

DIE GRUNDLAGEN FÜR DEN FORTSCHRITT UND DIE GRENZEN IM BAU WEITGESPANNTER GEWÖLBTER BRÜCKEN.

Von Prof. Dr.-Ing. Gaede, Techn. Hochschule, Hannover.

Übersicht: Die Gründe für den bedeutsamen Fortschritt, den das letzte Jahrzehnt im Bau weitgespannter, massiver Gewölbe gebracht hat, werden analysiert. Dabei wird der entscheidende Einfluß der Wahl des Pfeilverhältnisses, der Erhöhung der zulässigen Baustoffbeanspruchung und der Vermeidung von Zusatzspannungen nachgewiesen und die Möglichkeiten, aber auch die technischen und wirtschaftlichen Grenzen eines künftigen Fortschritts aufgezeigt.

Bis vor einem Jahrzehnt lag die Grenze der Stützweite massiver gewölbter Brücken bei 100 m. Seither sind in schneller Folge zahlreiche Bauwerke in verschiedenen Ländern entstanden, die diese Grenze erheblich hinter sich lassen. Die Brücke über die Elorn-Mündung bei Brest (Plougastel) aus dem Jahre 1929 und die zur Zeit noch im Bau befindliche Brücke über den Tranebergssund bei Stockholm haben Stützweiten von über 180 m. Es ist von Interesse sich die Gründe klarzumachen, die diese eindrucksvolle Entwicklung ermöglicht haben.

Zu diesem Zweck soll auf Grund einer ganz einfachen Ableitung der Zusammenhang dargelegt werden, der zwischen den Bogenabmessungen einerseits und den zu tragenden Lasten, der Stützweite, dem Pfeilverhältnis, der zulässigen Beanspruchung und den sonstigen maßgebenden Einflüssen andererseits besteht, ein Zusammenhang, den der erfahrene Konstrukteur zum mindesten intuitiv kennt, dessen Erläuterung besonders aber dem weniger mit dem Gegenstand Vertrauten erwünscht sein wird.

I. Grundlagen der Untersuchung.

Der Bogenquerschnitt sei derart veränderlich, daß $F = F_S / \cos \varphi$ ist, worin F_S den Querschnitt im Scheitel, φ die Neigung der Bogenachse gegen die Waagerechte an dem betrachteten Punkte bedeuten. Stützweite des Bogens sei l , die Pfeilhöhe f . Für die Berechnung des Eigengewichtes des Bogens wird die Bogenachse als Parabel angenommen. Dann ist das Gewicht des halben Bogens, dessen Raumbgewicht mit γ bezeichnet werde:

$$(1) \quad G = \frac{1}{2} \gamma F_S \cdot l [1 + 5,33 (f/l)^2].$$

Für die statische Berechnung setzen wir voraus, daß der Bogen als Stützliniengewölbe für sein Eigengewicht einschließlich Auflast und für die halbe gleichmäßig über die ganze Stützweite verteilte Verkehrslast entworfen ist. Für diesen sog. Normalbelastungsfall sei:

Q das Gewicht der Auflast und der zugehörigen Verkehrslast für die halbe Stützweite,

H der Horizontalschub für den Normalbelastungsfall,

$n \cdot l$ die Entfernung der Resultierenden Q' aus G und Q von der Kämpfersenkrechten.

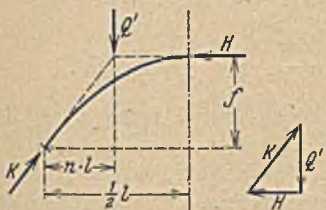


Abb. 1.

Dann ist entsprechend Abb. 1

$$(2) \quad H = \frac{Q' \cdot n \cdot l}{f} = \frac{(Q + G) \cdot n \cdot l}{f}$$

Im Scheitelquerschnitt herrscht bei dieser Belastung:

$$(3) \quad \sigma_m = \mu \cdot \sigma_{zul}$$

Darin ist μ eine Zahl, die im allgemeinen kleiner als 1 ist und

äußerstenfalls diesen Wert erreichen kann. Sie gibt an, bis zu welchem Grade die zulässige Beanspruchung des Bogenbaustoffs bei dem Normalbelastungsfall ausgenutzt werden darf. μ soll des-

halb als Ausnutzungsfaktor bezeichnet werden. μ wird um so kleiner sein müssen, je mehr die Randspannungen durch den Einfluß der ungleichen Verteilung der Verkehrslast, der Bogenverkürzung infolge der Normalkräfte, von Temperaturabfall, Schwinden und sonstigen Einwirkungen gegenüber dem Normalfall ansteigen.

$$(4) \quad H = \sigma_m \cdot F_S = \mu \cdot \sigma_{zul} \cdot F_S$$

Aus Gl. (2) und (4):

$$(5) \quad Q + G = \frac{\mu \cdot \sigma_{zul} \cdot F_S \cdot f}{n \cdot l}$$

$$(6) \quad \frac{Q}{G} + 1 = \frac{\mu \cdot \sigma_{zul} \cdot F_S \cdot f}{n \cdot l \cdot G}$$

Ich bezeichne das Verhältnis des Bogengewichts G zum Gewicht der Auflast Q einschließlich der Verkehrslast mit κ und setze für G den Wert aus Gl. (1) ein:

$$(7) \quad \kappa = \frac{G}{Q} = \frac{1}{\frac{\mu \cdot \sigma_{zul} \cdot F_S \cdot f}{n \cdot l \cdot G} - 1} = \frac{1}{\frac{2 \cdot \mu \cdot \sigma_{zul} \cdot f/l}{n \cdot l \cdot \gamma [1 + 5,33 (f/l)^2]} - 1}$$

$$(7a) \quad G = \kappa \cdot Q.$$

Durch Gl. (7) ist κ als Funktion der Größen μ , σ_{zul} , γ , f/l , l und n dargestellt. Aus der Gleichung ist ohne weitere Untersuchung zu erkennen, daß $\kappa = \infty$ wird, also der Bogen unausführbar wird, wenn der Bruch im Nenner gleich 1 wird. Die Bedingung lautet:

$$(8) \quad 2 \mu \cdot \sigma_{zul} \cdot f/l = n \cdot l \cdot \gamma [1 + 5,33 (f/l)^2].$$

Ein unbelasteter Bogen ($Q = 0$) würde nur gerade sein eigenes Gewicht tragen können; bei einer endlichen, wenn auch ganz kleinen Auflast müßte der Bogen unendlich stark gemacht werden.

Sind die übrigen Veränderlichen gegeben, so kann man für jede der für κ maßgebenden Größen den Grenzwert aus Gl. (8) ermitteln, bei dem die Ausführung des Bogens unmöglich wird. Die praktische Grenze liegt selbstverständlich erheblich unter dem so gefundenen Werte. Sie wird in der Regel nach wirtschaftlichen Rücksichten zu bestimmen sein und dort liegen, wo geringe Änderungen zu einer übermäßigen Steigerung von κ und damit der Kosten für den Bogen führen.

II. Darstellung des Wertes κ als Abhängige der verschiedenen für die Ausbildung des Bogens maßgebenden Größen. Folgerungen für Entwurf und Ausführung.

Der Einfluß der in Gl. (7) enthaltenen Größen wird dadurch klar herausgeschält, daß man immer nur eine von ihnen als veränderlich, die anderen aber als fest voraussetzt:

A. κ als Abhängige des Pfeilverhältnisses f/l .

Man erhält κ aus Gl. (7) in der Form:

$$(9) \quad \kappa = \frac{1}{\frac{a \cdot x}{1 + b x^2} - 1} = \frac{1 + b x^2}{-b x^2 + a x - 1}$$

hierin ist:

$$x = f/l, \quad a = \frac{2 \mu \cdot \sigma_{zul}}{n \cdot \gamma l}, \quad b = 5,33.$$

κ wird unendlich groß, wenn der Nenner in Gl. (9) verschwindet. Man erhält so die Grenzwerte von f/l zu:

$$(10) \quad f/l = \frac{a}{2 \cdot b} \left(1 \pm \sqrt{1 - \frac{4b}{a^2}} \right)$$

Es mögen beispielsweise folgende Werte gegeben sein:

$$\sigma_{zul} = 80 \text{ kg/cm}^2 = 800 \text{ t/m}^2, \quad \gamma = 2,4 \text{ t/m}^3, \quad n = 0,22, \\ \mu = 0,6, \quad l = 60, 120, 180 \text{ und } 240 \text{ m.}$$

Für diese Werte wird $\kappa = \infty$, wenn bei der Stützweite

	l = 60	120	180	240 m
das Pfeilverhältnis f/l entweder zu	0,028	0,067	0,107	0,146
oder zu	5,66	2,77	1,79	1,26

gewählt wird.

Zwischen diesen Grenzen nimmt κ endliche Werte an und erreicht dort den Kleinstwert, wo die erste Ableitung von κ nach x verschwindet. Diese Bedingung ergibt:

$$(11) \quad f/l = \sqrt{\frac{1}{b}} = 0,433 = 1 : 2,31.$$

Die Lage des Kleinstwertes ist somit vollständig unabhängig von der Wahl der Stützweite, der zulässigen Beanspruchung, des Raumgewichtes des Bogenbaustoffs, der Ausnutzungsziffer μ und dem Werte n und wird ausschließlich bestimmt durch die Zahl $b = 5,33$, durch die nach Gl. (1) die Zunahme des Bogeneigengewichtes mit der Vergrößerung des Pfeilverhältnisses festgelegt ist.

Trägt man die κ -Werte als Abhängige von f/l auf (Abb. 2), so sieht man, daß in dem Ansteigen der κ -Kurven zu beiden Seiten des Kleinstwertes insofern ein grundlegender Unterschied besteht, als die Kurven für kleine Stützweiten ganz flach verlaufen, und κ innerhalb eines weiten Gebietes nahezu unveränderlich ist, während sie bei großen Stützweiten beiderseits steil ansteigen und dem unendlich großen Grenzwerte schnell zustreben.

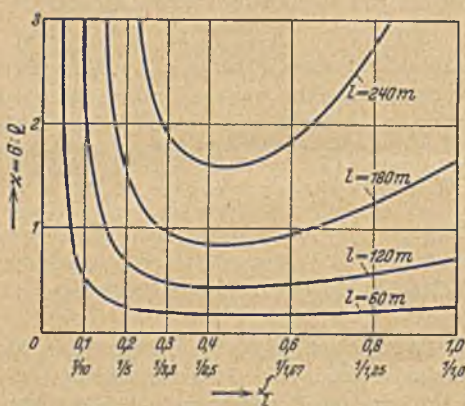


Abb. 2.

$$\kappa = \frac{\text{Bogengewicht}}{\text{Aufbau} + \text{Verkehrslast}} \text{ als Abhängige des Pfeilverhältnisses } f/l. \quad \sigma_{zul} = 80 \text{ kg/cm}^2, \\ \mu = 0,6, \quad n = 0,22, \quad \gamma = 2,4 \text{ t/m}^3.$$

Verhältnisse $1 : 2,3 = 0,433$ 40% schwerer sein als bei einem Pfeilverhältnis $1 : 5 = 0,2$. Die zugehörigen κ -Werte sind nach Abb. 2 0,44 und 0,68. Dann verhalten sich die Bogengewichte

$$\frac{G_{1/5}}{G_{1/2,3}} = \frac{0,68}{0,44 \cdot 1,4} = 1,1.$$

Der flachere Bogen wird also nur 10% schwerer als der Bogen $1 : 2,3$, obgleich sich die κ -Werte wie $0,68 : 0,44 = 1,55$ verhalten. Der Vergleich verschiebt sich noch weiter zugunsten des flacheren Bogens durch die geringeren Kosten des Aufbaus selbst, so daß man allgemein sagen kann, daß das günstigste Pfeilverhältnis nicht mit dem günstigsten κ -Werte zusammenfällt, sondern um so mehr nach der Seite der flacheren Bögen von diesem Werte ($1 : 2,3$) abweicht, je stärker das Gewicht des Aufbaus durch Verkleinerung des Pfeilverhältnisses herabgesetzt wird und je kleiner die Stützweite des Bogens ist. Je mehr sich die Stützweite der Grenze der Ausführbarkeit nähert, um so enger wird das Gebiet,

innerhalb dessen man das Pfeilverhältnis wählen kann, um so mehr muß man sich dem Werte nähern, für den κ ein Minimum wird.

Bei weitgespannten Bogenbrücken wird man deshalb die verfügbare Höhe voll ausnutzen, nötigenfalls den Bogen teilweise oder ganz über die Fahrbahnfläche legen.

B. κ als Abhängige der Stützweite l.

Aus Gl. (8) erhält man den Grenzwert L der Stützweite, für den bei festliegenden Werten der anderen Veränderlichen $\kappa = \infty$ wird, also die theoretischen Größtstützweite:

$$(12) \quad L = \frac{2 \cdot \mu \cdot \sigma_{zul} \cdot f/l}{n \cdot \gamma [1 + 5,33 (f/l)^2]}.$$

Setzt man diesen Wert in Gl. (7) ein, so geht diese in die einfache Form über:

$$(13) \quad \kappa = \frac{1}{1 - 1}.$$

Die κ/l -Kurven wurden für dieselben Festwerte wie zu II A. und für die Pfeilverhältnisse $f/l = 1/10, 1/5$ und $1/2,5$ errechnet und in Abb. 3 aufgetragen. Das Pfeilverhältnis $1/2,5$ liegt so nahe bei dem Werte $1/2,31$, der wie wir gesehen hatten, die Kleinstwerte von κ ergab, daß wir die für $f/l = 2,5$ gezeichnete Kurve mit genügender Genauigkeit als die überhaupt günstigste κ/l -Kurve ansehen können. Sowohl kleinere, als auch größere Pfeilverhältnisse ergeben größere Werte für κ , also schwerere Bögen, und zwar gibt es immer ein flacheres und ein steileres Pfeilverhältnis, für die die κ -Linien übereinstimmen. So ist die Linie für $f/l = 1/10$ identisch mit derjenigen für $f/l = 1 : 0,5 = 2 : 1$ und die für $f/l = 1/5$ identisch mit der für $f/l = 1 : 1,06$.

Es ist lehrreich, die κ -Werte für verschiedene Stützweiten in Abb. 3 aufzusuchen und miteinander zu vergleichen. So verhalten sich die κ -Werte für die drei Pfeilverhältnisse $1/2,5$ (günstigstes Verhältnis), $1/5$ und $1/10$ (praktisch flachstes Gewölbe) bei einer Stützweite von

l =	50	100	150	200 m
wie	1 : 1,37 : 2,80	1 : 1,46 : 4,03	1 : 1,61 : 10,76	1 : 1,92 : ∞

Aus diesen Zahlen wird die außerordentlich schnelle Zunahme des Bogengewichtes bei sehr flachen Bögen offensichtlich, durch die derartige Gewölbeformen für sehr große Stützweiten unbrauchbar werden. Zu beachten ist das viel langsamere Anwachsen von κ für das mittlere Pfeilverhältnis $1 : 5$.

In Abb. 3 sind die theoretischen Größtstützweiten L für die drei angenommenen Pfeilverhältnisse eingetragen; die durch die

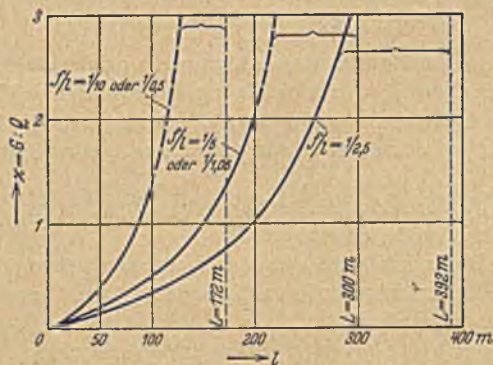


Abb. 3. κ als Abhängige der Stützweite l. $\sigma_{zul} = 80 \text{ kg/cm}^2, \mu = 0,6, n = 0,22, \gamma = 2,4 \text{ t/m}^3.$

Endpunkte von L gezogenen Parallelen zur κ -Achse sind die Asymptoten der zugehörigen κ/l -Linien. Diese sind praktisch selbstverständlich nur bis zu einem Punkte brauchbar, wo die Kurven sehr steil werden und bei kleiner Vergrößerung der Stützweite eine sehr große Zunahme des Bogengewichtes ergeben. Man wird diese Grenze etwa bei

$$(14) \quad L_p = 2/3 L$$

annehmen können.

Legt man diese Annahme zugrunde, so kann man für eine gegebene zulässige Beanspruchung des Bogenbaustoffs und für gegebene Werte μ und n eine Kurve der praktisch erreichbaren Stützweiten auftragen, so wie dies in Abb. 4 geschehen ist. Dabei sind als Abszissen die Pfeilverhältnisse gewählt.

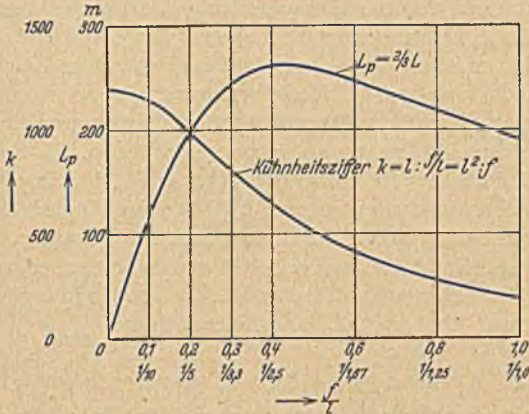


Abb. 4. Praktisch erreichbare größte Stützweite L_p und Kühnheitsziffer k als Abhänge des Pfeilverhältnisses f/l . $\sigma_{zul} = 80 \text{ kg/cm}^2$, $\mu = 0,6$, $n = 0,22$, $\gamma = 2,4 \text{ t/m}^3$.

L_p nimmt von Null für das Pfeilverhältnis $0 = 1 : \infty$, also für den geraden Bogen, schnell zu über 115 m für $f/l = 1 : 10$ und 200 m für $1 : 5$ bis zu dem Höchstwert von 260 m bei $f/l = 1 : 2,3$. Bei weiterer Vergrößerung des Pfeilverhältnisses nimmt L_p wieder langsam bis auf Null ab.

Kühnheitsziffer.

Man benutzt bekanntlich das Verhältnis Stützweite zum Pfeilverhältnis als Maßstab für die Kühnheit einer Gewölbekonstruktion:

$$(15) \quad k = 1 : f/l = l^2 : f,$$

und glaubte teilweise, daß diese Ziffer dem Grenzwerte 1000 zustrebe. Es ist nun interessant, die Kühnheitsziffer der Bögen, die nach vorstehenden Untersuchungen an der Grenze der praktischen Ausführbarkeit liegen, mit dieser Annahme zu vergleichen. Wir sehen, daß die „Kühnheitsziffer“ k von dem Größtwerte von 1200 bei $l = 0$ und $f/l = 1 : \infty$ zunächst langsam, dann schneller abfällt und z. B. bei der größtmöglichen Spannweite von 260 m nur noch etwa 500 beträgt, also keineswegs einem konstanten Grenzwert zustrebt. Es dürfte deshalb richtiger sein, die technische Bedeutung eines gewölbten Bauwerks aus dem Vergleiche der ausgeführten Stützweite l mit der praktisch erreichbaren L_p zu beurteilen.

Für den Entwurf ist aus den k/l -Linien zu entnehmen, daß in der Nähe der praktischen Größtstützweite eine kleine Vergrößerung der Stützweite mit einem großen Mehraufwande an Bogenmassen erkauf werden muß, daß deshalb hier weit mehr als bei kleineren Bögen die Stützweite so sparsam wie irgend möglich bemessen werden muß.

Wählt man nicht l , sondern das Verhältnis $\lambda = l/L$ als unabhängige Veränderliche, so erhält man für x die für alle Pfeilverhältnisse und für jede beliebige Verknüpfung der sonstigen Konstanten geltende Beziehung:

$$(16) \quad x = \frac{1}{\frac{1}{\lambda} - 1},$$

die durch eine den Kurven der Abb. 3 ähnliche dargestellt wird. Weil wir einen anderen Zusammenhang aufzeigen möchten, tragen wir in Abb. 5 nicht x sondern den reziproken Wert auf:

$$(17) \quad \lambda = \frac{1}{x} = \frac{Q}{G} = \frac{1}{\lambda} - 1.$$

Wir wollen uns nun eine Reihe von Gewölben denken, die in dem Pfeilverhältnis und dem Verhältnis der Bogenstärken zur Stützweite übereinstimmen, sich also geometrisch ähnlich sind,

aber in der Stützweite sich voneinander unterscheiden. Beispielsweise sind in Abb. 6 drei derartige Gewölbe aufgetragen mit einem Pfeilverhältnis $1 : 5$, für die nach Abb. 3 die theoretische Größtstützweite $L = 300 \text{ m}$ beträgt. Die Gewölbe der Abb. 6 haben die Stützweiten 75, 150 und 225 m, also $\lambda = 0,25, 0,5$ und $0,75$. Hierfür ist nach Abb. 5 das Verhältnis χ der Tragfähigkeit Q (Auflast $+1/2$ Verkehrslast) des Gewölbes zu seinem Eigengewicht G : 3,0, 1,0 und 0,33. Trägt man die Tragfähigkeit in der üblichen Weise als Betonauflast auf, so erhält man das in Abb. 6 wiedergegebene Bild, das eindringlich die starke Abnahme der relativen Tragfähigkeit bei zunehmender Stützweite zum Ausdruck bringt.

