacht haben, ein Gutachten des Professors R. in Dortmund beigebracht, welches sich sehr bestimmt gegen die Beklagten ausläßt, und es mußte die Vernehmung eines neuen Sachverständigen geboten erscheinen. Es ist jedoch erwogen worden, daß auch, wenn ein von dem Gericht zugezogener Sachverständiger sich im Sinne der Klägerin aussprechen sollte, keine bindende Feststellung getroffen werden könnte. Zwei Stadtbauräte haben sich im Strafverfahren dahin ausgesprochen, daß die Beklagten mit der Sicherheit und Haltbarkeit des Betons hätten rechnen dürfen und daß darin eine Fahrlässigkeit nicht zu erblicken sei. Wenn zwei Gutachten sich derart gegenüberstehen, so kann bei einem solchen Widerspruch den Beklagten nicht zugemutet werden, daß sie mehr Vorsicht anwenden, als zwei der Begutachter für nötig befinden. Das trifft auch die verlangte Verschalung unter der Decke und den Vorwurf der mangelnden Absperrung. Man konnte darauf rechnen, daß die Arbeiter, alte, erfahrene und mit den Verhältnissen vertraute Leute, sich nicht unnötig unter die freischwebende Betondecke begeben würden. Ein schuldhaftes Verhalten der Beklagten ist daher mit Recht verneint.

Gegen diese Entscheidung legte die Berufsgenossenschaft noch Revision beim Reichsgericht ein, doch wurde dieselbe vom VI. Zivlssenat des höchsten Gerichtshofes als unbegründet zurückgewiesen. (Aktenzeichen VI. 144/16.) Sk.

Häufiges längeres Wegbleiben aus dem Arbeitsraum berechtigt zur sofortigen Entlassung.

Urteil des Oberlandesgerichts Celle vom 7. Oktober 1916.

Gegen ein Monatsgehalt von 250 M. war der Architekt S. von einer Baufirma in Hannover angestellt worden. Im Anstellungsvertrag war ausgemacht, daß die Arbeitszeit von 8-4 Uhr ohne Unterbrechung zu dauern habe; außerhalb dieser Zeit könne jedoch S. seine Privatarbeiten für andere Auftraggeber ausführen. Nach einigen Monaten wurde S. ohne Kündigung von dem Inhaber des Baugeschäftes mit der Begründung entlassen, daß er während seiner Arbeitszeit häufiger und längere Zeit das Bureau verlassen habe, um für andere tätig zu sein, und weil er ihm außerdem Kunden abspenstig zu machen versucht habe. S. bestritt dies und forderte durch Klage von dem Inhaber des Baugeschäftes Zahlung seines Gehaltes bis zum gesetzlichen Entlassungstermin. Während das Landgericht der Klage zusprach, erkannte das Oberlandesgericht Celle das Recht des Beklagten zur sofortigen Entlassung des Klägers an. Wie Mitarbeiter des Klägers ausgesagt hätten, habe dieser oftmals dann, wenn der Beklagte verreist war, das Geschäft des Vormittags unter dem Vorgeben verlassen, er habe sein Frühstück vergessen. Er sei dann erheblich länger fortgeblieben, als zum Holen des Frühstücks nötig war. Wie erwiesen sei, habe er in dieser Zeit mit einem anderen Auftraggeber verhandelt. Dies sei ein, weil hinter dem Rücken des Prinzipals erfolgter, grober Mißbrauch seiner Zeit, die er während der Dienststunden lediglich dem Beklagten zur Verfügung zu stellen hatte. Dann sah das Oberlandesgericht einen weiteren wichtigen Grund zur sofortigen Entlassung darin, daß der Kläger sich Kunden des Beklagten zur Ausführung von Arbeiten empfahl. Dies sei ein schwerer Eingriff in den Geschäftsbetrieb des Beklagten gewesen. Denn während es ihm als seinem Angestellten obgelegen hätte, auf dessen geschäftlichen Vorteil bedacht zu sein, habe er sich gerade bestrebt, sich selbst von den Kunden jenes Arbeit zu verschaffen, obwohl er sich dessen bewußt sein mußte, daß sein Verhalten geeignet war, dem Beklagten Schaden zuzufügen. (Aktenzeichen 5 U. 111/15.) Sk.

Kommt die Prämie für die Benutzung großer Güterwagen dem Verlater oder dem Abnehmer zugute? (Kalklieferungsvertrag.)

Urteil des Reichsgerichts vom 30. Oktober 1916.