Da das Eigengewicht G der Gewölbe mit dem Quadrate der Stützweite oder, was dasselbe ist, mit dem Quadrate von λ zunimmt, wird trotz abnehmender relativer Tragfähigkeit die absolute Tragfähigkeit Q bis zu einem Grenzwerte zunehmen, um dann bis zu Null bei Erreichung von L oder $\lambda = 1$ abzunehmen. Für eine bestimmte Stützweite l_0 und das dazugehörige λ_0 sei die zulässige Nutzlast Q_0 bekannt. Dann gilt für ein beliebiges λ unter Beachtung von Gl. (17):

$$(18) \quad Q = \frac{Q_0 (\lambda - \lambda^2)}{\lambda_0 - \lambda_0^2}.$$

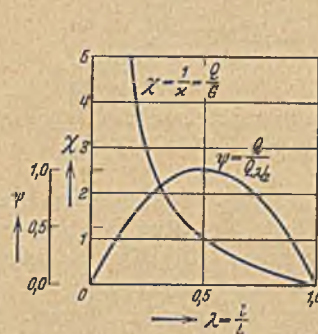


Abb. 5. $\sigma_{zul} = 80 \text{ kg cm}^2$, $\mu = 0,6$, $n = 0,22$, $\gamma = 2,4 \text{ t/m}^3$.

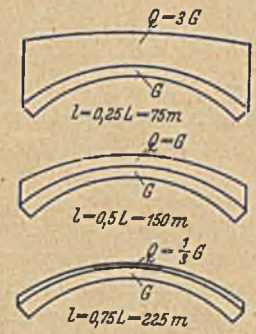


Abb. 6. Tragfähigkeit ähnlicher Gewölbe bei verschiedener Stützweite.

Den Größtwert erhält man aus $\frac{dQ}{d\lambda} = 0$ bei $\lambda = 1/2$, also dann, wenn die Stützweite halb so groß ist wie die theoretische Größtstützweite L . Führt man als Q_0 diesen Größtwert bei $l = 1/2 L$ ein, so geht Gl. (18) über in:

$$(19) \quad Q = Q_{L/2} \cdot 4 (\lambda - \lambda^2) = Q_{L/2} \cdot \psi,$$

worin

$$(19 a) \quad \psi = 4 (\lambda - \lambda^2).$$

Die in Abb. 6 eingetragene ψ -Kurve ist eine Parabel. Sie zeigt z. B., daß die Lasten, die das Gewölbe mit $\lambda = 0,25$ und $\lambda = 0,75$ oder in dem Beispiel der Abb. 6 mit den Stützweiten 75 und 225 m tragen können, übereinstimmen und $3/4$ der Größtlast betragen, die bei dem Gewölbe mit $\lambda = 0,5$ bzw. mit 150 m Stützweite zulässig wäre.

Aus der starken Abnahme der relativen Tragfähigkeit mit zunehmender Stützweite ergibt sich für weitgespannte Gewölbe die Notwendigkeit mit dem Gewicht des Aufbaus so sparsam wie irgend möglich zu sein. Bedeutet doch bei $\lambda = 0,75$ nach Abb. 6 jede Tonne Gewichtsverminderung des Aufbaus eine Ersparnis von $\frac{1}{x} = 3 \text{ t}$ an Gewölbegewicht! Hier sind deshalb Maßnahmen am Platze, durch die selbst unter erheblicher Verteuerung des Aufbaus dessen Eigengewicht herabgesetzt wird. Man ist allgemein bei weitgespannten Gewölben zum aufgelösten Eisenbetonaufbau übergegangen, bei dem die möglichst leicht durchgebildete Fahrbahn durch schlanke Wände, Säulen oder Hangestangen auf den Bogen abgestützt wird. Bei weitgespannten Brücken kann es sogar zweckmäßig sein, zwecks Gewichtersparnis das Traggerippe der Fahrbahn und andere Glieder des Aufbaus aus Stahl (Traneberg- und -Brücke bei Stockholm) oder sogar aus Leichtmetall herzustellen, wie man dies kürzlich in U. S. A. bei Verstärkung einer

Stahlbrücke getan hat (Z. d. VDI (1933), 51, S. 1361 und Eng. News-Rec. (1933), 21, 611/15).

C. α als Abhängige von σ_{zul} .

Aus Gl. (7) erhält man:

$$(20) \quad \alpha = \frac{1}{c \cdot \sigma_{zul} - 1}$$

worin

$$(20a) \quad c = \frac{2 \cdot \mu \cdot f/l}{n \cdot l \cdot \gamma [1 + 5.33 (f/l)^2]}$$

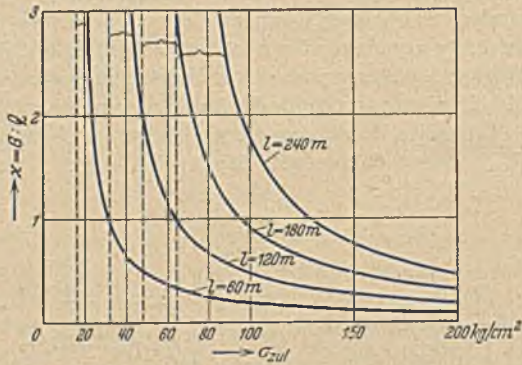


Abb. 7. α als Abhängige der zulässigen Beanspruchung des Betons σ_{zul} .
 $\mu = 0,6, f/l = 1/5, n = 0,22, \gamma = 2,4 \text{ t/m}^3$.

Die mit den unter A angenommenen Festwerten und dem Pfeilverhältnisse $f/l = 1/5$ errechneten Werte für α sind in Abb. 7 mit den zugehörigen Asymptoten eingetragen. Die Kurven zeigen, daß Gewölbe mit großen Stützweiten nur mit einem Baustoff mit hoher zulässiger Beanspruchung ausgeführt werden können. So braucht man für Bögen mit 240 m Stützweite ein Material von etwa

100 kg/cm² zulässiger Beanspruchung, während man Gewölbe von 60 m Weite schon mit einem Baustoff von etwa 35—40 kg/cm² ausführen kann.

Man erkennt aus dieser Darstellung klar, welche Bedeutung der in den letzten 20 Jahren erzielten Verbesserung des Betons und der dadurch ermöglichten Heraufsetzung der zugelassenen Spannung für die Steigerung der Stützweite gewölbter Brücken zukommt. Man muß sich erinnern, daß die Deutschen Eisenbetonbestimmungen von 1916 Höchstbeanspruchungen von 40 bis 50 kg/cm² vorschrieben, während die Berechnungsgrundlagen für massive Brücken von 1930 80—90 kg/cm² zulassen. In 14 Jahren ist somit die zulässige Betonbeanspruchung auf das Doppelte gesteigert worden; das bedeutet gemäß Abb. 7 die Möglichkeit einer Erhöhung der Stützweite auf noch mehr als das Doppelte. Gegenüber diesem Einfluß tritt der der sonstigen theoretischen und konstruktiven Verbesserungen derselben Zeitspanne weit zurück. Der Fortschritt war überwiegend eine Materialfrage.

D. α als Abhängige des Raumgewichts γ .

In der maßgebenden Gl. (7) erscheint das Raumgewicht im Zusammenhange mit der zulässigen Spannung als Bruch

$$\frac{\sigma_{zul}}{\gamma}$$

Je größer dieser Bruch ist, um so kleiner, also um so günstiger wird α . Da nun mit der Herabsetzung des Raumgewichts, wie sie z. B. bei übermäßigem Wasserzusatz zum Beton eintritt, eine viel stärkere Einbuße an Festigkeit und damit an zulässiger Beanspruchung verbunden ist, kommt eine Vergrößerung des Bruchs $\frac{\sigma_{zul}}{\gamma}$ auf dem Wege über eine Verkleinerung des Raumgewichts — zum mindesten mit den bisher hierfür bekannten Verfahren — nicht in Frage. Eine weitere Untersuchung des Einflusses von γ erübrigt sich deshalb. (Fortsetzung folgt.)

DIE ROHRLAGERHALLE DER STÄDT. WASSERVERSORGUNG MÜNCHEN.

Von Dr.-Ing. E. h. Oskar Muy.

Übersicht: Die Halle von rd. 106 m Länge und 23 m Breite wurde ganz in Eisenbeton erstellt. Sie ist bemerkenswert durch weite Stützenstellung an den Langseiten, Ausbildung der Haupt- und Kranbahnträger und die Ausbildung der Dachkonstruktion, welche aus fertig verlegten Eisenbetonbindern mit I-Querschnitt besteht. Die wichtigsten Einzelheiten der Konstruktion, Durchbildung und Berechnungshinweise werden gegeben.

Die Niederlassung München der W a y s s & F r e y t a g A.-G. erstellte im Jahre 1926 für das Tiefbauamt München, Abteilung Wasserversorgung, zur Aufbewahrung von Rohren eine große Halle in Eisenbeton, die bemerkenswerte konstruktive Einzelheiten aufweist. Sie bildete den ersten Teilabschnitt eines größeren Bauprogramms von fünf nebeneinander liegenden Hallen und kam auf

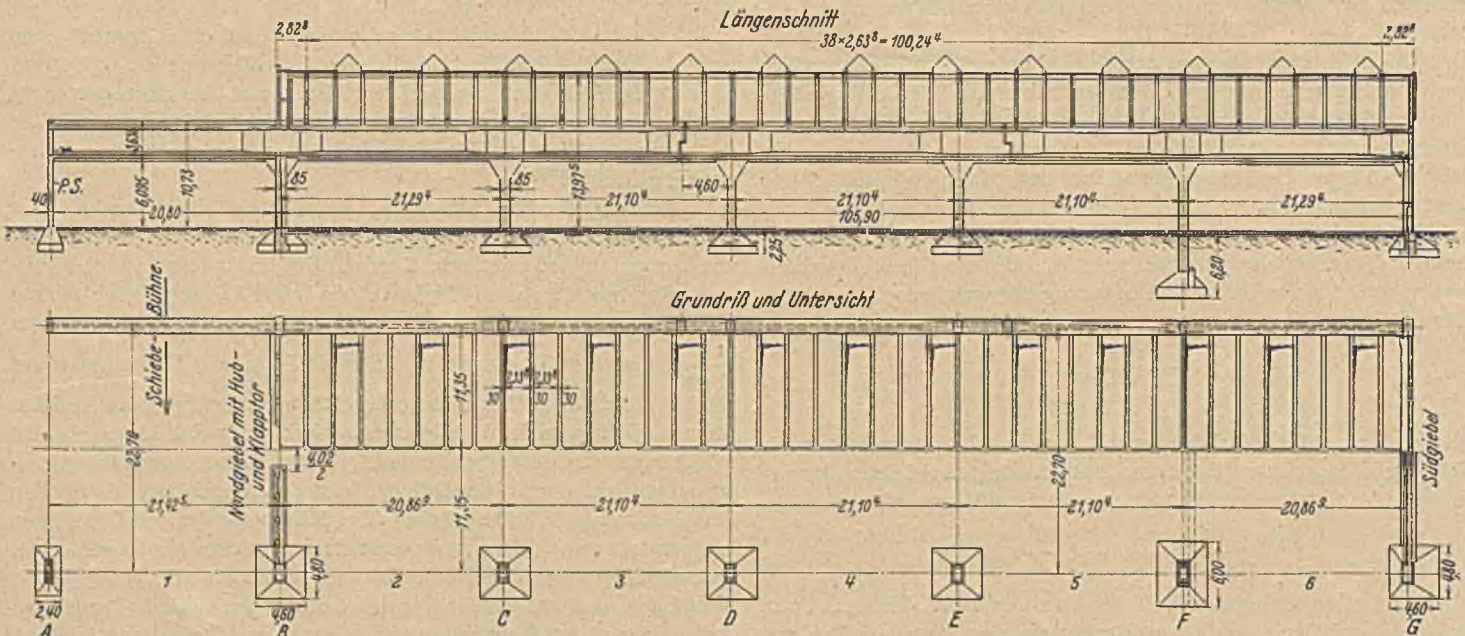


Abb. 1. Gesamtübersicht der städtischen Rohrlagerhalle München.

dem Gelände der ehemaligen Deutschen Werke an der Dachauer Straße zur Ausführung. Für die Projektierung durch die ausführende Firma war die gesamte Länge und Breite, die Kranbahnhöhe und die Stützenentfernung an den beiden Längsseiten gegeben, die durch den späteren Quertransport der großen Rohre in die noch zu erstellenden Seitenhallen bedingt war.

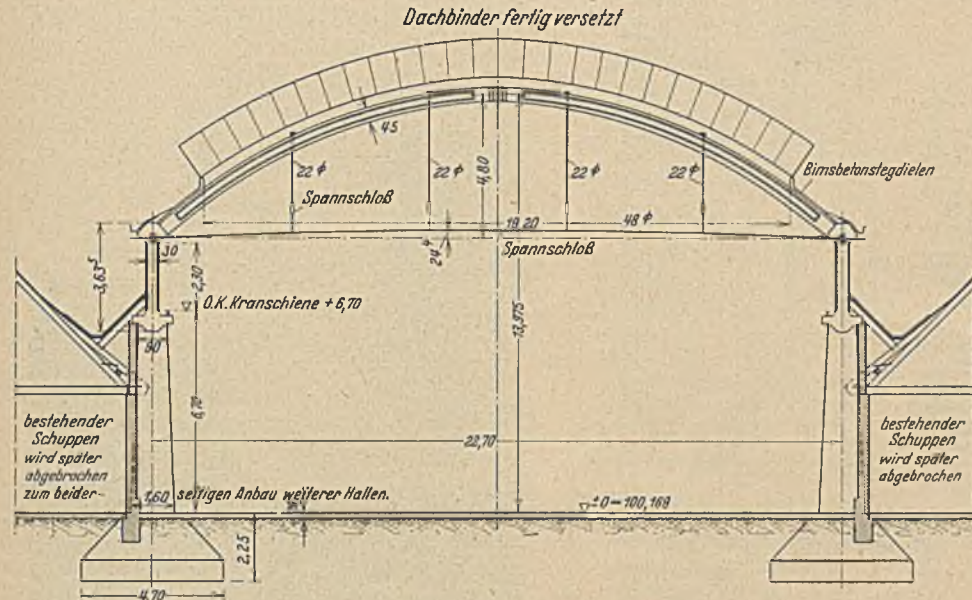


Abb. 2. Querschnitt der Rohrlagerhalle.

Damit wurde die Halle 105,90 m lang bei 21,10 m Stützenentfernung, in freier Spannweite 22,70 m breit und bis zum Dachansatz unter Berücksichtigung des Kranes 9 m hoch. Die Konstruktionsart des Dachaufbaues war freigegeben, ob vollständig in Holz oder in kombinierter Bauweise. Der Verfasser schlug hierfür im engeren Wettbewerb eine ganz massive Lösung mit fertig verlegten Bauelementen vor, die auch zur Ausführung gelangte. Abb. 1 zeigt die Übersicht der Halle und Abb. 2 deren Querschnitt. Sie steht zwischen zwei alten niederen Bauten, die später abgebrochen werden sollten, um beiderseits die erwähnten weiteren Hallen zu errichten.

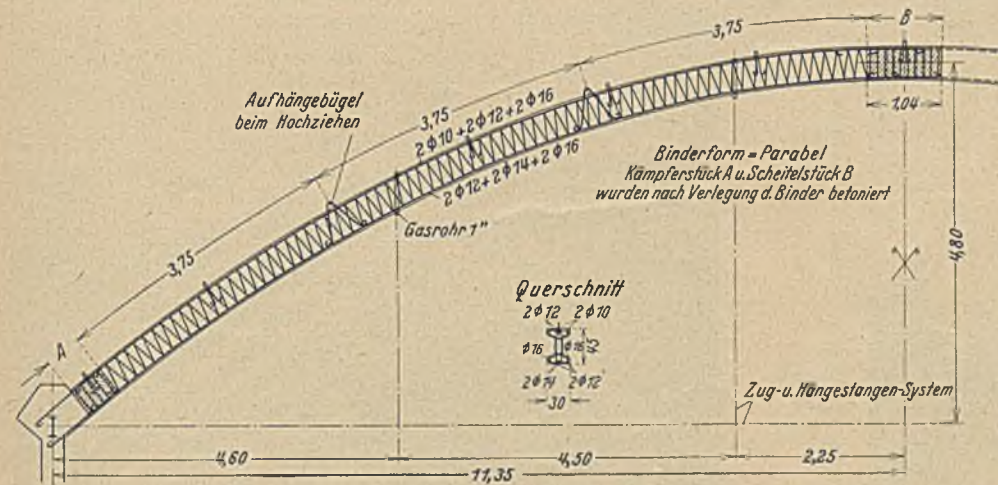


Abb. 3. Bewehrung des Dachbinders für eine Hälfte.

Der freie Hallenraum ist mit leichten Bogenbindern in 2,636 m Abstand überspannt, welche die Dachhaut aus 8 cm starken Bimsbeton-Stegdielen aufnehmen. In jedem dritten Felde befindet sich ein bogenförmiges Queroberricht (insgesamt 13 Stück), womit eine ausgezeichnete Belichtung der Halle erzielt wird. Diese Anordnung hat gegenüber einem mittleren Längsoberricht noch den Vorteil geringerer Winddrücke auf die Dachbinder und damit leichter Durchbildung derselben.

Dachkonstruktion. Die Bogenbinder wurden als

Zweigelenkbinder mit und ohne Zugband berechnet, da letzteres nur an jedem zweiten Binder vorgesehen ist, so daß für das dazwischenliegende System noch die horizontale Durchbiegung des Kopfes der Hauptlängsträger für alle Belastungsfälle zu berücksichtigen war. Als günstigste Bogenform ergab sich der Parabelbogen, welcher der Ausführung zugrunde gelegt wurde. Die Spannweitenvergrößerung aus der elastischen Zugbanddehnung aus Eigengewicht samt Dachdecke wurde durch eine zweckmäßig vorgesehene, und nach oben durchgeführte Zugbandsprengung rückgängig gemacht, so daß für die Berechnung aus diesem Belastungsfall der Einfluß der Zugbandverlängerung entfiel. Durch diese Anordnung und die Parabelform wurden die Momente im Binder, dessen Stärke rd. $\frac{1}{60}$ der Spannweite beträgt, sehr günstig beeinflusst bzw. auf das geringste Maß gebracht. Die nach der Elastizitätstheorie durchgeführte Berechnung für eine theoretische Spannweite von 22,70 m und 4,80 m Pfeilhöhe ergab für den Binder mit Zugband für die Belastungen aus Eigengewicht, volle bzw. einseitige Schneelast (75 kg/m^2), Winddruck (150 kg/m^2) parallel zum Binder und senkrecht hierzu infolge des Oberlichtes sowie für die vertikalen Zugkräfte durch die Zugbandsprengung ein größtes positives Moment von 2,77 tm mit

$N = 10,80 \text{ t}$ in rd. $\frac{1}{5}$ der Spannweite von den Auflagern her. Bei den äußeren Querschnittsabmessungen von $30/45 \text{ cm}$ mit $2 \text{ } \phi 12 + 2 \text{ } \phi 14 \text{ mm}$ unten und $2 \text{ } \phi 10 + 2 \text{ } \phi 12 \text{ mm}$ oben betragen die Spannungen für Biegung mit Achsialdruck für $\sigma_b = 37,30 \text{ kg/cm}^2$ und $\sigma_c = 495 \text{ kg/cm}^2$. Für die Zwischenbinder ohne Zugband erhöhte sich das Maximalmoment um rd. 8%, während sich die Normalkraft im gleichen Verhältnis verringert, so daß bei unveränderten Abmessungen die Betonpressung gleichbleibt und die Eisenspannung sich auf 665 kg/cm^2 erhöht. Zur Erzielung einer Gewichtsersparnis wurde der Binderquerschnitt in I-Form mit 10 cm Steg- und Flanschenstärke ausgebildet, ohne dadurch gegenüber dem Vollquerschnitt in seiner Steifigkeit bzw. Tragfähigkeit einzubüßen. Abb. 3 zeigt Anordnung und Bewehrung einer Binderhälfte und Abb. 4 Einzelheiten des Querschnitts. Die hier weiterhin ersichtlichen Eckzulagen $\phi 16 \text{ mm}$ sind nur auf etwa 6 m Länge vorgesehen und dienen zur Verstärkung gegen seitliches Ausknicken.

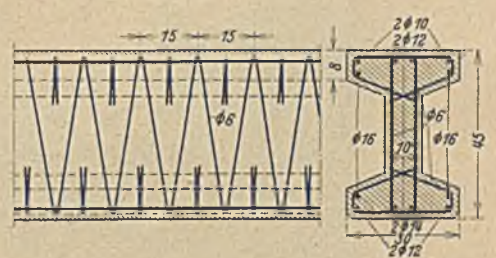


Abb. 4. Einzelheiten des Binderquerschnittes.

Die diesbezügliche Berechnung ergab einschließlich einem waagerechten Moment aus Winddruck auf das Oberlicht und einer Normalkraft von rd. 10 t eine zusätzliche Knickspannung von 9 kg/cm^2 bei zehnfacher Sicherheit. Die Gesamtspannung im Binder beträgt demnach $\sigma_b = 46 \text{ kg/cm}^2$.

Für das Zugband ergab sich eine gesamte Zugkraft von $10,68 \text{ t}$ (Hauptbinder) + $9,84 \text{ t}$ (Zwischenbinder) = $20,52 \text{ t}$, wofür eine Zugstange von $\phi 48 \text{ mm}$ gewählt wurde mit einer Beanspruchung von $\sigma_e = 1130 \text{ kg/cm}^2$. Um die aus Eigenlast verursachte und

7 mm betragende Längenänderung der Zugstange für die Bogen-spannweite nicht wirksam werden zu lassen, wurde jene um $f = \sqrt{\frac{3}{8} \cdot 1 \cdot \Delta l} = \sqrt{\frac{3}{8} \cdot 2270 \cdot 0,70} = 24,40 \text{ cm}$ in der Mitte nach oben gesprengt. Abb. 5 zeigt die Anordnung der Zugstange mit

seitigen Gewindeenden vorgesehen, welche den späteren Anschluß leicht ermöglichen. Die Sprengung der Zugbänder und damit die gleichzeitige Ausrüstung der Binder erfolgte nach der fertigen Verlegung der letzteren vor dem Aufbringen der Dachplatten. Dies geschah hierauf symmetrisch von den beiden Kämpfern her, wobei in

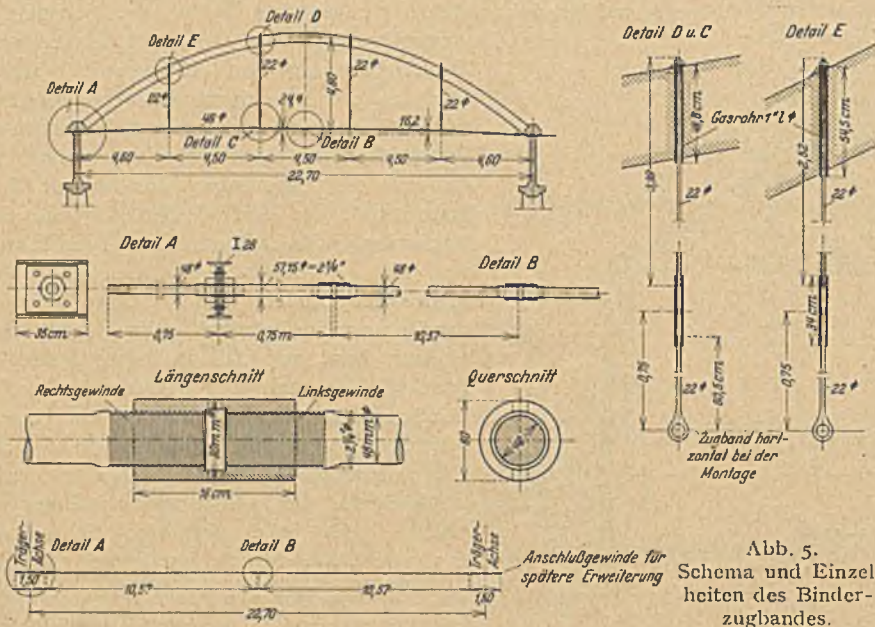


Abb. 5. Schema und Einzelheiten des Binderzugbandes.

Einzelheiten. Sie besteht aus zwei Teilstücken, die durch Spannschlösser $2\frac{1}{4}''$ miteinander verschraubt sind. Die Aufhängung erfolgt durch vier Hängestangen $\varnothing 22 \text{ mm}$, bei denen zum Zwecke der vertikalen Verkürzung ebenfalls je ein Spannschloß eingeschaltet ist. Sie sind zur einfachen Montage in Rohren durch den Binder

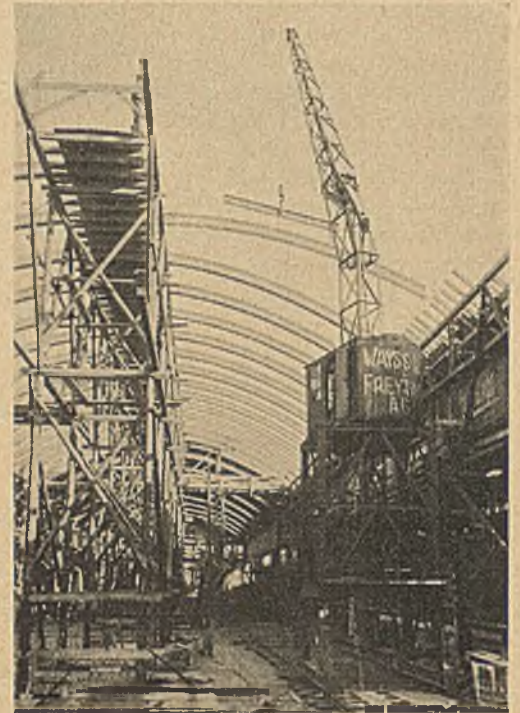


Abb. 7. Turmdrehkran mit aufgezogenem Binderteil.

keinem Belastungszustand eine größere Beanspruchung im Binder auftrat, als die der Dimensionierung zugrunde gelegten, ungünstigsten Belastungsfälle ergaben.

Die neuartige Ausbildung des Binderquerschnittes fand auf dem Werkplatz vor dem Nordgiebel der Baustelle sorgfältigste Herstellung. Das Betonierpodium nach Abb. 6 war nur für eine

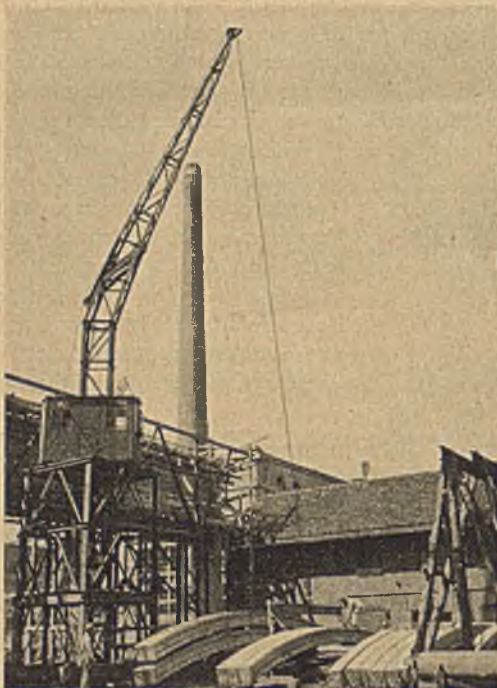


Abb. 6. Werkplatz zur Herstellung der Binder mit Lauf- und Turmdrehkran.

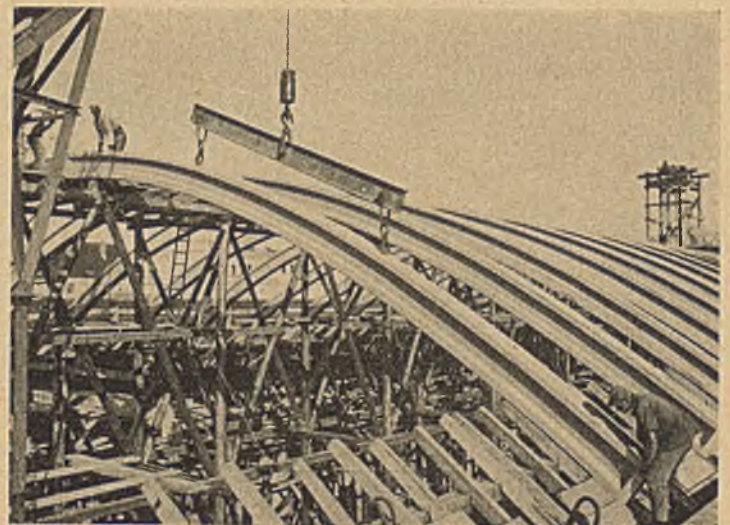


Abb. 8. Binder auf das Gerüst abgesetzt und ausgerichtet.

hindurchgeführt und mit einer oberen Kopfmutter auf Unterlagscheibe befestigt.

Besondere Überlegung erforderte der spätere Anbau der seitlichen Hallen hinsichtlich der Aufnahme ihrer Horizontalschübe. Es wurden dafür bei den Kämpferpunkten kurze, auf eine Verankerung aus I-Eisen aufgeschraubte Zugstangenstücke mit beider-

Binderhälfte von 11,20 m Länge vorgesehen, da die Gesamtspannweite in zwei Teilstücken betoniert und diese nacheinander veretzt wurden. An den Enden der fertigen Stücke ragten die späteren Verbindungseisen hervor. Die Herstellung erfolgte mit hochwertigem Zement, so daß nach zwei Tagen die 2,50 t schweren Teile durch einen fahrbaren Portalkran abgehoben und nebenan gelagert

werden konnten. Von da aus wurden sie später für den südlichen Teil der Halle auf Drehschemel verladen, zum Turmdrehkran gebracht und von diesem hochgezogen, in die richtige Lage geschwenkt und auf die Rüstung abgesetzt. Für den anliegenden Hallenteil holte sie der Kran dann direkt vom Werkplatz. (Abb. 6, 7 und 8.) Das Verlegen begann bei der südlichen geschlossenen Giebelwand, deren Binder an Ort und Stelle mit den Wandsäulen betonierte wurde. Zur Unterstützung der Werkstücke waren die seitlichen Schalungsgerüste der Kranbahnträger entsprechend ausgebildet, während in Hallenmitte ein schmales Mittelgerüst aufgebaut war. Abb. 9 zeigt die sorgfältig überlegte und abgebundene Gerüstkonstruktion. Die Halle wurde in zwei Bauabschnitten von $\frac{2}{3}$ und $\frac{1}{3}$ der Gesamtlänge hergestellt, welche durch die Bewegungsfugen der Längsträger bedingt waren. Die Gerüste konnten damit teilweise doppelte Verwendung finden. Von den beiden Fahrbühnen aus wurde die Montage der Zugbänder usw. vorgenommen. Nach der Verlegung der Binderteile betonierte man die Schlußstücke bei den Kämpfern und um Scheitel und den oberen mittleren Versteifungsträger an Ort und Stelle. Die Beanspruchungen der Binderstücke beim Abheben vom Lager, Hochziehen und Auflegen auf die Gerüste wurden ebenfalls untersucht und blieben unter den gerechneten im fertigen Endzustand.

Die Dachplatten wurden ebenfalls mit dem Kran hochgezogen und auf den Bindern in Zementmörtel verlegt. Zur weiteren Versteifung der letzteren in der Hallenlängsrichtung wurden auf je eine Hallenhälfte die Hohlräume zweier durchlaufender Stegdienstreifen vor der Verlegung mit Bewehrung ausbetoniert und sodann mit den Bindern durch Bügel verbunden (Abb. 10 u. 11). Die Oberlichtzargen bestehen ebenfalls aus fertig verlegten Bimsbetonwerkstücken. Die Oberlichter selbst sind 19,20 m lang und 2,338 m breit und besitzen kittlose Eisensprossen, System Wema, Profil II b mit 6—8 mm starkem Drahtglas und Klappflügeln in den Giebeln. Die Dacheindeckung besteht aus zwei Lagen teerfreier Pappe.

Kranbahnträger und Hallenstützen. Das Bogendach stützt sich auf die beiderseitigen großen Längsträger ab, welche gleichzeitig die Kranlasten aufnehmen. Sie sind in einer interessanten Formgebung als 30 cm starke und 3,63 m hohe Wandträger ausgebildet mit einer oberen Kopfverstärkung zum konstruktiven Anschluß der Dachbinder, die gleichzeitig auch als Druckgurt dient, sowie den seitlichen unteren Konsolen zur Auflagerung der Kranschien für die jetzt bestehende und die später zu erstellenden Seitenhallen. Die Gesamtlänge des Trägers mit seiner Verlängerung als Kranbahn über den Nordgiebel hinaus beträgt mit sechs Feldern 127,10 m. Er ist mit den Säulen

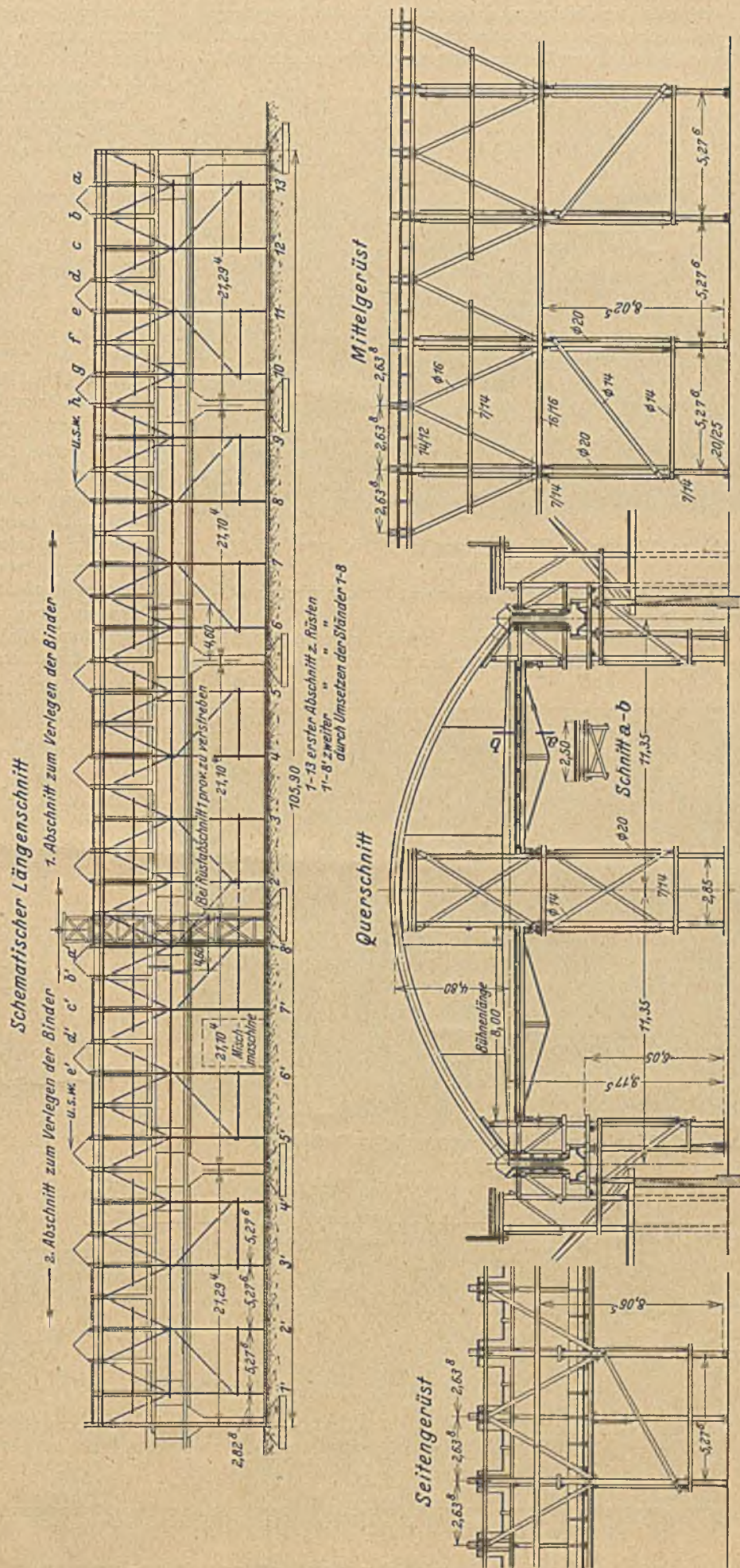


Abb. 9. Leherüstkonstruktion für die Abstützung der fertig verlegten Dachbinder und die Einschaltung der Kranbahnträger.

fest verbunden und bildet mit diesen ein mehrfaches Rahmenwerk, dessen Berechnung als kontinuierlicher Balken auf elastisch eingespannten Stützen unter Berücksichtigung der Veränderlichkeit des

sehr kurzen Stützen sind in den Trägerfeldern 3 und 5 zwei Dehnungsfugen mit beweglichen Gelenken vorgesehen, außerdem ist die äußere Säule A als Pendelsäule ausgebildet. Die Gesamtlänge wird dadurch in drei Rahmentragwerke aufgelöst mit je zwei eingespannten Stützen, die entsprechend leicht mit gut aussehenden, vertikalen Kopfvouten durchgebildet werden konnten. Die Berechnung erfolgte für das Eigengewicht zweier nebeneinanderliegender Hallen mit $7\frac{1}{2}$ t/m Träger, für Schnee mit 1,5 t/m, Winddruck auf die Giebelwände mit $150 \text{ kg/m}^2 = \text{rd. } 28 \text{ t}$ beim Nord- und 23 t beim Südgiebel, beiderseitige Kranlasten mit vertikalen Radrücken von $2 \times 19,50 \text{ t}$ in 4,35 m Abstand, horizontale Bremskräfte längs der Halle = 3 t und quer dazu = 2,0 t, sowie für eine Temperaturänderung von $\pm 10^\circ$. Das größte positive Moment ergab sich im Endfeld 6 zu 372 tm mit $\sigma_b = 33 \text{ kg/cm}^2$ und $\sigma_c = 1180 \text{ kg/cm}^2$. Die Balkenmomente in den übrigen Feldern sind um rd. 30% geringer. Das größte Stützenmoment des Trägers liegt bei Stütze D mit 575 tm. Die durch die Kranbahn bedingten Konsolen wirken sich hier als Druckgurt sehr günstig aus, so daß sich eine Betonpressung von nur 29 kg/cm^2 ergibt.

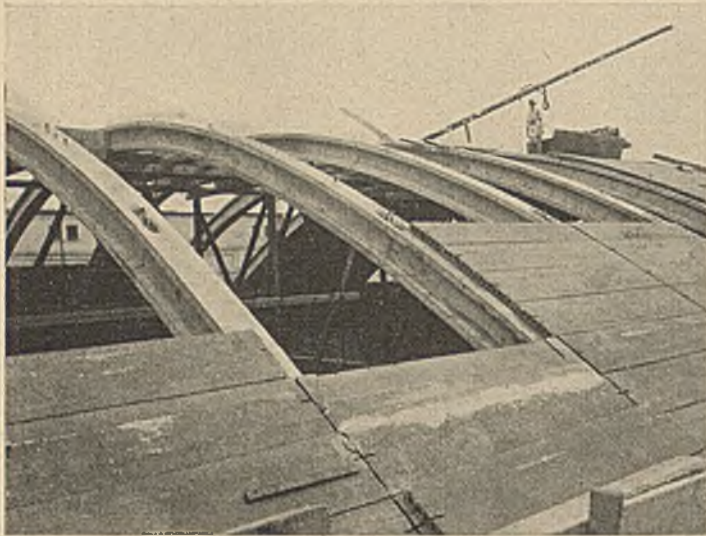


Abb. 10. Verlegen der Bimsbetonstegdiele auf den werkmäßigen Dachbindern.

Trägheitsmomentes auf graphischem und rechnerischen Wegen durchgeführt wurde.

Zur Vermeidung übermäßiger Längsdehnungen und sich hieraus ergebender großer Momente in den im Verhältnis zum Träger

Die größte Schubspannung beträgt rd. 12 kg/cm^2 im Endfeld 6 am Ende der horizontalen Stegverbreiterung, welche bei allen Mittelsäulen vorgesehen ist und einerseits zur Aufnahme der Querkräfte, andererseits für die vertikale Einspannung des Trägers in die Säulen erforderlich ist. Zweischnittige Bügel $\phi 12$ in 25 bzw. 30 cm Abstand sowie unter 60° aufgebogene Rundeisen nehmen die gesamte schräge Zugkraft auf, wie dies bei der ausführenden Firma auch schon vor den diesbezüglichen amtlichen Vorschriften üblich war. Die Abb. 12, 13 und 14 zeigen den nördlichen und mittleren Rahmenträger mit den Querschnitten.

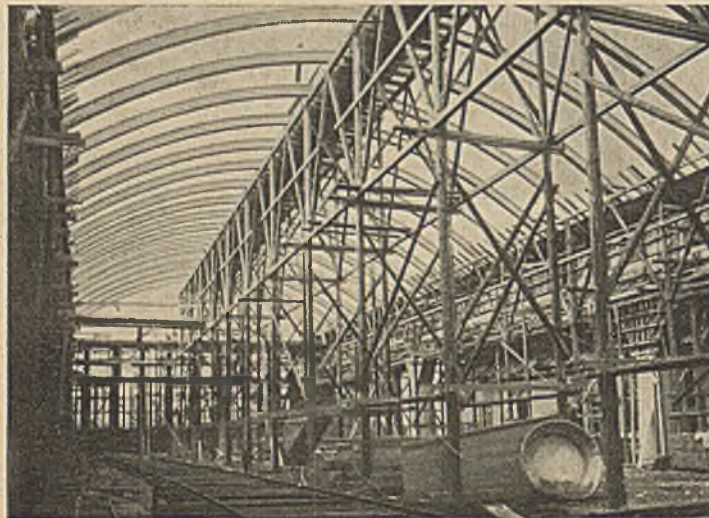


Abb. 11. Halleninneres mit den fertig verlegten Dachbindern und Gerüst.