Im Oktober 1912 trat eine Bekanntmachung des Ministeriums in Kraft, wonach bei Benutzung von Güterwagen von mehr als 15 Tons Ladefähigkeit eine Prämie gewährt wurde. Zweck dieser Maßnahme war, das verfrachtende Publikum zur Benutzung der seit 1890 eingeführten großen Güterwagen anzuregen und es an den Vorteil derselben teilnehmen zu lassen. Alsbald ergaben sich aus dieser Sachlage Streitigkeiten zwischen Verfrachter und Abnehmer, wem diese Vergünstigung zugute kommen sollte. Hierzu dürfte der folgende Rechtsstreit von Interesse sein:

Die R.-W. Kalkwerke, Aktiengesellschaft in Dornap, hatten mit einer Reihe von Fabriken, darunter dem Eisen- und Stahlwerk H., Aktiengesellschaft in Dortmund, langfristige Verträge auf Lieferung von Kalksteinen, gebranntem Kalk usw. geschlossen. Einer dieser Verträge mit der Firma H. umschloß die Zeit von 1907 bis 1912, er war im Jahre 1903 zum Abschluß gekommen und schrieb vor, daß die Fracht von der Abnehmerin zu tragen sei, welcher auch eventl. Ermäßigungen des Tarifs zugute kommen sollten. In einem folgenden, im Jahre 1909 geschlossenen Verträge, welcher von 1912 bis 1922 galt, war außerdem bestimmt, daß die Ermäßigung auch dann der Abnehmerin zugute kommen sollte, wenn sie

nur für die Benutzung von Wagen mit höherer Tragkraft als 15 Tons gewährt werden würde, vorausgesetzt, daß die Abnehmerin ihre Ware in solchen Wagen bezog. Gleichwohl erhob in der Folge das Kalkwerk Anspruch auf die im Jahre 1912 eingeführte Prämie, indem es sich auf den Standpunkt stellte, daß diese Prämie ihrer ganzen Natur nach nur dem Verlater zukommen könne, als welcher ausschließlich die Kalkwerke in Betracht kämen. Die dahingehende Klage wurde sowohl vom Landgericht Dortmund wie vom Oberlandesgericht Hamm abgewiesen, letzteres gab seiner Entscheidung folgende Begründung:

Es wird zunächst von der Klägerin bestritten, daß es sich in dem vorliegenden Falle überhaupt um eine Frachtermäßigung handele. Diesem Standpunkt steht der Wortlaut der Bekanntmachung von 1912 entgegen, in welcher es heißt, daß die tarifmäßige Fracht um die im folgenden näher bestimmten Sätze ermäßigt werde. Weiterhin ist von der „so ermäßigten Fracht“ die Rede. Auch der Zweck der Bekanntmachung weist nach derselben Richtung. Dieser ging dahin, die Verkehrtreibenden an dem Vorteil teilnehmen zu lassen, welcher sich aus der Einführung der vergrößerten Wagentypen hinsichtlich des Transportes und der Abfertigung ergab. Keineswegs sollte die Ermäßigung, wie die Klägerin behauptet, nur dem Verlater zugute kommen; es handelt sich vielmehr um eine ganz allgemeine Ermäßigung der Fracht unter Voraussetzung der Ausnutzung der vollen Ladefähigkeit der 15- bzw. 20-Tons-Wagen oder der Bezahlung der vollen Fracht hierfür. Wie in den Verträgen von 1903 und 1909 bestimmt ist, sollten solche Ermäßigungen der Beklagten zugute kommen. Dies hat hinsichtlich des Vertrages von 1909 die Klägerin in ihrem Schreiben an die Beklagte vom 26. November 1912 selbst zugegeben. Die Klage war daher abzuweisen.

Die hiergegen eingelegte Revision war erfolglos. (Aktenzeichen II. 41/16). Dr. j. C. K. Sk.

Besteht eine Ersatzpflicht des Lieferanten dem Besteller gegenüber, wenn die Ware von der Militärbehörde beschlagnahmt und bezahlt ist?

Urteil des Hanseatischen Oberlandesgerichts vom
24. November 1916.

Erlangt der Verkäufer einer Ware infolge eines Umstandes, welcher die Leistung unmöglich macht, für den geschuldeten Gegenstand einen Ersatz oder einen Ersatzanspruch, so kann der Käufer die Herausgabe des als Ersatz Empfangenen oder Abtretung des Ersatzanspruches verlangen. Dieser in § 281 BGB. niedergelegte Grundsatz kommt im Geschäftsverkehr sehr häufig zur Anwendung und er muß auch dann Geltung gewinnen wenn dem Lieferanten die Ware durch die Militärbehörde beschlagnahmt worden und von dieser bezahlt ist. Dies trifft aber nur in solchen Fällen zu, in denen der Lieferungsvertrag keine Kriegsklausel enthält, der Käufer also sich auf die Lieferungsunmöglichkeit, von der in § 281 BGB. die Rede ist, stützen kann. Hat sich dagegen der Verkäufer durch eine glatte Kriegsklausel freigezeichnet und gedeckt, so kann er jeden derartigen Ersatzanspruch ablehnen, denn die Unmöglichkeit der Leistung bleibt im Kriegsklauselfalle ganz außer Betracht.