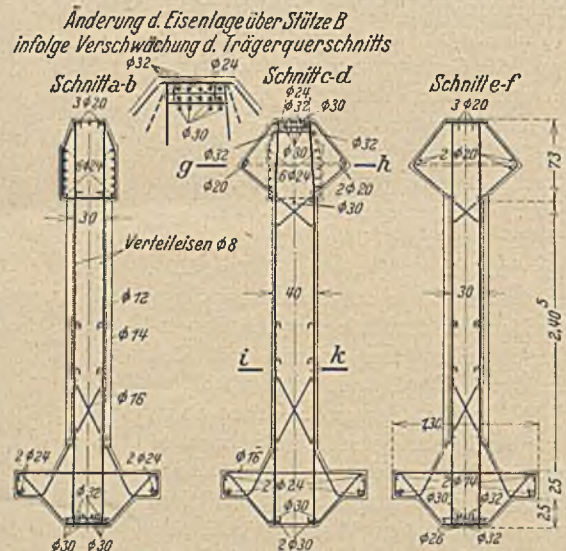


Abb. 13. Querschnitte mit Bewehrung des nördlichen Kranbahnträgers Abb. 12.

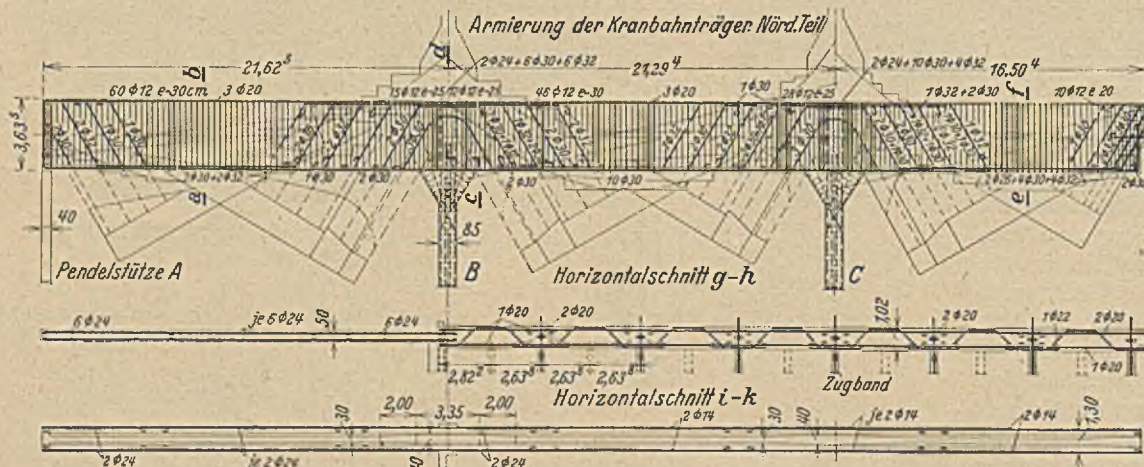


Abb. 12. Bewehrung des nördlichen Kranbahnträgers bis zur Bewegungsfuge im Feld 3.

Das Trägerfeld 1 ist außerdem noch in den Ober- und Untergurtverstärkungen gegen seitliche Windkräfte horizontal bewehrt, desgleichen der Obergurt der übrigen Felder für den Winddruck auf das Dach und den Horizontalschub der Zwischenbinder ohne Zugband. Die unteren Konsollasten sind in den Träger nach oben aufgehängt mit $19,3 \text{ cm}^2$ Bügel und Zulageeisen. Das aus der exzentrischen Kranlast

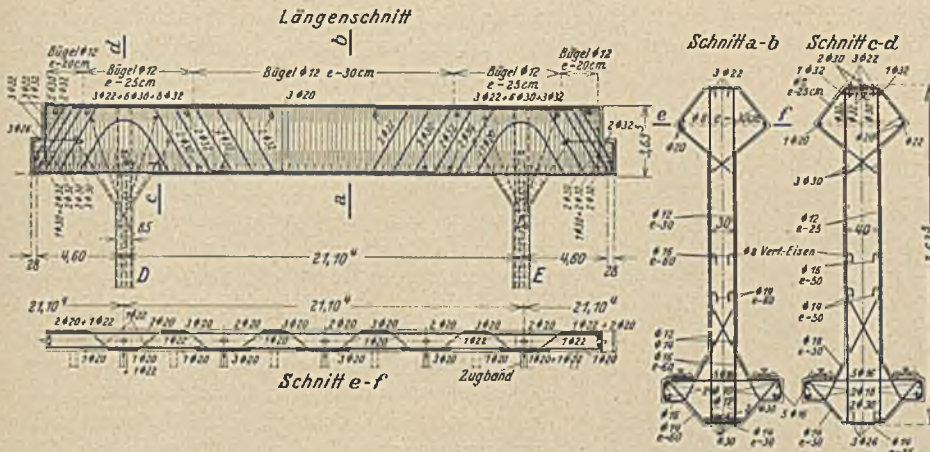


Abb. 14. Bewehrung des mittleren Kranbahnträgers zwischen den Bewegungsfugen in den Feldern 3 u. 5.

entstehende Torsionsmoment ergibt im Trägerquerschnitt eine zulässige Spannung von 3 kg/cm^2 .

Die beweglichen Auflager in den Feldern 3 u. 5 bestehen aus zwei Stück 18 mm dicken Gleitplatten aus Eisenblech, die mit je vier $\varnothing 20 \text{ mm}$ zur Aufnahme der Reibungskräfte im Beton verankert sind. Der gesamte Gelenkdruck beträgt rd. 85 t und somit die Betonpressung bei einer Plattengröße von $30/35 \text{ cm} = 80 \text{ kg/cm}^2$. Infolge des Angriffs seitlicher Kräfte durch Wind und Kran bzw. Drehung ist außerdem eine horizontale Lagerung bei den Gelenkfugen vorgesehen, welche die Übertragung auf das Gesamtträgersystem gewährleistet. Zu diesem Zwecke sind hier in einem vertikalen Abstand von $2,85 \text{ m}$ je 2 NP 12 angeordnet, die einerseits im Kragträger fest einbetoniert sind und andererseits in den eingehängten

Träger $12\frac{1}{2} \text{ cm}$ tief in beweglicher Lagerung eingreifen. Die auftretende Horizontalkraft von 5 t wird auf gewölbte eiserne Lagerplatten übertragen, die den Träger in seiner Längsbewegung nicht hindern (Abb. 15).

Die Stützen konnten in ihren Abmessungen gering gehalten werden, da durch die große Steifigkeit des Kranbahnträgers infolge seines 50fach größeren Trägheitsmomentes und die vorgesehenen Dehnungsfugen nur verhältnismäßig kleine Momente in jene eingeleitet werden. Die Stütze bildet mit dem anteiligen Trägerteil bis zur Höhe des Dachansatzes einen in das Fundament eingespannten Stab, der in freier Auskrägung alle anfallenden Belastungen aufnimmt. Eine Sonderstellung nimmt lediglich die Stütze A (Abb. 16) ein, welche zur Verringerung der Rahmestielmomente als Pendelstütze, wie bereits erwähnt, ausgebildet ist. Da sie in der Querrichtung den nicht unerheblichen Winddruck auf den Hauptträger und die Bremskräfte aufzunehmen hat, ist sie in dieser Richtung als Wandscheibe durch Gelenkzugen

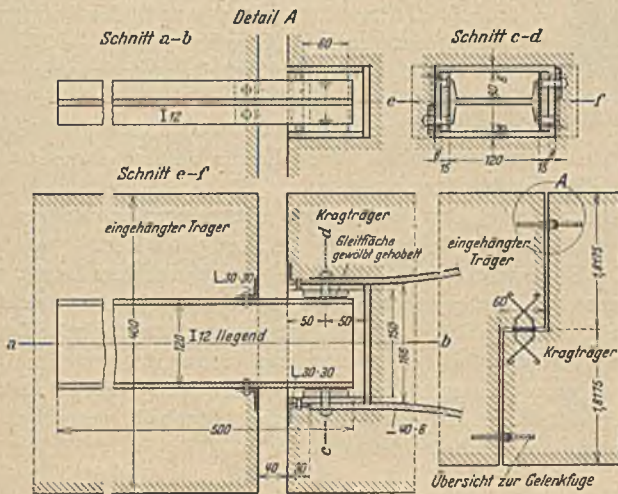


Abb. 15. Bewegungsfuge des Kranbahnträgers in den Feldern 3 u. 5 mit der horizontalen Gelenklagerung.

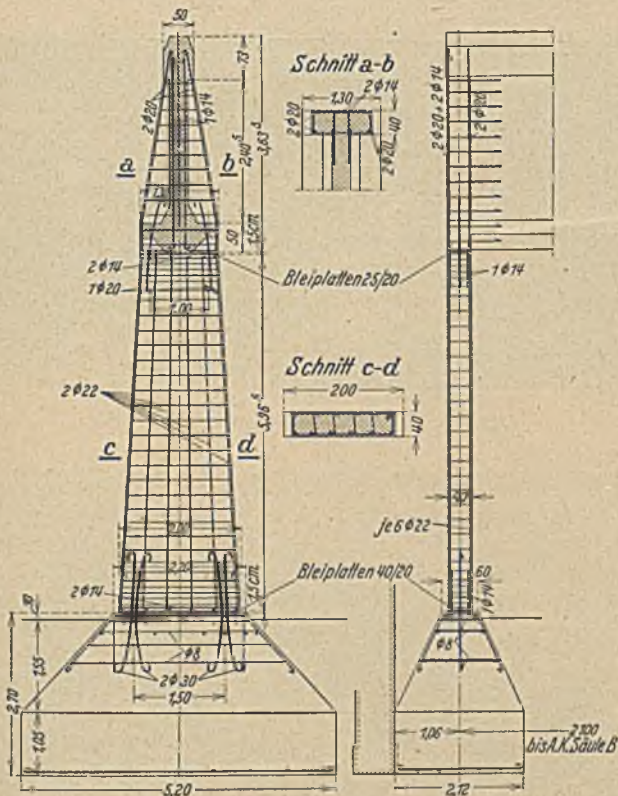


Abb. 16. Bewehrung und Auflagerausbildung der Pendelsäule A vor dem Nordgiebel.



Abb. 17. Inneres der fertigen Halle mit gelagerten Rohren.

in dem Fundament standfest so verankert, daß die Gelenkbeweglichkeit in der Rahmenebene nicht gehemmt ist. In gleicher Weise ist die Lagerung des Trägers auf der Stütze durchgeführt. Die

von 20 cm Stärke ausgebildet, dessen Windversteifung durch das Dach und einen am Untergurt vorspringenden Horizontalträger erfolgt. Ein zweiter, 18 cm starker Wandträger gleicher Spannweite umschließt im Abstand von 80 cm den in das Dach einspringenden Hubraum für das durch Motor und Gegengewicht vertikal zu bewegende Hubtor als Abschluß der Krandurchfahrtsöffnung. Ein Klapptor von 4,22 m Breite ist in der Mitte des Nordgiebels als untere Durchgangs- und Transportöffnung für die mit der Schwebebühne herangebrachten Rohre vorgesehen. Der Südgiebel ist auf die ganze Breite in große Fensteröffnungen zwischen Eisenbetonsäulen aufgelöst, die mit 9,30 m Höhe im Fundamentbankett eingespannt sind und am oberen Ende sich auf einen horizontalen Versteifungsträger von 22,70 m Spannweite aufliegen. Dieser springt in Höhe des Dachansatzes in das Halleninnere vor und nimmt den Hauptteil des Giebelwinddruckes auf. Er ist in den Obergurt des Kranbahnträgers eingespannt, der hierfür zusätzlich entsprechend bewehrt wurde. — Die Fenster bestehen aus Zementgitterfensterrahmen von 30/30 cm Scheibengröße der Deutschen Luxfer-Prismengesellschaft. Sie sind in ganzen Teilen von mehreren Feldern eingesetzt und

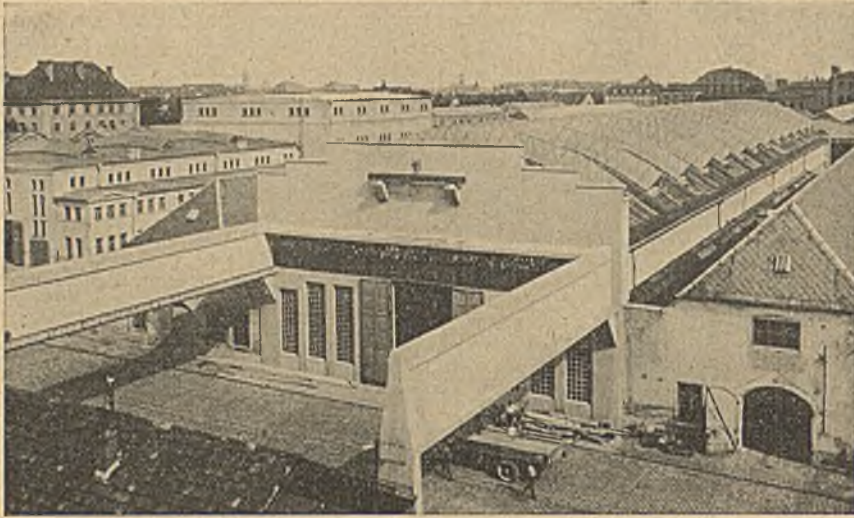


Abb. 18. Gesamtbild der Rohrlagerhalle mit dem Nordgiebel und der äußeren Kranbahn.

Lagerplatten bestehen aus 15 mm dicken Bleiplatten mit einer Betonpressung von 90 kg/cm².

Sämtliche Fundamente sind für eine Bodenpressung von 2 1/2 kg/cm² auf festgelagertem Kiesuntergrund ausgeführt. Die Stütze F an der einen Langseite mußte wegen eines vorhandenen Kanals tiefer als die übrigen geführt werden.

Giebelausbildung und Sonstiges. Der Laufkran durchbricht den Nordgiebel auf dem Wege zur Schiebebühne auf die ganze Hallenbreite und entsprechende Höhe. Das gesamte obere Giebfeld ist deshalb als Eisenbeton-Wandträger

haben sich gut bewährt.

Abb. 17 zeigt den Innenraum mit gelagerten Rohren und Abb. 18 das äußere Gesamtbild vom Nordgiebel her.

Die Halle wurde Ende April 1926 begonnen und im Herbst 1926 fertiggestellt. Neben technischen Feinheiten in konstruktiver Hinsicht zeigt das Bauwerk auch eine gute architektonische Durchbildung, so daß es als bemerkenswerte Lösung der gestellten Aufgabe angesprochen werden darf. — Die Leitung der städtischen Wasserversorgung hat durch sachliche Mitarbeit wesentlich zur Förderung des Baues beigetragen.

NEUE LAGERHALLEN AUS EISENBETON NACH DER ZEISS-DYWIDAG-SCHALENBAUWEISE.

Von Prof. Dr.-Ing. F. Dischinger und Dr.-Ing. U. Finsterwalder.

In der Zeitschrift „Beton und Eisen“ (1932) Nr. 11 wurde die damals im Bau befindliche Salzlagerhalle in Tertre bereits kurz beschrieben. Eine Innenaufnahme der im Betrieb befindlichen Halle von 44 × 160 m Grundfläche wird in Abb. 1 gezeigt. Die Halle dient zur Lagerung von Ammoniaksalzen. Im Scheitel des Gewölbes ist die dort aufgehängte Fördereinrichtung sichtbar.

Eine ähnliche Anlage zur Lagerung von Düngesalzen wurde im Jahre 1932 für die Fa. Peti Nitrogen in Petfürdő in Ungarn ausgeführt (Abb. 2). Sie besteht aus einer 140 m langen Haupthalle von 30 m Breite, einer seitlich anschließenden Sacklagerhalle von 8,72 m Breite und einem 4,90 m weit ausladenden Rampendach. Alle drei Hallen sind durch 5 cm dicke Schalengewölbe überdeckt, welche in Abständen von 10 m durch Rahmenbinder ausgesteift sind. Der aus 14 Feldern bestehende Bau ist durch Dehnungsfugen in fünf Bauabschnitte geteilt. Die Dehnungsfugen sind in den Feldmitten angeordnet, so daß die als Träger zwischen den Bindern wirkenden Gewölbeschalen hier 5 m weit auskragen. An den Kragenden sind sie durch leichte Rippen gegen Knicken ausgesteift.

Der Querschnitt der Haupthalle hat die Form eines Ellipsensegments von 14,55 m Höhe und unten anschließenden 1,95 m hohen Stützmauern. Die gegenüber der Stützlinie für Eigengewicht überhöhte Querschnittsform bewirkt eine biegungsfreie Übertragung der Dachlasten auf die Binder und verringert gleichzeitig die Knickgefahr, welche in den Kämpferpartien eines Gewölbes von parabolischer Form wegen der großen Krümmungsradien, insbesondere bei Windbelastung, sehr unangenehm wäre. Die Binder wurden auf die Außenseite der Schale gelegt, um eine glatte



Abb. 1. Salzlagerhalle Tertre, Innenbild.



Abb. 2. Salzlagerhalle Petfürdő, Außenbild.

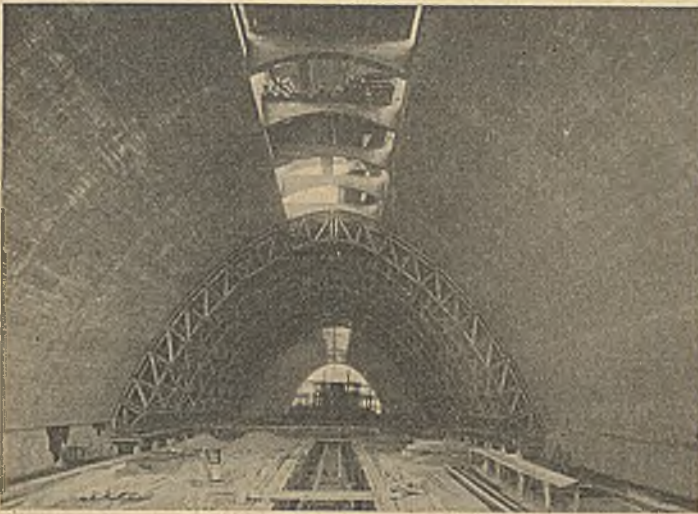


Abb. 3. Salzlagerhalle Petfürdő, Innenbild mit Bogengerüst.

einrichtung besteht aus einem am Boden auf Schienen laufenden, im Gewölbescheitel horizontal geführten Kratzer, der das Lagergut in einen unter dem Boden in Hallenmitte liegenden Kanal schafft, durch den es mittels Transportbändern abgezogen wird. Außerdem kann das Lagergut von Hand in die nebenan befindliche

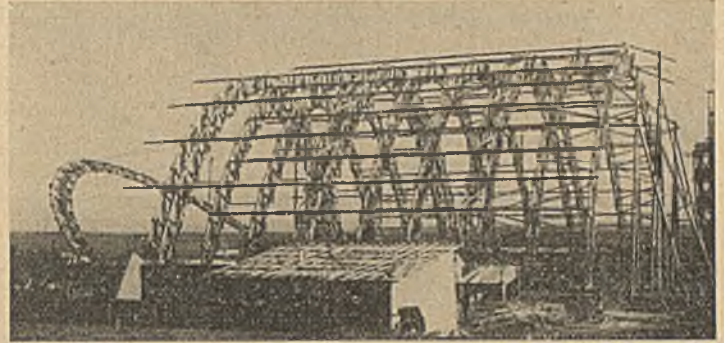


Abb. 5. Salzlagerhalle Petfürdő, Aufstellen des Gerüstes.

Innenfläche der Halle zu erhalten, welche sowohl in bezug auf die Herstellung mittels einer fahrbaren Rüstung als auch vom betrieblichen Standpunkt aus wegen der verringerten Angriffsmöglichkeiten der aggressiven Salze erwünscht war. Die Binder sind als eingespannte Bogen konstruiert. Ihre Stärke beträgt im Scheitel

Sacklagerhalle geschaffen, in Säcke gefüllt und von der Rampe aus in Waggonen verladen werden.

Die Sacklagerhalle ist durch ein flaches Tonnengewölbe ohne Zugbänder überdeckt, welches ein breites Satteloberlicht trägt. Ihre Innenfläche ist ebenfalls glatt und ohne jeden Vorsprung.

Grundriß (Untersicht)

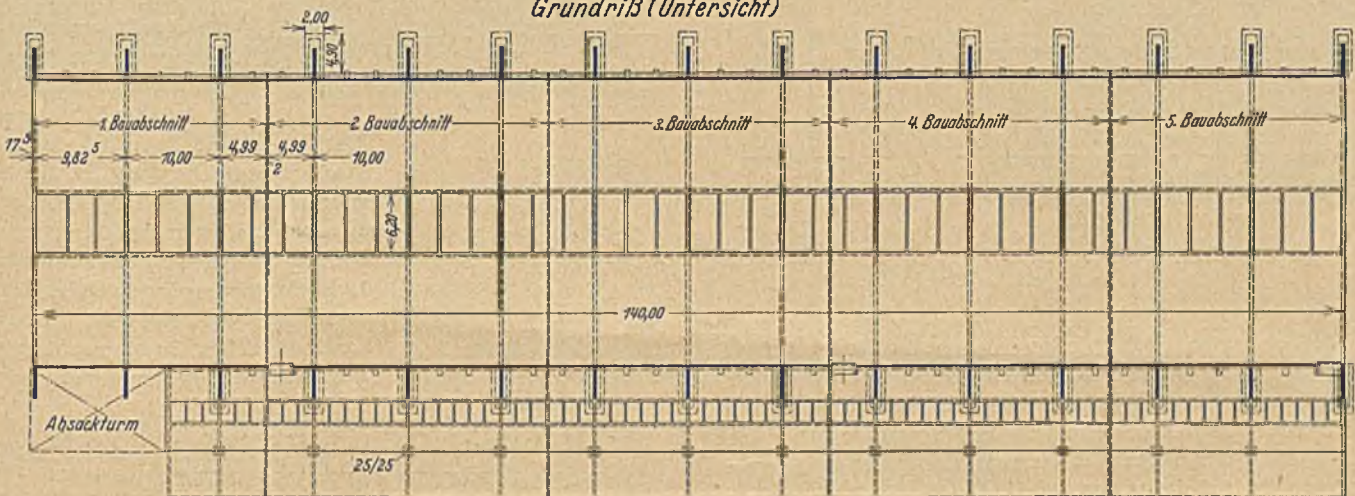


Abb. 4 a. Salzlagerhalle Petfürdő, Grundriß.

65/35 cm und wächst gegen die Kämpfer auf 135/35 cm an. Im Scheitel der Halle befindet sich ein 6,30 m breiter Laternenaufsatz, welcher aus Gründen der Gewichtersparnis mit einem nur 4 cm

Die zur Aufnahme des Gewölbeschubs notwendige Querversteifung wird durch Balken gebildet, welche oberhalb der Dachhaut liegen. Diese sind auf der einen Seite in den Bindern der Haupthalle eingespannt und bilden auf der andern Seite die Kragarme des Rampendaches. Letzteres ist eine besonders elegante und schnittige Konstruktion, die an den Dehnungsfugen des Baues mit äußerst geringer Konstruktionshöhe sowohl in der Quer- als auch in der Längsrichtung 5 m weit auskragt. In der Außenwand der Sacklagerhalle stehen nur dünne Stützen 25/25 cm, zwischen welchen eine 1-Stein starke Ausfachung ausgeführt wurde.

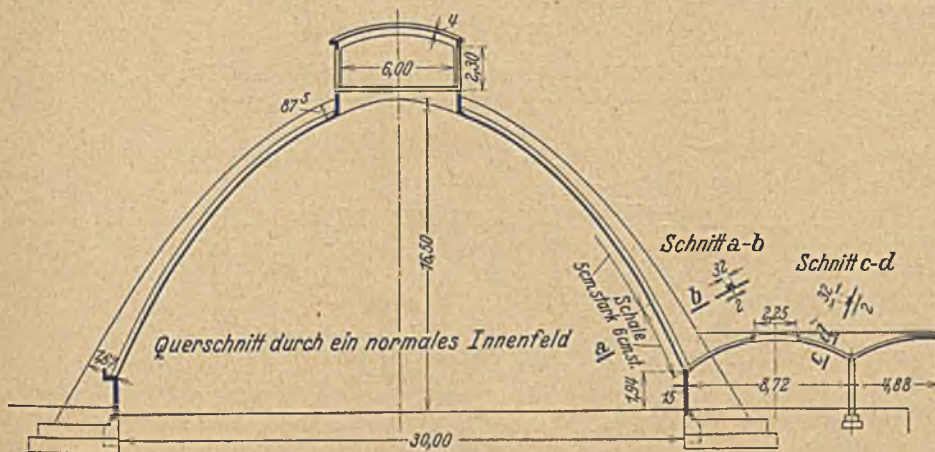


Abb. 4 b. Salzlagerhalle Petfürdő, Querschnitt.

starken Schalengewölbe überdeckt ist. Auch dieses spannt sich über Rahmenbinder in 10 m Abstand. Der Laternenaufsatz enthält die Fördereinrichtung für die Düngesalze. Die Entnahme-

gurturte mit Schmelzzement vergossen. Hierdurch wurde eine ausgezeichnete Steifigkeit der Konstruktion erzielt, die auch durch das Verfahren und die wiederholte Belastung nicht beeinträchtigt

Für die Rüstung der Haupthalle wurde ein fahrbares hölzernes Bogengerüst von 30 m Länge konstruiert, welches fünfmal verwendet wurde. Die Knotenpunkte des Gerüstes wurden mit Alligator-Ringdübeln verschraubt und die Stöße der beiden Haupt-

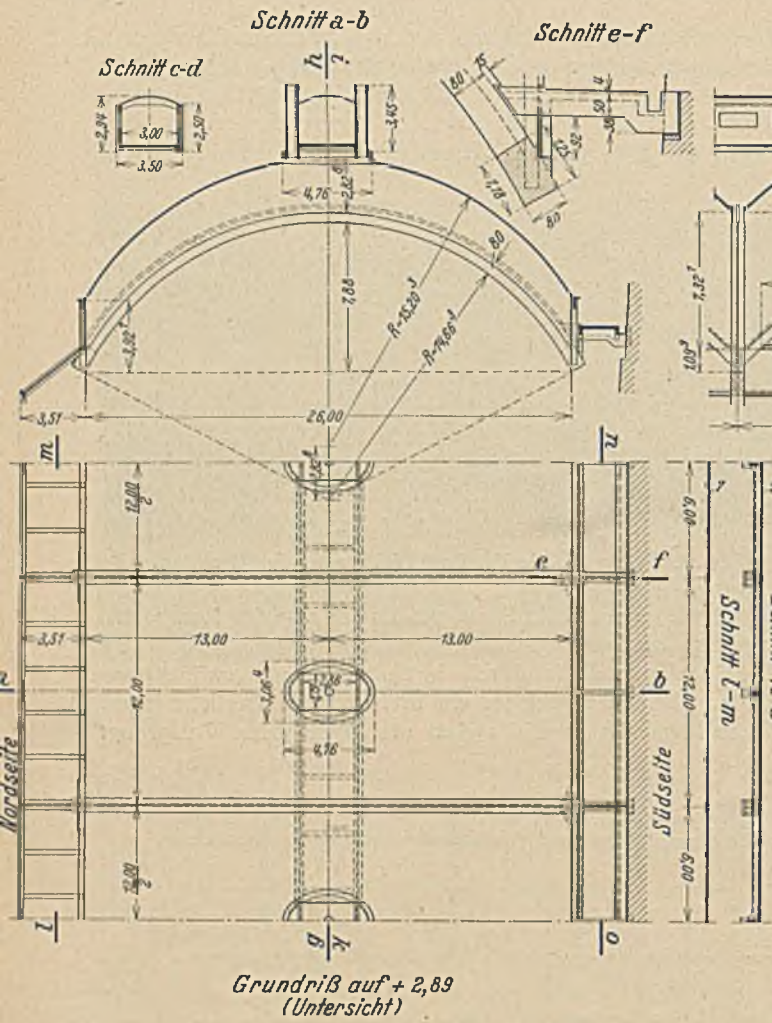


Abb. 6a. Klinkerhalle Beocin, Details.

wurde. Die einzelnen Gerüstbinder wurden am Reißboden verdrübelt, im ganzen aufgestellt (Abb. 5) und stehend vergossen. Für das Verfahren wurden Plattformwagen auf Feldbahngleisen benutzt. Der 115 m lange Weg vom 1. zum 5. Bauabschnitt wurde in nur 1 Stunde zurückgelegt. In Arbeitsstellung stand das Gerüst auf Spindeln und Betonfundamenten (vgl. Abb. 3). Beim Ausrüsten kam die Schalung ohne Nachhilfe mit herunter, da sie gehobelt und geölt war. Das Betonieren der Schalengewölbe konnte trotz der großen Steilheit der Flächen auf einseitiger Schalung bewerkstelligt werden durch Anwendung von verhältnismäßig wasserarmen Betonmischungen.

Die äußere Abdeckung der Dachhaut erfolgte mit heiß aufgebrachtem Kautschukbitumen von 60° Schmelzpunkt, welches mit Jutegewebe verstärkt wurde. Die Oberfläche wurde mit Quarzsand bestreut, um die Einwirkung der Sonnenstrahlen zu vermindern. Zur leichteren Überwachung der Eindeckung wurden in jedem Feld Betontreppen angebracht (Abb. 2). Die Innenseite des Gewölbes wurde zum Schutz gegen den Angriff der Düngealze mit Asphaltose bestrichen.

Die Konstruktion und Ausführung des Hallenbaues erfolgte durch die Firmen Dyckerhoff & Widmann A.-G., Biebrich und Sorg, Budapest, die Konstruktion der übrigen Bauteile durch das Ingenieurbüro W. Obrist, Budapest.

Eine weitere interessante Halle zur Lagerung von Klinkern einer Zementfabrik wurde für die Beociner Zementfabrik in Jugoslawien im Jahre 1933 ausgeführt (Abb. 7). Diese Halle zeichnet sich dadurch aus, daß erstmalig Kuppeln von rechteckigem Grundriß

und Halbkuppeln nach Vorschlag von Herrn Prof. Dischinger Anwendung fanden. Die Aufgabe war insofern besonders schwierig, als das Lagergut — abgelauchte Klinker — Temperaturen bis 240° C entwickelt. Außerdem durften keine Zwischenstützen gestellt werden, da es sich bei der alten baufällig gewordenen Anlage gezeigt hatte, daß selbst starke Pfeiler in der Klinkerhalle nach kurzer Zeit zerstört wurden. Es konnte nur eine Konstruktion in Frage kommen, die große Wärmedehnungen zwanglos mitmachen kann. Ein Tonnengewölbe vermag dies wohl in der Bogenrichtung, weniger gut aber in Richtung der Erzeugenden.

Hier bietet die doppelt gekrümmte Fläche wesentliche Vorteile. Allerdings müssen die einzelnen Kuppeln sorgfältig voneinander unabhängig gemacht werden, da Temperaturdehnungen in der Bogenrichtung immer Querschnittsveränderungen verlangen, die beim kontinuierlichen Zusammenhang von Nachbargewölben unmöglich wären.

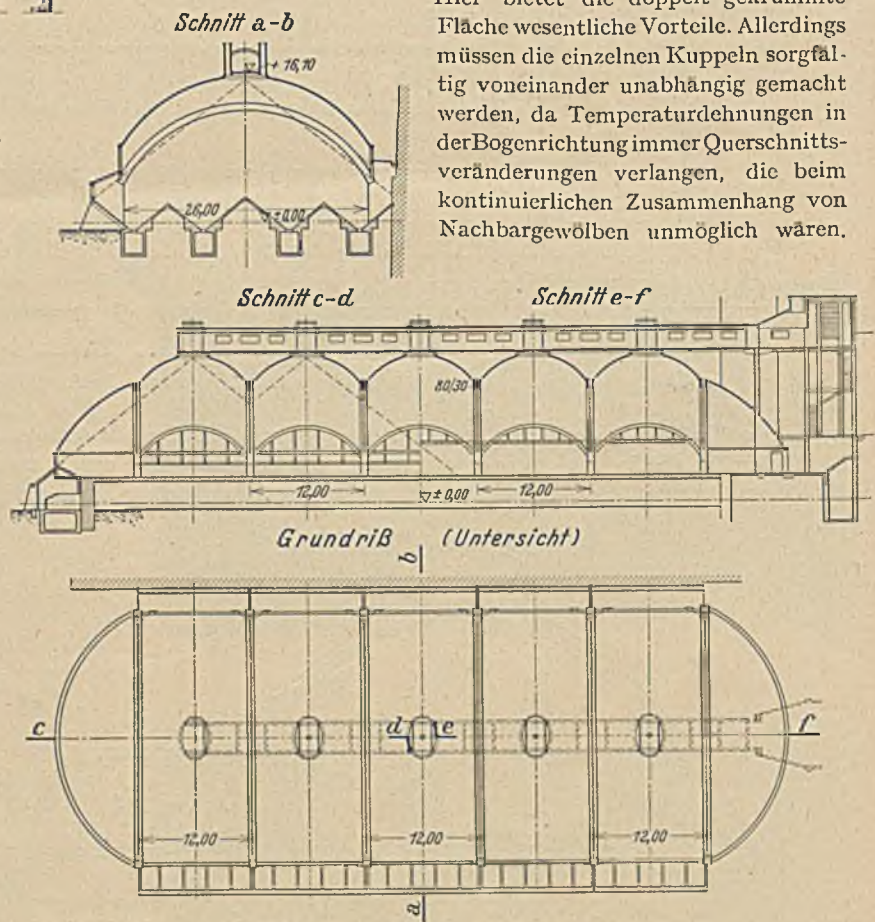


Abb. 6b. Klinkerhalle Beocin, Grundriß und Schnitte.

Die Aufgabe bestand darin, fünf Schüttkegel von je 12 m Abstand und ca. 30 m Durchmesser stützenfrei zu überdecken. Dementsprechend wurden fünf rechteckige Kuppeln über 12 x 26 m und zwei apsidenförmige Abschlußkuppeln angeordnet. An der

einen Schmalseite des Grundrisses befindet sich ein Förderturm, von welchem aus ein horizontaler Förderkanal über die Scheitel der Kuppeln läuft, wo sich die Einwurföffnungen befinden. In diesem Kanal arbeitet eine Rüttelrinne zum Transport der Klinker, welche Horizontalstöße bis zu 3,3 t ausübt. Aus Gründen der Gewichtersparnis wurde der Längsförderkanal als Kasten mit 4 cm starkem Schalendach konstruiert. Um die freie Beweglichkeit der Kuppeln zu erhalten, sitzt der Kanal mit Gleitfugen auf dem Scheitelring der Kuppeln auf und ist durch Dehnungsfugen in Teilstücke von 8,70 m Länge zerlegt. Die Mittelteile mit den Entlüftern sind fest mit den Kuppeln verbunden. Die gesamte Last auf einem Kuppelscheitel beträgt 50 t.



Abb. 7. Klinkerhalle Beocin, Außenbild.

Die Kuppeln haben die Form von Rückungsflächen, welche durch Bewegung eines senkrecht stehenden Kreissegments von 12 m Spannweite und 2,83 m Stichhöhe auf einer ebenfalls kreissegmentförmigen Leitlinie von 26 m Spannweite und 7,88 m Stichhöhe entsteht. An den vier Rändern sind die Kuppeln durch eingespannte Bögen von 26 bzw.

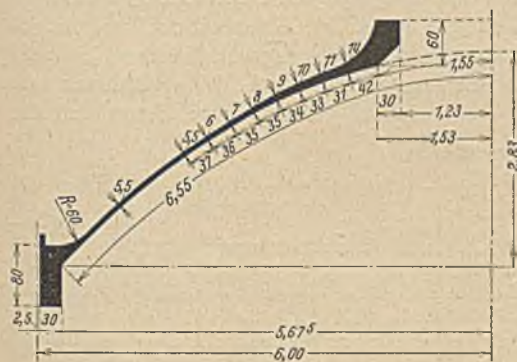


Abb. 8. Klinkerhalle Beocin, Detail am Kuppelscheitel.

Die Apsidenkuppeln sind aus Kugelflächen herausgeschnitten und werden auf der einen Seite durch einen Binder von 26 m Spann-

weite, auf der anderen Seite durch einen horizontal liegenden Zuggürtel ausgesteift. Letzterer liegt mit einer Fuge auf dem Unterbau auf, so daß eine freie Wärmedehnung gewährleistet ist.

Seitlich an die Kuppeln schließen geneigte ebene Dachflächen an, die sorgfältig so konstruiert sind, daß sie die Bewegungen der Kuppeln nicht hemmen können. Nur so konnte erreicht werden, daß das Bauwerk den außerordentlichen Beanspruchungen in einwandfreier Weise standhält.

Auf eine besondere Abdeckung der Gewölbe wurde verzichtet, da eine absolute Dichtigkeit der Dachhaut nicht erforderlich ist und die geringen vorhandenen Undichtigkeiten durch den sich niederschlagenden Zementstaub in kurzer Zeit gedichtet werden.

Die Rüstung bestand aus leichten abgebanderten Gerüsten unter den Hauptbindern und 12 m weite spannten, aus Brettern genagelten Lehrbögen, welche dank der Form der Rückungsfläche alle gleiche Form und Größe und nur verschiedene Höhenlage hatten (Abb. 10).

Die Ausführung war insofern besonders schwierig, als sie ohne Unterbrechung der Zementherstellung in Abschnitten gleichzeitig mit dem Abbruch der alten Halle vor sich gehen mußte. Trotzdem betrug die gesamte Bauzeit ohne Herstellung der Fundamente

und des Unterbaues nicht mehr als vier Monate. Neben einer sorgfältigen Organisation des Baubetriebes ist dies nicht zum geringen Teil den ausgezeichneten Eigenschaften des Beociner hochwertigen



Abb. 10. Klinkerhalle Beocin, Gerüst.

Zementes zuzuschreiben, die ein Ausrüsten der Kuppeln nach vier Tagen zuließen.

Zementes zuzuschreiben, die ein Ausrüsten der Kuppeln nach vier Tagen zuließen.

Dieser Bau wurde von den Firmen Dyckerhoff & Widmann A.-G., Biebrich und Philipp Schmidt in Novisad konstruiert und ausgeführt. Die Prüfung der statischen Berechnungen erfolgte durch Herrn Obering. Jemnitz in Budapest.

DAS VERHALTEN VON EISENBETON-T-BALKEN UNTER DEM EINFLUSS DAUERND RUHENDER UND HÄUFIG WIEDERHOLTER BELASTUNG.

Von Dipl.-Ing. F. Treiber.

Die Untersuchungen, die „das Verhalten von Eisenbeton-T-Balken unter dem Einfluß dauernd ruhender und häufig wiederholter Belastung“ zu klären versuchten, bilden ein neues Glied in der Kette der Arbeiten, die seit mehr als einem Jahrzehnt von Prof. Probst im Institut für Beton und Eisenbeton an der Technischen Hochschule Karlsruhe angeregt wurden. Die Untersuchungen Mehmeis über den „Einfluß häufig wiederholter

Druckbeanspruchung auf Druckelastizität und -festigkeit“¹ und die Untersuchungen Heims über „Rißbildung und Rißsicherheit von Eisenbetonbalken“² schufen das Fundament für den Aufbau der eigenen Untersuchungen. Allerdings mußte diese Grundlage noch erweitert werden. Die Ergänzungsuntersuchungen befassten

¹ Julius Springer, Berlin 1926.

² Brehmer & Minuth, Breslau 1930.

sich mit dem Einfluß des Alters und mit der Art der Verteilung der federnden Längenänderungen ϵ über das Spannungsintervall der Lastwiederholungen beim Belasten und Entlasten unterhalb der Ursprungsfestigkeit und mit der Größe der bleibenden Längenänderungen η , die auf die äußere Belastung allein zurückzuführen sind. Sie sind z. T. in früheren Veröffentlichungen³ wiedergegeben, z. T. werden sie bei anderer Gelegenheit noch mitgeteilt werden.

I. Umfang und Zweck der Untersuchungen.

Für die Hauptuntersuchungen, die der Verfasser durchgeführt hat, wurde der T-Querschnitt gewählt einerseits aus dem Bestreben, die Abmessungen der Versuchskörper bauwerksmäßig zu gestalten, und andererseits aus der Absicht, die Wirkungen von Biegemomenten und Querkraften zu studieren. Weiterhin war es erwünscht, hohe Hauptzugspannungen bei verhältnismäßig geringem Biegemoment zu erzeugen.

Die Eisenbetonbalken hatten eine Spannweite von 3 m und eine Gesamtlänge von 3,40 m. Der Querschnitt war T-förmig mit den äußeren Abmessungen: Gesamthöhe $d_0 = 40$ cm, Plattenbreite $b = 56$ cm, Stegbreite $b_0 = 18$ cm und Plattenstärke $d = 8$ cm. Die drei untersuchten Balkenreihen unterschieden sich nur in der Stärke der Bewehrung (Abb. 1).