Der Kaufmann N. in L. hatte von der Fabrik Z. in H. Ware gekauft, die Mitte Oktober 1914 geliefert werden sollte. Nach Kriegsausbruch lehnte die Fabrik die Lieferung ab, indem sie sich auf die vereinbarte Kriegsklausel berief. Der Kaufmann klagte auf Lieferung,

wurde aber in allen Instanzen abgewiesen. Hilfsweise beantragte er, die Beklagte zu 5000 M. Schadensersatz zu verurteilen, weil sie die bei ihr beschlagnahmte Ware mit mindestens diesem Nutzen (Mehrgewinn) an die Militärverwaltung verkauft habe und im Falle der Lieferungsunmöglichkeit nach § 281 BGB. verpflichtet sei, diesen für die Ware erlangten Ersatz herauszugeben. Das Landgericht Hamburg und das Hanseatische Oberlandesgericht daselbst wiesen auch diesen Anspruch zurück. Aus der Begründung des Berufungsgerichts:

War die Beklagte aus Grund der Vertragsklausel (Kriegsklausel) zur Lieferung nicht verpflichtet, so entfällt damit ohne weiteres auch der Anspruch des Klägers auf Herausgabe von 5000 M. Der Kläger beruft sich vergeblich auf § 281 BGB. Dieser Paragraph gibt für den Fall, daß dem Schuldner die ihm obliegende Leistung unmöglich wird und er nun „infolge des Umstandes, der die Leistung unmöglich macht“, einen Ersatz erlangt, dem Gläubiger das Recht, die Herausgabe dieses Ersatzes zu verlangen. Von alledem ist vorliegenden Falls nicht die Rede. Die Beklagte ist von ihrer Lieferpflicht nicht deshalb zur Zeit frei, weil die Lieferung unmöglich ist, sondern weil sie mit dem Kläger eine Vereinbarung getroffen hat, wonach sie wegen der durch den Krieg begründeten Erschwerung in der Rohstoffbeschaffung und der Fabrikation nicht zu liefern braucht, selbst wenn ihr unter Aufwendung besonderer Mühen und Kosten an sich noch möglich wäre, zu liefern. Wenn sie dann hinterher aus dem Verkauf der bei ihr beschlagnahmten Vorräte, wie Kläger behauptet, Gewinn gezogen haben sollte, so hätte sie doch diesen Gewinn nicht erlangt „infolge eines Umstandes, welcher ihr die Leistung unmöglich machte“. Abgesehen davon war die Beklagte auch nicht verpflichtet, ihre Vertragspflicht gegenüber dem Kläger gerade mit derjenigen Ware zu erfüllen, welche sie zur Zeit der Beschlagnahme auf Lager hatte; auch aus diesem Grunde hat der Kläger kein Recht, den angeblichen Erlös der Beklagten aus dem Verkauf der beschlagnahmten Vorräte als Ersatz der ihm geschuldeten Leistung für sich zu beanspruchen. (A. Z. Bf. V. 190/16.) Sk.

Die Überwachungspflicht des Architekten bei einem Neubau.

In einem neueren Urteil begrenzt das Sächsische Oberlandesgericht in Dresden die Pflicht des Architekten zur Überwachung der Ausführungsarbeiten bei Neubauten wie folgt:

Es ist nicht Sache des bauleitenden Architekten, etwa ständig die Ausführungsarbeiten zu überwachen. Zur Beaufsichtigung der Bauhandwerker sind zunächst die Poliere da, die wiederum von dem bauausführenden Baumeister zu beaufsichtigen sind. Der Architekt hat zunächst diesen zu kontrollieren, ob er allenthalben seinen Vertragspflichten nachkommt, insbesondere die vertragsmäßigen Baustoffe verwendet und die Arbeiten ordnungsmäßig ausführen läßt. Er hat ferner diesem die erforderlichen Anweisungen zu geben und zu prüfen, ob seinen Anweisungen entsprochen wird. Dazu ist aber nicht erforderlich, daß der Architekt täglich persönlich auf dem Baue erscheint. Es genügt, daß er sich ab und zu, insbesondere bei der Vornahme wichtigerer Arbeiten, deren Zeitpunkt jeder Architekt nach dem Fortgange der Arbeiten berechnen kann, von der Art der Ausführung überzeugt. Im übrigen genügt er seiner Überwachungspflicht vollkommen, wenn er die einfacheren Arbeiten durch hierzu befähigte Angestellte prüfen läßt. Sk.

Dem Verfassern größerer Originalbeiträge stehen je nach deren Umfang bis zu 10 Exemplaren des bezugswürdigen Heftes kostenfrei zur Verfügung, wenn bei Einsendung des Manuskriptes ein entsprechender Wunsch mitgeteilt wird. Sonderabdrücke werden nur bei rechtzeitiger Bestellung und gegen Erstattung der Kosten geliefert.