Bei Balkenreihe I war:

$$F_e = 4 \varnothing 14 \text{ mm} + 2 \varnothing 18 \text{ mm} = 11,24 \text{ cm}^2 \quad \frac{\sigma_e}{\sigma_{eS}} = 0,98 *$$

$$F_{eS} = 4 \varnothing 14 \text{ mm} = 6,16 \text{ cm}^2$$

Bei Balkenreihe II:

$$F_e = 4 \varnothing 20 \text{ mm} + 2 \varnothing 23 \text{ mm} = 20,88 \text{ cm}^2 \quad \frac{\sigma_e}{\sigma_{eS}} = 0,96 *$$

$$F_{eS} = 4 \varnothing 20 \text{ mm} = 12,56 \text{ cm}^2$$

Bei Balkenreihe III:

$$F_e = 6 \varnothing 20 \text{ mm} + 2 \varnothing 23 \text{ mm} = 27,16 \text{ cm}^2 \quad \frac{\sigma_e}{\sigma_{eS}} = 0,74 *$$

$$F_{eS} = 4 \varnothing 20 \text{ mm} = 12,56 \text{ cm}^2$$

Die Balken wurden in Holzschalungen betoniert. Jede der drei Reihen enthielt vier Balken, dazu kamen bei Reihe II noch zwei Balken, die ohne Schrägeisen blieben. Die Gesamtzahl war demnach 14 Balken. Gleichzeitig mit jedem Balken wurden vier Zugzylinder (Durchmesser $d = 15$ cm, Höhe $h = 52$ cm), zwei Druckzylinder ($d = 15$ cm, $h = 40$ cm) und drei Würfel mit 20 cm Kantenlänge in eisernen Formen hergestellt.

Das Zuschlagmaterial war Rheinkiesand aus einer Grube. Es wurde in ofentrockenem Zustande nach den einzelnen Korngrößen getrennt und bis zur Verwendung in einem Kellerraum in Holzsilos gelagert. Die Kornzusammensetzung für die Betonmischungen war:

Korngröße Maschensieb	Anteil in Gewichtprozenten	
unter 0,3	8	37% Sand
0,3—0,8	10	
0,8—3,0	13	
3,0—5,0	5,0	63% Kies
5,0—8,0	12	
8,0—16,0	25	
16,0—25,0	26	

Die Bewehrung war Flußstahl St. 37.

Das Mischungsverhältnis des für alle Probekörper gleichen Betons war 1 : 7,5 nach Gewichtsteilen, dies entspricht etwa 270—280 kg Zement pro cbm fertigem Beton. Der Wasserzementfaktor betrug 0,62 und die Fließtischkonsistenz 160—180. Der Beton war also gut plastisch.

³ Probst-Treiber: „Eisenbetonbalken unter dem Einfluß häufig wiederholter Belastung.“ Ergebnisse von Untersuchungen im Institut für Beton u. Eisenbeton an d. Techn. Hochschule Karlsruhe i. B., „Bauingenieur“ (1932), Heft 21/22 S. 285, und S. B a n.: „Der Ermüdungsvorgang von Beton.“ „Bauingenieur“ (1933), Heft 13/14, S. 188 ff.

* Aus der Rechnung mit $n = \frac{E}{E_0} = 15$ ermittelt.

Alle Körper wurden 24 Stunden nach der Herstellung entschalt, während der ersten 14 Tage unter feuchten Säcken gehalten und bis zur Verwendung im Herstellungsraum und auf einem Sandbett gelagert. Die Temperatur in diesem Raum schwankte während der Lagerungszeit, die sich z. T. über ein volles Jahr erstreckte, zwischen $+7^\circ \text{C}$ und 21°C . (Der Abfall bis auf $+7^\circ$ ergab sich daraus, daß der Raum im Winter nur tagsüber geheizt werden konnte.)

Für die Prüfung unter Lastwiederholungen bzw. unter dauernd ruhender Belastung mit einer oberen Grenzlast $P_0 = 26\text{—}33\%$ der jeweiligen Bruchlast ergaben sich mit $n = 15$ folgende rechnerische Beanspruchungen (ohne Eigengewicht):

Bei Balkenreihe I für das Lastintervall 0—7200 kg
 $\sigma_b = 40,2 \text{ kg/cm}$ $\sigma_e = 1135 \text{ kg/cm}$ $\tau_0 = 6,2 \text{ kg/cm}$ $\sigma_{eS} = 1159 \text{ kg/cm}$
 Bei Balkenreihe II für das Lastintervall 0—15 060 kg
 $\sigma_b = 73,7 \text{ kg/cm}$ $\sigma_e = 1315 \text{ kg/cm}$ $\tau_0 = 13,2 \text{ kg/cm}$ $\sigma_{eS} = 1369 \text{ kg/cm}$
 Bei Balkenreihe III für das Lastintervall 0—15 060 kg
 $\sigma_b = 72,6 \text{ kg/cm}$ $\sigma_e = 1045 \text{ kg/cm}$ $\tau_0 = 13,7 \text{ kg/cm}$ $\sigma_{eS} = 1420 \text{ kg/cm}$

In der Dauerprüfung wurde demnach die Ursprungsfestigkeit des Betons auf Druck, die der Längs- und Schrägbewehrung nicht überschritten. Sie liegt bei Beton bekanntlich in Nähe von 50% seiner Druckfestigkeit und fällt bei Flußstahl mit dessen Elastizitätsgrenze zusammen. Die obere Grenzlast P_0 war immer größer als die Rißlast, und die Hauptzugspannungen erreichten bei Balkenreihe II und III etwa die Hälfte der reinen Betonzugfestigkeit.

Wie frühere Untersuchungen zeigen, wirken die Lastwiederholungen unterhalb der Ursprungsfestigkeit nur wenig vergrößernd auf die Federung ϵ . Dagegen sind die bleibenden Längenänderungen η stärker in Mitleidenschaft gezogen und nur bei älterem Beton war in den η die Beharrung zu erreichen. Das Hauptaugenmerk mußte sich demnach auf den Einfluß der plastischen Verformung des Betons richten.

Wirkt nun die dauernd ruhende Belastung auf die η intensiver als eine häufig wiederholte Belastung? Zur Entscheidung dieser Frage wurde je ein Balken jeder Reihe zuerst unter dauernd ruhender Belastung mit P_0 gesetzt, und dann häufig wiederholt zwischen $P_u - P_0$ bis zum Beharrungszustand belastet. Einige Balken wurden auch in der umgekehrten Reihenfolge geprüft.

Welche Veränderungen gehen im Eisenbetonbalken mit T-Querschnitt bei verschiedenen Bewehrungsverhältnissen bis zum Eintritt in den Beharrungszustand vor sich? Wie verhalten sich der auf Druck, Zug (bzw. Schub) beanspruchte Beton und die entstandenen Risse?

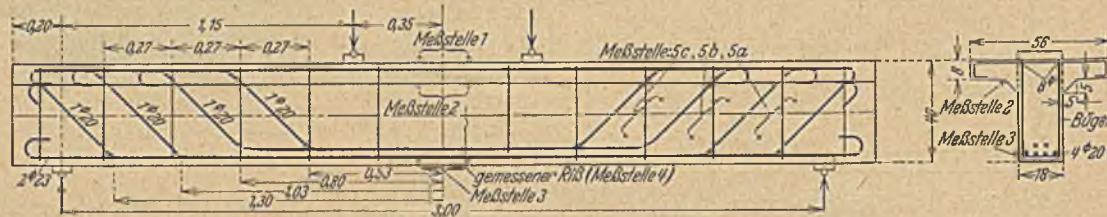


Abb. 1. Bemessung der Balkenreihe II mit Angaben der Meßstellen.

Welche Rückwirkungen auf die Bewehrung haben die Lastwiederholungen, wenn der Beton in der Biegungsdruckzone sich bis zum Beharrungszustand plastisch verformt, und bis die Rißbildung zum Stillstand gelangt?

II. Meßvorgang und Prüfung.

Beobachtet wurden mittels Martensscher Spiegelapparate: die Längenänderungen der Biegungsdruckzone an Balkenoberkante und 9 cm unter Balkenoberkante, vor dem Auftreten der Risse auch die in der Biegunzugzone, die Längenänderungen in der Zone der Hauptzug-(schub-)spannungen (unter 45°). Ferner die Rißweiten in den mittleren und äußeren Balkendritteln, z. T. die Längenänderungen der Längseisen und die des Betons zwischen zwei Rissen. Wo es anging, fand die Meßblende von 20 cm Verwendung,

für die Rißbeobachtung eine solche von 4 oder 5 cm. Die optische Übertragung der Spiegelbewegung auf die Meßplatten war z. T. 500fach, z. T. 1000fach. Die Längenänderungen werden in den Abbildungen immer in der Größenordnung $1 \cdot 10^{-6}$ angegeben, das bedeutet soviel wie $1/1000 \text{ mm/m} = \mu/\text{m}$. Die Messungen wurden ergänzt durch Verfolgung der Rißbildung mittels einer binokularen Lupe⁴ mit 30facher Vergrößerung und Tensometern⁵. Das Atmen der Risse bei verschiedenen Eisenspannungen ist kinematographisch aufgenommen worden. Für die Durchführung der Untersuchungen stand eine Dauerprüfmaschine⁶ mit 50 t Höchstlast zur Verfügung, außerdem für die dauernd ruhende Belastung eine hydraulisch betriebene Universalmaschine⁷. Der Druckzylinderraum wurde durch eine Druckrohrleitung mit einem entsprechend belasteten Gewichtsakkumulator verbunden. Verluste von Druckflüssigkeit aus dem Zylinderraum wurden durch den Akkumulator ersetzt, und die Last konnte über jeden beliebigen Zeitraum auf konstanter Höhe gehalten werden.

Die Entscheidung über die Wahl der Belastungsgeschwindigkeit war schwierig. Bekanntlich steigt die Intensität der Beanspruchung bei Beton mit abnehmender Belastungsgeschwindigkeit. Den ungünstigen Fall geben die geringen Belastungsgeschwindigkeiten wieder, weil sich dann die plastische Verformung besser auswirken kann. In der Regel wurde mit derselben Belastungsgeschwindigkeit wie bei den Heimischen Untersuchungen, d. h. mit 90 Be- und Entlastungen pro Minute gearbeitet. Bei einigen Untersuchungen wurden auch nur 22 Lastwiederholungen pro Minute aufgebracht, nachdem ein Beharrungszustand mit 90 Lastwiederholungen pro Minute schon erreicht worden war. Hierdurch konnte auch ein Beitrag zu dem Einfluß verschieden schneller Be- und Entlastungen geliefert werden.

Die Lastwiederholungsperioden liefen ununterbrochen bei Tag und Nacht und auch über Sonntag. Lediglich zum Ablesen der Meßinstrumente wurde die Maschine stillgesetzt. Die einzelnen Laststufen wurden dann mit dem Handrad eingestellt. Soweit

nicht anderes erwähnt, sind die Längenänderungen jeweils während eines Belastungsganges abgelesen worden.

Die Lastwiederholungen bzw. die Perioden dauernd ruhender Belastung wurden soweit möglich bis zum Erreichen eines Beharrungszustandes bzw. eines Maximums der Längenänderungen η durchgeführt. Hieraus ergaben sich für einzelne Balken bis 3,9 Millionen Lastwiederholungen bzw. eine Beobachtungsdauer bis zu 70 Tagen. Schwierigkeiten für die Festlegung des Zeitpunktes, wann der Beharrungszustand auftritt, bereiten nur die Schwankungen in den bleibenden Längenänderungen, wie auch aus M e h m e l s Überlegungen über die Meßgenauigkeit⁸ hervorgeht. Um nach Möglichkeit schnelle Temperaturänderungen zu vermeiden, blieb das Innere des Prüfraums vor direkter Sonnenbestrahlung geschützt und ungeheizt. Auch wurden Vorkehrungen für den Schutz der Körper gegen den Windzug vom Maschinenantrieb her getroffen.

Die Längenänderungen wurden entweder morgens oder abends vorgenommen, weil in diesen Stunden die Gewähr für ausgeglichene Temperaturen am größten war. Ablesungen der Temperatur und der Luftfeuchtigkeit gehörten zu jedem Meßvorgang. Alle diese Maßnahmen zusammen brachten die Meßgenauigkeit auf das erreichbare Minimum und gaben Mittel zur Erklärung mancher Beobachtungen in die Hand.

Alle Hauptuntersuchungen wurden an Körpern ausgeführt, die älter als sechs Monate waren. Nach den bisherigen Beobachtungen stand zu erwarten, daß das Schwinden abgeklungen war und eine Festigkeitszunahme während der Zeit der Daueruntersuchung nicht ins Gewicht fiel. Für die Balken wurden die unter Lastwiederholung oder dauernd ruhender Last veränderlichen Beziehungen zwischen Spannung und gemessener Längenänderung aus entsprechenden Dauerversuchen mit Druck- und Zugkörpern gewonnen. Es war also nötig, achsial beanspruchten Druckkörpern dieselben Längenänderungen zu erteilen, wie sie die Biegungsdruckzone des Balkens erlitt, und entsprechend den Zugkörpern die Dehnung, die in der Biegungszone bzw. in der Zone der Hauptzugspannungen auftrat. (Fortsetzung folgt.)

⁸ M e h m e l: „Einfluß häufig wiederholter Druckbeanspruchung auf Druckelastizität und -festigkeit“, S. 14 ff. u. S. 36.

⁴ Fabrikat Leitz-Wetzlar. ⁵ Fabrikat Huggenberger-Zürich.
⁶ Hersteller: Losenhausenwerk Düsseldorf-Grafenberg.
⁷ Hersteller: MAN.

ABFANGUNG DES SÜDLICHEN LANDPFEILERS DER HEMBRUG, AMSTERDAM.

Von Dr.-Ing. K. Lenk, stellv. Vorstandsmitglied der Neuen Baugesellschaft Wayss & Freytag A.-G., Frankfurt a. M.

Übersicht: Es wird die Abfangung eines Pfeilers einer Eisenbahnbrücke beschrieben, die dadurch bemerkenswert ist, daß beiderseits des Pfeilers ein Gründungskörper mit Druckluft abgesenkt worden ist, ohne Beeinträchtigung des Bahnverkehrs.

Die Verbindung zwischen dem Nordsee-Hafen Ymuiden und dem Hafen Amsterdam wird durch den „Nordzeekanal“ hergestellt, der in den Jahren 1865—1876 angelegt worden ist und nunmehr wegen der Steigerung des Verkehrs und der Schiffgrößen verbreitert werden soll.

Aus dieser Verbreiterung ergeben sich besondere Maßnahmen zur Sicherung der den Kanal kreuzenden Brücken. Bei Zaandam, nahe der Einfahrt des projektierten Amsterdamer „Westhafens“, überquert die wichtige Eisenbahnlinie Amsterdam-Zaandam-Alkmaar auf der „Hembrug“, einer eisernen, vierfeldrigen Brücke von rd. 250 m Gesamtlänge, rechtwinklig den Kanal. Die beiden Mittelöffnungen werden von einem drehbaren Überbau überspannt ($2 \times 60 \text{ m}$ Spannweite). Beiderseits schließen sich feste Überbauten von je 65 m Spannweite an (vgl. Abb. 1).

Zur Zeit dient nur die nördliche der beiden Mittelöffnungen

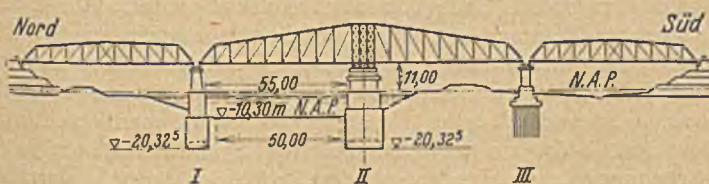


Abb. 1. Übersicht der „Hembrug“. Alter Zustand, Pfeiler III noch mit der alten Pfahlgründung.

dem Schiffsverkehr; nach der Kanalverbreiterung kann auch die südlich anschließende durchfahren werden. Die Pfeiler I u. II (s. Abb. 1) sind auf Druckluftsenkkästen gegründet. Pfeiler III (bisheriger Landpfeiler), der die festen Lager des südlichen festes Brückenteils und außerdem den Auflagerdruck des südlichen Armes der Drehbrücke aufzunehmen hat, ruht auf Pfählen. Durch die Vergrößerung des Kanalquerschnitts werden die Pfähle freigelegt und verlieren ihre Tragfähigkeit. Außerdem kommen vier Pfahlreihen unter dem vorspringenden Fundament ganz in Fortfall, da die Pfeilerbreite von 6,20 m auch unter Wasser nicht überschritten werden darf.

Die „Niederlandsche Spoorwegen“ entschlossen sich daher, den bei der Kanalerweiterung gefährdeten Pfeiler III auf oberhalb und unterhalb anzuordnende Gründungskörper so aufzulagern, daß seine Standfestigkeit ohne Mitwirkung der alten Pfahlgründung gesichert ist und daß das nutzbare Kanalprofil nicht mehr, als durch die Breite des Pfeilerschaftes bedingt ist, eingengt wird. Der alte Pfeiler sollte durch Anordnung einer unteren Eiseneinlage und Verlängerung des Pfeilers bis auf die neu zu schaffenden Auflager als bewehrter Träger wirken. Aus der Notwendigkeit, eine zulässige Bodenpressung von $5,7 \text{ kg/cm}^2$ einzuhalten, ergab sich für die beiden Gründungskörper eine entsprechende Fußverbreiterung unter der Kanalsohle in Richtung der Brückenachse.

Bei der Ausschreibung der Arbeiten im Jahre 1932 war der Bauvorgang für die Abfangkonstruktion des Pfeilers festgelegt. In fünf nacheinander in Richtung der Flußachse durch den Pfeiler

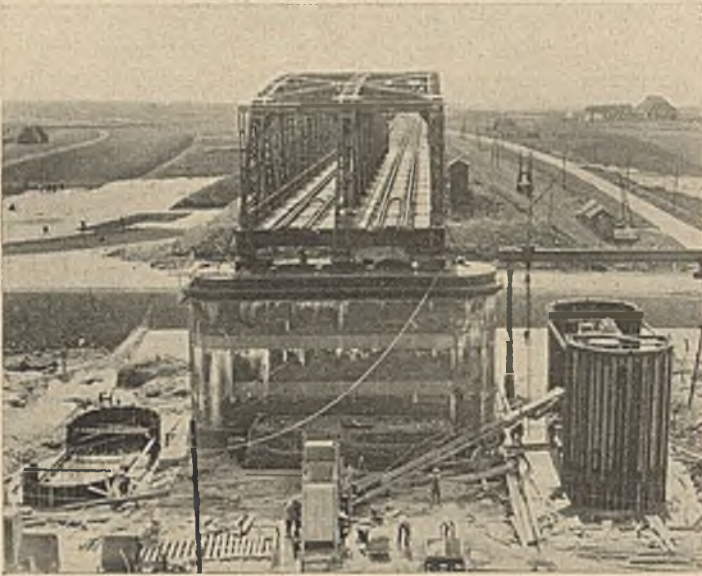


Abb. 2. Gesamte Baustelle. Linker Druckluftgründungskörper bereits abgesenkt, rechter — mit Druckluftschleuse und Aufsatzspundwand — während der Absenkung.

hindurch auszubrechenden Stollen waren die erwähnten Zugeisen- einlagen einzubetonieren. Die runden Pfeilerköpfe waren teilweise abzubrechen. Durch dreieckförmige, bewehrte Widerlager an den Pfeilerköpfen sollten die Druckkräfte der Tragkonstruktion wie in einem Gewölbe auf die neuen Gründungskörper übergeleitet werden.

Nach Fertigstellung der Pfeileraufhängung war der Pfeiler- sockel an den Längsseiten, wie erwähnt, abzubrechen, so daß der Kanalquerschnitt nur noch durch die Stärke des Pfeilerschaftes eingengt war.

Die Ausführung der Aufhängekonstruktion ist auch genau nach dem bauseitigen Projekt vorgenommen worden.

Das Gründungsverfahren für die neuen Stützpfeiler war da- gegen freigestellt. Bedingung war, daß der rege Zugverkehr nicht behindert werden, d. h. daß der alte Pfeiler keine das Einfahren der Drehbrücke behindernden Setzungen erleiden durfte. Weiter- hin war die Möglichkeit vorzusehen, die zunächst auf $-20,50$ NAP vorgesehene Gründungssohle auf $-22,50$ NAP anordnen zu können, und schließlich sollte über $-17,00$ NAP der Beton nicht unter Wasser eingebracht werden.

Der Baugrund bestand aus Lagen von Sand, Fließ- sand, Sand mit Ton, Ton und Torf, von $-16,00$ NAP abwärts aus feinem Sand mit einzelnen Zwischenla- gen von zähem Kleiboden. An der Baustelle der bei- den vom trockenen Gelände aus abzusenkenden Grün- dungskörper wurde der Grundwasserspiegel auf $-2,00$ NAP festgestellt, während der Kanalwasser- spiegel auf $-0,50$ NAP liegt. Die vielen eingegan- genen Vorschläge sahen fol- gende Bauverfahren vor: Druckluftgründung, Brun- nengründung, offene Was- serhaltung und Grundwas- sersenkung mit Aushub zwischen Spundwänden und Gefriergründungen.

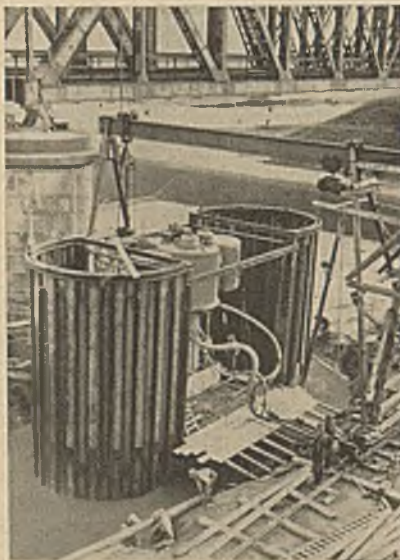


Abb. 3. Einer der beiden Druckluft- gründungskörper während der Ab- senkung, mit Schleuse und Aufsatz- Spundwand.

Von der Ausführung in offener Baugrube ist Abstand genommen worden, weil durch die in diesem Fall für die Durchführung der Arbeiten erforderliche Wasserhaltung die Auftriebsverhältnisse unter dem alten Pfeiler in nicht nachprüfbarer Weise grundlegend geändert worden wären. Die Gefriergründungen schieden wegen zu hoher Kosten aus. Die größte Sicherheit wurde der Druckluft- gründung zugeschrieben, wenn die durch die Form des Gründungs- körpers zu erwartenden Bodenbewegungen ausgeschaltet werden konnten. Die gegenüber dem aufgehenden Teil stark vergrößerte Querschnittsfläche des Fußes des Gründungskörpers hätte ohne besondere Maßnahmen ein Nachstürzen des Erdreichs zur Folge gehabt, das die Standsicherheit des Brückenpfeilers gefährdet hätte. Es mußte daher versucht werden, eine Lösung zu finden, die die Bewegungen des umgebenden Bodens in solchen Grenzen zu halten erlaubte, daß die alte Pfahlgründung nicht gefährdet wurde.

Diese Bedingung erfüllte der von der Amsterdam'- sche Ballast Mij. eingereichte Entwurf, der in Zusammen- arbeit mit der Wayss & Freytag A.-G. aufgestellt war und dessen Ausführung im folgenden kurz beschrieben werden soll:

Die Senkkästen aus Eisenbeton wurden an ihrer Absenkstelle in einer auf $-2,00$ NAP ausgeschachteten Baugrube auf Sand- töpfen betoniert und sachgemäß ausgerüstet. Die Köpfe der Senk- kästen wurden rund ausgebildet, um beim Absenken möglichst steile Gleitflächen im umgebenden Erdreich erzielen zu können

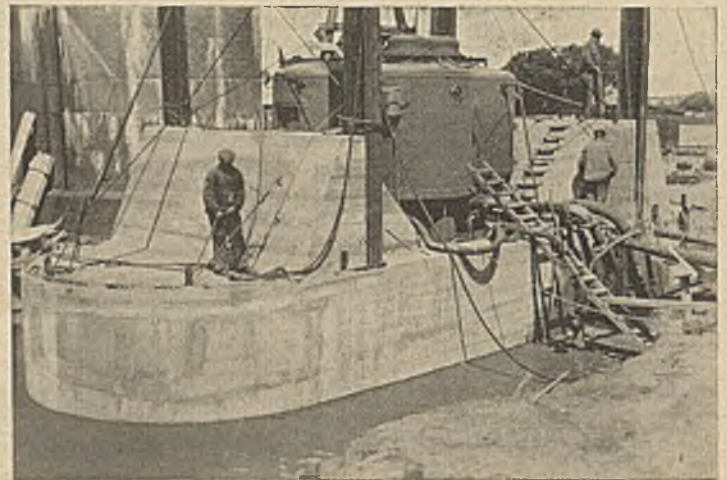


Abb. 4. Eisenbetonsenkkasten des einen Gründungskörpers vor Beginn der Absenkung, noch ohne die Aufsatzspundwand.

Abb. 4). Außerdem sah man eine unsymmetrische Ausbildung der eisernen Schneiden derart vor, daß die dem alten Pfeiler zu gelegenen Teile der Schneiden tiefer als die der anderen Seite ausgebildet wurden (s. Abb. 5). Damit sollte die am alten Pfeiler auftretende Gleitfläche wiederum steiler als die gegenüberliegende gehalten werden, um Lockerungen des Bodens unter dem Pfahlrost nach Möglichkeit ganz zu vermeiden, zumal der absinkende Grün- dungskörper das Bestreben hatte, sich gegen den alten Pfeiler zu neigen. Sobald die Oberkante des Senkkastens in Gelände- höhe lag, wurden die Außenflächen des Schaftes mit Klinkern gemauert und hinter dieselben Beton eingebracht. Am Umfang des über den aufgehenden Schaft hinausragenden Teiles der Senkkästen setzte man Spundwände Profil Larssen I b auf, die unten in einer aus Profilleisen bestehenden Nut geführt waren (s. Abb. 5). Sie wurden am oberen Ende mit einem Holm abgedeckt, der durch senkrechte Zugstangen mit dem Senkkasten zugfest aber lösbar verbunden war. Da im Anschluß an das Klinkermauerwerk des aufgehenden Schaftes keine Befestigung der Spundwände möglich war, wurden die letzten freistehenden Spundwandbohlen mit kräftigen I-Trägern versteift. Die zwei Spundwandkästen jedes Gründungskörpers wurden mit dem Boden des Aushubs verfüllt. Dabei achtete man darauf, daß immer ein Überdruck in den Kästen vorhanden war, so daß die zu durchfahrenden Bodenschich-

ten möglichst wenig gelockert werden konnten. Der Aufbau der Spundwände wurde in drei Abschnitten vorgenommen. Die Spundwandabsätze griffen zahnartig ineinander, wobei die Lücken unter dem Holm jeweils mit Spundwandpaßstücken geschlossen wurden. Zur Verbindung der Ankerstangen dienten Muffen. An der unteren Stoßstelle über dem Senkkasten erhielten sie Linksgewinde, an den Stoßstellen der übrigen zwei Verbindungen Rechtsgewinde. Während des Höherbaus der Spundwände war der Absenkbetrieb eingestellt und der Senkkasten fest in den Boden gesetzt. Hierdurch waren Senkungen, die zu einem Herausziehen der Spundwände aus dem Fußring hätten führen können, nach dem Lösen des Holmes, der zweimal bei jedem Gründungskörper abgenommen und auf die aufgeständerte Wand wieder aufgesetzt werden mußte,

unmöglich. Die Spundwände der einzelnen Abschnitte waren miteinander durch Laschen verbunden (s. Abb. 5).

Die Arbeitskammer wurde in üblicher Art ausbetoniert. Nach kurzer Zeit konnten die Holme der Spundwandaufsätze abgenommen und die Anker leicht gezogen werden. Schwieriger gestaltete sich das Ziehen der Spundwände, die nur mit einem Pfahlzieher gezogen werden konnten. Irgendwelche merklichen Setzungen des alten Pfeilers durch das Ziehen der Spundwände sind nicht eingetreten.

Der Druckluftaushub wurde durch Syphonieren bewirkt. Durch die langsam vorgenommene Absenkung im Zweischichtenbetrieb bei dreischichtiger Lufthaltung wurde der Boden so ausgetrocknet, daß selbst die Fließsand- und weichen Kleischichten

unter dem stark belasteten Pfahlrost ihre Fließeigenschaften verloren. Die vorgefundenen Torfschichten boten den Senkkastenschneiden einen sehr starken Widerstand. Sie konnten nur mittels Hacke gelöst werden. Mit Rücksicht auf den Pfeiler war bei den Torfschichten besondere Vorsicht im Absenkbetrieb erforderlich, da, wie durch genaue Nachprüfung der alten Gründung festgestellt worden war, ein großer Teil der Pfahlspitzen auf diesen Torfmatratzen aufsaß. Beim zuerst abgesenkten Pfeiler wurden beim Anschnitten der ersten Torfschicht auf —16,00 Sumpfgase frei, die zur Anwendung besonderer Sicherheitsmaßnahmen (starke Entlüftung, Gasmasken) führten. Nach vorheriger Prüfung des Baugrundes in der Arbeitskammer wurde die Absenkung erst in der Teufe —22,50 NAP beendet.

An den Bewegungen des alten Pfeilers der im vollen Betrieb befindlichen Drehbrücke konnte der Erfolg der für geringstmögliche Bodenbewegungen beim Absenken getroffenen Maßnahmen beurteilt werden. Die Setzungen des alten Pfeilers, die laufend gemessen wurden, betragen zum Schluß 31 mm an der Ostseite und 21 mm an der Westseite. Bemerkenswerte Behinderungen des empfindlichen Abriegelungsmechanismus der Drehbrücke sind nicht aufgetreten. Durch das günstige Ergebnis war die Wahl der beschriebenen Gründungsart im vollsten Maße gerechtfertigt.

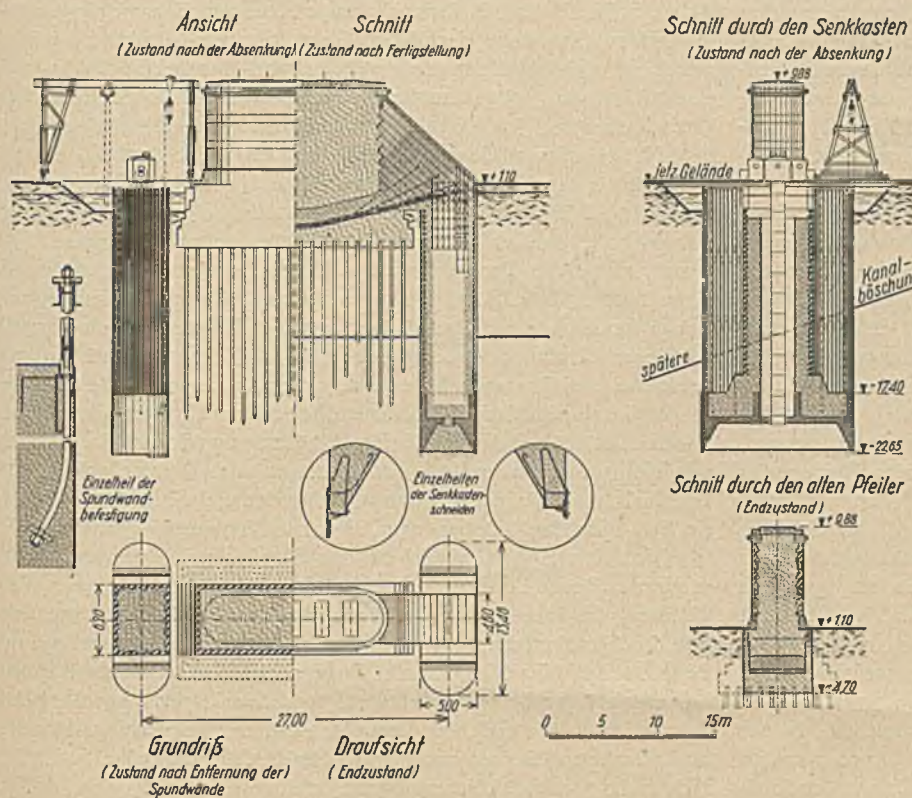


Abb. 5. Zustand nach Absenkung eines der Druckluftgründungskörper und Zustand nach Fertigstellung der ganzen Abfangkonstruktion. Einzelheiten.

ZEITGEMÄSSE FRAGEN IM BAUMASCHINENWESEN.

Von Dipl.-Ing. T. v. Rothe.

Trotz der in fast allen Ländern der Welt z. Z. vorherrschenden Arbeitslosigkeit und den überall einsetzenden Maßnahmen zu ihrer Bekämpfung, die besonders im Bauwesen heute begreiflicher Weise der Handarbeit wieder eine bevorzugte Stellung einzuräumen bestrebt sind, gibt es eine Fülle von Aufgaben, die im neuzeitlichen Baubetrieb ohne die Hilfe der Maschine nicht durchgeführt werden können, wenn Qualitätsarbeit gefordert ist und die Wirtschaftlichkeit der Betriebsführung gewährleistet werden soll.

Die drei Hauptaufgaben der Maschinen im Bauwesen, die Arbeiten der Baustoffgewinnung, der Baustoffaufbereitung und -verarbeitung und der Bewältigung der Fördervorgänge bieten hierfür Beispiele genug. Hinzu treten Einzelaufgaben, die den Baumaschinen durch die neuzeitlichen Bauverfahren zugewiesen werden und deren Durchführung ohne sie unmöglich ist. Die allgemeinen Entwicklungstendenzen der Maschinen im modernen Baubetrieb sind einerseits Leistungssteigerung, andererseits Vereinfachung und Vereinheitlichung der Bauarten, Streben nach Universalität, d. h. nach möglichst vielseitiger Verwendungsfähigkeit der Geräte, Automatisierung des Arbeitsvorganges und Anpassung der Konstruktion der Geräte an die mechanisierten Bauvorgänge. Im einzelnen finden wir das Bestreben, nach Möglichkeit die

intermittierende Arbeitsweise durch eine kontinuierliche zu ersetzen, die Verwendungsmöglichkeit und -bereitschaft durch Benutzung des Räupenfahrwerkes zu erhöhen und an Stelle des Dampfbetriebes den elektrischen oder Rohölantrieb zu bevorzugen.

Betrachten wir die oben angeführten Hauptaufgaben der Maschinen im neuzeitlichen Bauwesen, so finden wir allenthalben diese Tendenzen verwirklicht. Schon bei der zur Baustoffgewinnung erforderlichen Bewegung größerer Erd- und Felsmassen tritt das Streben zur Schaffung möglichst universell verwendbarer, beweglicher Baumaschinen in der letzten Zeit deutlich hervor. Die kleinen 1/2-cbm-Löffelbagger, wie sie Orenstein & Koppel, Menck & Hambrock, die Demag und die Weserhütte A.-G. bauen, sind meist mit Dieselmotorantrieb und mit einer Ausrüstung versehen, die sie als typische Universalgeräte kennzeichnet, so daß sie als einfache Löffelbagger, als Tieflöffel-, Planierlöffel-, als Schleppschaufel- und Greifbagger, als Kran und Ramme verwendbar sind. Arbeiten diese vorzugsweise bei mittleren und kleineren Baustellen einzusetzenden Geräte absatzweise, so bietet der Eimerkettenbagger, wie er von den großen deutschen Baumaschinenfirmen — Fr. Krupp A.-G., Lübecker Maschinenbaugesellschaft und Maschinenfabrik Buckau R. Wolff — hergestellt wird, die Möglichkeit zu kontinuierlichem Lösen und Laden. Für die vorbildlichen Ab-

raumbetriebe in Deutschland ist dieses Gerät zu außerordentlicher Leistungsfähigkeit entwickelt worden.

Bei der zweiten Hauptfrage maschinellen Einsatzes im Baubetriebe, der Baustoffaufbereitung und -herstellung, sind es vor allem die Aufgaben der Zerkleinerung der Rohstoffe zur Herstellung des Zuschlagmaterials für den heute bevorzugten Baustoff, den Beton, die den Maschinen zufallen. Die modernen deutschen Steinbrecheranlagen, wie sie z. B. von den Firmen Fr. Krupp-Grusonwerk A.-G., Magdeburg, Humboldt-Deutzmotoren A.-G., Köln, Jos. Vögele A.-G., Mannheim u. a. hergestellt werden, erfüllen diese Aufgaben in technisch und wirtschaftlich einwandfreier Weise. Vorbrecher, Nachbrecher, Backen- oder Rundbrecher, Sortiereinrichtungen, Feinbrechanlagen, wie Walzen- und Kugelmühlen, besorgen heute die Zerkleinerung und Zermahlung des Materials, umfangreiche Waschanlagen in Form von Gegenstrom- oder Unterwasserwaschmaschinen, da wo erforderlich, seine Reinigung. Beweise für die Güte der deutschen Erzeugnisse bieten die beim Bau der großen neueren Talsperrenbauten im In- und Auslande verwendeten derartigen Anlagen größten Ausmaßes.

Der Aufbereitung folgt die Aufgabe der Mischung der Zuschlagstoffe mit dem Bindemittel. Hier ist in den letzten Jahren die Tendenz zu verzeichnen, neben den absatzweise arbeitenden Mischern auch kontinuierlich arbeitende Maschinen zu verwenden. Der „Continus“-Mischer von Vögele (Mannheim), wie der „Regulus“-Mischer von G. A. Seelemann Söhne (Neustadt-Orla) arbeiten mit stetiger Rohstoffaufnahme und stetiger Ausstoßung des fertigen Mischgutes. Beide liefern nach den vorgenommenen Untersuchungen ein einwandfreies Mischerzeugnis. Neuzeitliche deutsche Zusatzgeräte zur Sicherung einwandfreier Mischungsverhältnisse sind die Wasserabmeßvorrichtungen von Voglsamer, Otto Kaiser, der Allgemeinen Baumaschinen A.-G. u. a. sowie der Wasserautomat und der Mischzeitregler von Peschke, Zweibrücken. Als Sonderausführungen seien die für die Zwecke des Straßenbaues besonders konstruierten Straßen-Betonmischer erwähnt, wie sie von den Firmen Draiswerke, Kaiser, Hüttenwerk Sonthofen, Vögele u. a. in den verschiedensten Konstruktionen hergestellt werden. Für größere Arbeiten werden meist selbstfahrende Bauarten eingesetzt, die die Betonverteilung mittels schwenkbaren Auslegerarmes und Kübeln, neuerdings mit bestem Erfolg durch schwenkbare, in der Höhenlage verstellbare Förderbänder vornehmen. Auch für den Teer- und Asphaltstraßenbau liefern die führenden Firmen der deutschen Baumaschinenindustrie vorbildliche stationäre oder fahrbare Aufbereitungsanlagen.

Die dritte Hauptaufgabengruppe der Baumaschinen umfaßt das umfangreichste Gebiet, das fast bei jedem Bauvorgang für die Wirtschaftlichkeit eine ausschlaggebende Rolle spielt, das Gebiet der Förderung. Auf die großen Erdbaugeräte, denen die Aufgaben der Lösung und Förderung zufallen, wurde eingangs bereits hingewiesen. Aus der Fülle der Fördergeräte seien hier nur zwei der wichtigsten neuzeitlichen maschinellen Hilfsmittel, die in Deutsch-

land hergestellt und verwendet werden, als Beispiel erwähnt. In der Betonförderung ist in neuester Zeit das auch für die übrigen Förderaufgaben des Baubetriebes sehr beliebte Förderband mehr und mehr in den Vordergrund getreten, sei es, daß es mit den Mischmaschinen gekuppelt, schwenkbar ein Förderband nach verschiedenen Richtungen ermöglicht, sei es daß es zu mehreren hintereinander geschaltet auf größere Längen die Förderung übernimmt. Die neuesten Untersuchungen des Forschungsinstituts für Maschinenwesen beim Baubetrieb an der Technischen Hochschule Berlin über die Bandbeförderung bestätigen die Leistungsfähigkeit des Gerätes und die Möglichkeit seiner wirtschaftlichen Verwendung auch für den Betontransport. Als neuestes Förder- und Einbringungsgerät für Beton ist die Betonpumpe zu verzeichnen, die von der Torkret G. m. b. H., Berlin, in ihrer neuesten Konstruktion mit liegendem Zylinder (nach dem Verfahren Giese, System Koojman) gebaut wird und sich bei einer großen Reihe von Baustellen des In- und Auslandes bestens bewährt hat. Neuerdings haben auch die Firmen Otto Kaiser und Jos. Vögele Betonpumpen auf den Markt gebracht.

Neben diesen Hauptaufgabengruppen stellt der neuzeitliche Baubetrieb den Baumaschinen auf Grund einzelner Bauvorgänge noch eine Fülle der verschiedensten Sonderaufgaben. Nur einige der wichtigsten hierfür benötigten Geräte seien hier genannt: die Pumpen für die Trockenlegung offener Baugruben oder für die Grundwasserabsenkung, die verschiedenen Rammwerkzeuge, von denen insbesondere die schnellschlagenden Rammhämmer als neuzeitliches Gerät erwähnenswert sind, die Stahlspundwände zum Abschluß der Gruben oder neuerdings auch als wertvolles Bauelement, die mechanischen Hilfsmittel der Druckluftgründungen sowie die Gesamtheit der Preßluftgeräte für den modernen Baubetrieb, wie Kompressoren und die von ihnen angetriebenen Geräte, Aufbruchhämmer, Stampfer, Spaten, die zu den vielseitigsten Aufgaben im Erd-, Straßen-, Beton- und Eisenbau Verwendung finden.

Von den Spezialmaschinen des Straßenbaues verwendet der moderne Baustellenbetrieb neben den Straßenwalzen zur Verdichtung des Baustoffes im Beton-, wie Teer- und Asphaltstraßenbau den Straßenfertiger, dessen neueste Konstruktion, der von der Dingerschen Maschinenfabrik, Zweibrücken, hergestellte Stampfhämmerfertiger sich als hochwertiges Universalgerät bewährt hat. Auch die von der gleichen Firma konstruierten Böschungs-Planier- und Böschungs-Betoniermaschinen für den Kanalbau sind wichtige Neuerungen der deutschen Baumaschinenindustrie.

Aus der Fülle der übrigen auf der Baustelle benötigten Maschinen, die fast allen Zweigen der Maschinenindustrie entstammen, sei nur noch erinnert an die weitgehende Anwendung der Elektrizität, an die verschiedenen Antriebsmaschinen in Gestalt von Lokomotiven und Verbrennungsmotoren, an das Rollmaterial, die Verwendung des Kraftwagens in der Bauwirtschaft und die vielseitigen Holz- und Metallbearbeitungsmaschinen für die Einrichtung der Reparaturwerkstätten der neuzeitlichen Großbaustellen.

AUS DER TÄTIGKEIT DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS IM GESCHÄFTSJAHR 1933.

Von Reg.-Bmstr. a. D. Dr.-Ing. W. Petry, Oberkassel-Sieglkreis.

Mit Hoffnungen auf eine allmähliche Belebung der Bautätigkeit ist die deutsche Bauwirtschaft in das Jahr 1933 eingetreten. Ihre Erwartungen sind in hohem Maße in Erfüllung gegangen. Die starke Regierung des neuen Reiches hat im Bewußtsein der Schlüsselstellung des Baugewerbes ihre Maßnahmen zur Arbeitsbeschaffung und Belebung der Gesamtwirtschaft in erster Linie auf das Gebiet des Bauwesens erstreckt. Seit Jahren vorbereitete, technisch und wirtschaftlich oft dringend erforderliche Instandsetzungsarbeiten, Verbesserungen und Neuanlagen sind in Angriff genommen worden. Die grundlegende Neugestaltung des deutschen Verkehrswesens durch die Reichsautobahnen hat den deutschen Bauingenieuren und Bauunternehmungen Aufgaben gebracht, wie sie in dieser Großzügigkeit der Planung und Durchführung im Inlande seit Jahrzehnten kaum mehr vorgekommen sind.

Die technisch-wissenschaftlichen Aufgaben des Deutschen

Beton-Vereins seinen Mitgliedern und allen übrigen mit dem Betonbau befaßten Stellen gegenüber bleiben auch in Zukunft bestehen und haben mit dem Wiederaufstieg des Bauwesens manche Erweiterung erfahren.

Von den vielseitigen Arbeiten und Aufgaben des Deutschen Beton-Vereins kann hier nur wenig kurz erwähnt werden.

Über die technischen Beratungen und Auskünfte, die die Geschäftsstelle erteilt oder vermittelt hat, wurden die Mitglieder, soweit dafür ein allgemeines Interesse bestand, durch Rundschreiben unterrichtet. Gesammelt wurden Erfahrungen mit Tonerdezement vor allem gegenüber chemischen Angriffen, weil über die Eigenschaften des Tonerdezementes vielfach falsche Vorstellungen verbreitet sind. Die Angelegenheit wird noch weiter verfolgt, um einerseits auf Unkenntnis beruhende Fehlschläge zu verhüten und andererseits Anregungen für die Verwendung von Tonerdezement

zu geben, wo damit Vorteile verbunden sind. Die technischen und wirtschaftlichen Eigenschaften von Stahlschalungen wurden durch eine Umfrage weiter geklärt. Es ergab sich, daß die in den bautechnischen Mitteilungen Nr. 5 vom Jahre 1932 vertretenen Auffassungen den praktischen Erfahrungen entsprachen. Neuerdings wieder auftauchende Zweifel an der Eignung des Eisenbetons für Getreidesilos konnten als unbegründet widerlegt werden.

Die Bestrebungen des Luftschutzes hat der Deutsche Beton-Verein, soweit bauliche Maßnahmen in Frage kommen, bereitwilligst unterstützt. Es besteht kein Zweifel, daß Eisenbetonkonstruktionen gegen die Angriffsmittel aus der Luft besonders widerstandsfähig sind. Die hohe Feuerbeständigkeit des Eisenbetons bietet wirksamen Schutz gegen Brandbomben. Wir streben deshalb an, daß bei Neubauten die obersten Decken feuerbeständig ausgeführt werden. Gegen Sprengdruck bietet der monolithische Eisenbetonbau ohne weiteres einen besonders großen Widerstand. Dies wurde auch durch das Verhalten der Eisenbetonbauten bei der Gasbehälterexplosion in Neunkirchen bestätigt. Durch Verwendung von Schrägen zwischen Balken und Säulen und bevorzugte Anordnung von kreuzweiser Bewehrung in den Decken läßt sich die Luftschutzleistung von Eisenbetonbauten leicht erhöhen. Kreuzweise Bewehrung der Decken und Wände und rahmenartige Verbindung dieser Bauteile ist die gegebene Bauweise für Luftschutzkeller. Mit Hilfe von Eisenbeton ist es weiter leicht möglich, Treppenhäuser als Luftschutzräume auszubilden. Auch für die Verstärkung bestehender unzulänglicher Decken bietet der Eisenbetonbau eine wirtschaftlich tragbare Lösung.

Unter den technischen Arbeiten des Deutschen Beton-Vereins nahm wie immer die Zusammenarbeit mit dem Deutschen Ausschuß für Eisenbeton einen hervorragenden Platz ein. Sie erstreckte sich im Berichtsjahre hauptsächlich auf die Ausarbeitung eines neuen Hauptarbeitsplanes, nach dem die Versuche des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton in den nächsten Jahren geleitet werden sollen. Das Erscheinen verschiedener neuartiger und hochwertiger Bewehrungen, wie Iestegstahl, Baustahlgewebe und Benzingerflecht, die nur mit erhöhten zulässigen Stahlbeanspruchungen wirtschaftlich ausnutzbar sind, zwingt zu einer Überprüfung der bestehenden Anschauungen über die Verbundwirkung und Sicherheit von auf Biegung beanspruchten Eisenbetonbauteilen. In engem Zusammenhang damit stehen die Bestrebungen zur Erhöhung der Rißsicherheit des Betons. Die Erkenntnisse, die bei anderen Baustoffen über den Einfluß oftmals wiederholter Belastungen auf die Sicherheit gewonnen worden sind, legen entsprechende Feststellungen bei Beton und Eisenbeton nahe. Im Auslande an verschiedenen Stellen durchgeführte Untersuchungen über die plastische Verformung des belasteten Betons sollen auch bei uns verfolgt werden, besonders im Hinblick auf das Maß der in der Berechnung zu berücksichtigenden Schwind- und Temperatureinflüsse. Auch die Auffassungen über die Herstellung wetterbeständigen und undurchlässigen Betons, über die Eignung der Zuschlagstoffe und den Schutz des Betons gegen chemische Einwirkungen bedürfen noch weiterer Klärung. Nachdem die ausgedehnten Untersuchungen über die Verbundwirkung in Säulen abgeschlossen sind, soll die Knicksicherheit sehr schlanker, vor allem aber auch umschnürter Säulen nachgeprüft werden.

Von dem Leiter der Geschäftsstelle und seinem technischen Mitarbeiter wurden im Laufe des Berichtsjahres acht Vorträge aus dem Gebiete des Beton- und Eisenbetonbaues gehalten. Diese Vorträge wurden von der Deutschen Gesellschaft für Bauwesen, dem Reichsverband Industrieller Bauunternehmungen bzw. dem Reichsverband des Ingenieurbaues, vom Kampfbund der Deutschen Architekten und Ingenieure und dem Außeninstitut einer technischen Hochschule veranstaltet. Die Filme des Deutschen Beton-Vereins und seiner Mitglieder wurden an verschiedene technische Hochschulen und höhere technische Lehranstalten verliehen. In fünf bautechnischen Mitteilungen wurden verschiedene Gebiete des Beton- und Eisenbetonbaues behandelt.

Durch Verhandlungen mit zentralen Behörden wurden die Bemühungen fortgesetzt, Mißstände im Vergabungswesen zu beheben. Trotz der in der Vorbemerkung zu den amtlichen Eisenbetonbestimmungen enthaltenen eindeutigen Forderung, nur fachkundige Unternehmer mit der Ausführung von Beton- und Eisenbetonbauten zu betrauen, sind die Klagen nicht verstummt, daß gegen diese Bestimmungen — auch von amtlichen Stellen — verstoßen wird. Ein Einsturz im Sommer des Berichtsjahres, dem glücklicherweise keine Menschen zum Opfer fielen, konnte auf völlig unzureichende Sachkenntnis des fachfremden Unternehmers zurückgeführt werden. Bei der Ausschreibung der Ledabrücke bei Leer hat das Landesdirektorium der Provinz Hannover für den Fall einer Ausführung in Eisenbeton die Bedingung gestellt, daß die ausführende Unternehmung bzw. die federführende Unternehmung einer Arbeitsgemeinschaft Mitglied des Deutschen Beton-Vereins sein müßte. Wenn sich auch die zentralen Behörden aus grundsätzlichen Erwägungen nicht entschließen konnten, eine entsprechende Vorschrift zu erlassen, so haben doch der Herr Reichsverkehrsminister und die Deutsche Reichsbahngesellschaft die Bestrebungen des Deutschen Beton-Vereins dadurch anerkannt, daß sie die nachgeordneten Stellen auf die Leistungen des Deutschen Beton-Vereins hingewiesen und ersucht haben, bei Ausschreibungen die Mitglieder des Deutschen Beton-Vereins mit zu berücksichtigen. Dem Ersuchen ist das Mitgliederverzeichnis des Deutschen Beton-Vereins beigelegt worden.

Von den technischen Körperschaften, an deren Arbeiten der Deutsche Beton-Verein auch im Berichtsjahre teilgenommen hat, können nur einzelne genannt werden. Der Deutsche Normenausschuß mit seinem Ausschuß für massive Straßenbrücken brachte im Laufe des Jahres „Richtlinien für die Überwachung und Prüfung massiver Straßenbrücken“ DIN 1077 und eine Neufassung der „Berechnungsgrundlagen für massive Straßenbrücken“ DIN 1075 heraus. Im Ausschuß für einheitliche technische Baupolizeibestimmungen wurde DIN 1055, „Nutzlasten im Hochbau“, nahezu abgeschlossen. Die Kommission zur Untersuchung der Verwendbarkeit von Hochofenschlacke prüfte Bleischlacken als Gleisbettungsstoff und Straßenbaustoff. In der Fachgruppe „Konstruktiver Ingenieurbau“ der Deutschen Gesellschaft für Bauwesen wurden einheitliche „Bestimmungen über Feuerschutz“ bearbeitet. Die Internationale Vereinigung für Brückenbau und Hochbau gab zum ersten Male Mitteilungen heraus über neue Literatur und bemerkenswerte Bauten, unter denen die Arbeiten deutscher Unternehmungen einen hervorragenden Platz einnehmen. Die Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau veröffentlichte ein vom Ausschuß „Betonstraßen“ bearbeitetes zusammenfassendes „Merkblatt für Betonstraßen“. Dieses Merkblatt wurde später durch „Technische Grundsätze für die Ausbildung von Betondecken auf Autobahnen“ ergänzt. Der vom Deutschen Beton-Verein gemeinsam mit dem Bund der Deutschen Betonwerke ausgestattete Saal „Beton“ im Deutschen Museum in München konnte zur Jahresfeier des Museums der Öffentlichkeit übergeben werden.

Manche Mitglieder des Deutschen Beton-Vereins haben auch im Jahre 1933 noch schwere Zeiten durchlebt. Für die Finanzen des Vereins, dessen Einnahmen sich auf den äußerst geringen Beschäftigungsgrad des Jahres 1932 stützen mußten, war das Jahr 1933 schlimmer als jedes Jahr zuvor. An seiner Schwelle aber stand die Hoffnung, daß der Tiefststand erreicht ist, an seinem Ende die Gewißheit, daß es aufwärts geht. So ist der Deutsche Beton-Verein voll Zuversicht in das neue Jahr mit seinen vielseitigen Bauaufgaben eingetreten, bereit, seinen Teil zum Gelingen des großen Aufbauwerkes beizutragen.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE

Italienische Forschungen auf dem Gebiete des
Betonstraßenbaues.

In Italien gab es bereits vor dem Kriege eine Anzahl recht guter Betonstraßen. Heute besitzt Italien bereits etwa vier Millionen Quadratmeter Betonstraßendecken auf den großen Autostraßen, sowie auf sonstigen staatlichen bzw. kommunalen Verkehrswegen.

Dieser Aufschwung des Betonstraßenbaues ist vor allem auf die systematischen wissenschaftlichen Untersuchungen der italienischen Straßenbau-Institute zurückzuführen. Neuerdings erschien ein kleines Werkchen „Pavimentazioni Cementizie“¹, in dem Prof. Vandone, Mailand, über seine Untersuchungen auf dem Gebiet des Betonstraßenbaues berichtet. Nachstehend soll aus der sehr wertvollen Schrift das Wichtigste in gedrängter Form mitgeteilt werden.

Einleitend befaßt sich Vandone ausführlich mit den verschiedenen Methoden, die notwendige Stärke einer Betondecke nach der Theorie der Platten auf elastischer Unterlage zu ermitteln.

Ausgehend von den ersten derartigen Berechnungen des Amerikaners Goldbeck, der mit äußerst vereinfachten Annahmen zu der Beziehung

$$\sigma_{bz} = \frac{3 \cdot P}{h^2}$$

(P = Einzellast in kg, punktförmig angreifend gedacht, h = Stärke der Betonplatte in cm, σ_{bz} = Biegungsspannung des Betons in kg/qcm) führten, unterzieht er die Gleichungen von H. M. Westergaard² und die Theorie von Nadaj³ einer kritischen Betrachtung hinsichtlich ihrer Anwendbarkeit auf die Berechnung von Betonstraßenplatten. Dabei kommt er u. a. zum Ergebnis, daß

die Wahl der Bettungsziffer k von untergeordneter Bedeutung sei; eine Vergrößerung des Wertes k auf das 4fache ($k = 1,5 \text{ kg/cm}^2$ bzw. $= 6 \text{ kg/cm}^2$) veränderte die Spannungen nur um 24%, und daß

Flächenlasten sehr viel kleinere Spannungen als konzentrierte Lasten verursachen.

Daß jedoch alle diese Berechnungen trotzdem den wahren Spannungszustand in einer Betonplatte nicht erfassen, beweist Vandone an dem Beispiel einer 7 cm starken Betonstraßendecke, die unter sehr schwerem Verkehr sich bis heute sehr gut gehalten hat, während sie nach den Formeln von Westergaard und Nadaj bei Belastung durch ein Lastwagenrad von 3,17 t Gewicht, wie es nach den italienischen Verkehrschriften zulässig ist, bereits Biegungsspannungen von 80 kg/cm^2 erfahren würde — ein Wert, der erheblich über der Biegezugfestigkeit eines guten, nicht armierten Betons liegt. Offenbar ist der Wert k bei einem sorgfältig vorbereiteten Unterbau verhältnismäßig sehr hoch; besonders gilt dies für den Fall, daß die Betondecke auf eine alte Chaussee oder womöglich auf ein altes eingefahrenes Pflasterbett zu liegen kommt.

Wie Vandone in seinem Institut die Größe der Bettungsziffer k durch direkte Messungen feststellte, beschreibt er in seinem Vortrag, den er auf dem ersten nationalen Betonstraßenkongreß in Rom (vom 29. bis 31. März bzw. 1. April 1933) hielt⁴.

Zur Durchführung der Prüfung stellte man kleine Betonzylinder von 2,5–15 cm Stärke und 15 cm äußerem Durchmesser her, die man der Kugeldruckprobe unterwarf. Zwischen Pressenteller und Versuchskörper wurde eine Stahlkugel von 50 mm Durchmesser eingeschaltet. Der Beton der Versuchskörper hatte eine Festigkeit von rd. 400 kg/cm^2 nach 28 Tagen, entsprach also einem guten Straßenbeton. Die Festigkeiten der Platten bewiesen, daß eine rd. 7 cm starke Betondecke auf starrer Unterlage mindestens die 3fache Last eines schwersten eisenbereiften Rades zu tragen vermag. Berechnet man nun aus den Bruchlasten und der Betonfestigkeit von ca. 400 kg/cm^2 rückwärts den Durchmesser b der Druckfläche, so erhält man für $a = 0$ (punktförmige Last) im Mittel $b = 0,4 h$. Die allgemein übliche Annahme $b = h$ (Druckverteilung unter 45°) entspricht demnach bei vollkommen starrer Unterlage nicht der Wirklichkeit (h = Plattenstärke).

Ein weiteres Kapitel seines Buches widmet Vandone den klimatischen Einflüssen und den dadurch in den Betonplatten hervorgerufenen Spannungen. Allmähliche gleichmäßige Erwärmung oder Abkühlung einer Betonplatte würde diese, wenn man zunächst einmal von der Reibung auf der Unterlage absieht, nicht in Spannung versetzen. Anders dagegen bei heftigem Temperaturwechsel, der abgesehen von den Normalspannungen vor allen Dingen Biegebeanspruchungen zufolge des Temperaturgefälles in der Platte hervorzurufen vermag.

¹ Pavimentazioni Cementizie, Ricerche e Studi Sperimentali von Prof. J. Vandone, Verlag Ulrico Hoepli, Milano 1933—XI.

² Siehe Public Roads, April 1926, „Analysis of stresses in Concrete Roads“.

³ Nadaj, A.: „Biegebeanspruchungen von Platten durch eine Einzelkraft.“ Schweizerische Bauzeitung, Band 76 (1920) und „Die elastischen Platten“, Berlin, Julius Springer 1925.

⁴ Dieser Vortrag ist als Druckschrift unter folgendem Titel erschienen: I° Convegno nazionale della Strada in Cemento „Gli Studi Italiani sulle Pavimentazioni in conglomerato Cementizio“. Relatore: Dr.-Ing. Prof. I. Vandone.

Vandone beobachtete an einer Betonstraße in Mailand die Längenänderungen einer 15 m langen Platte bei Temperaturen zwischen -2° und $+43^\circ \text{C}$. Dabei ermittelte er den Temperaturausdehnungskoeffizienten α des Betons mit $0,95 \cdot 10^{-5}$, während bei reibungsfrei gelagerten Platten dieser Koeffizient den Wert $1,1-1,3 \cdot 10^{-5}$ besitzt. Demnach wurde durch die Reibung der Betonplatten auf ihrer Unterlage nur ein sehr geringer Teil der Volumenänderungen in Spannungen

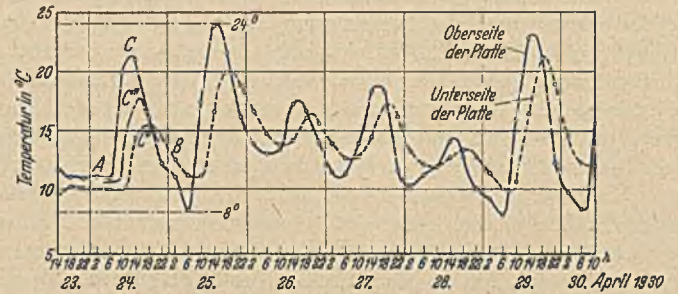


Abb. 1. Temperaturmessungen an einer Betonplatte; Kurven des Temperaturwechsels an der Plattenober- und Unterseite.

verwandelt. Es ist also sehr wichtig, die Unterlage, auf der eine Betondecke verlegt werden soll, möglichst gut abzugleichen und dadurch die Reibung der Platten auf ein Mindestmaß herabzudrücken.

Durch diese Maßnahmen können allerdings die Biegezugspannungen aus Temperaturgefälle zwischen Ober- und Unterseite der Platten nicht ausgeschaltet werden. Bei direkter Sonnenbestrahlung dehnt sich die Plattenoberseite aus, die Platte wölbt sich konvex nach oben, das Eigengewicht der nur an den Rändern aufliegenden Platte erzeugt Zugspannungen an ihrer Unterseite. Bei der nachts eintretenden Abkühlung der Platten liegen die Verhältnisse umgekehrt. Die Betonplatte unterliegt demnach einem ständigen Spannungswechsel, wobei sie sich auf ihrer Unterlage wölzt (der Amerikaner bezeichnet dies mit „curling“). Messungen an einer Versuchsstraße in Chertsey in England ergaben, daß eine 9" starke Platte sich an den Rändern um 1,3 mm hob, wenn die Temperatur von $+24^\circ$ auf $+8^\circ$ fiel. Dabei ist zu berücksichtigen, daß das Eigengewicht der Platte eine Durchbiegung hervorruft, die diese Hebung verringert (Abb. 1). Während es sich mit Rücksicht auf die



Abb. 2. Fahrversuche auf der Probestraße bei Binasco.

Verringerung der Temperaturspannungen empfehlen würde, die Plattenstärke einer Betonstraße möglichst gering zu halten, verlangt die stetige Zunahme der Verkehrslasten eine Mindeststärke, wenn namentlich bei einem wenig oder ungleichmäßig tragfähigem Untergrund eine Überbeanspruchung der Platten vermieden werden soll.

Aber auch die Größe des Verschleißes, der bei einer gegebenen Verkehrsstärke und der Art der Fahrzeugbereifung zu erwarten ist, beeinflusst wesentlich das Maß der Deckenstärke. Mit dieser Frage hat sich das Mailänder Institut besonders eingehend befaßt. Es war bekannt, daß der luftbereifte oder der mit Vollgummireifen versehene Kraftwagen nur einen sehr geringen Verschleiß der Decke hervorruft. Hingegen weiß man, daß das eisenbereifte, von Pferden gezogene Fahrzeug als der wahre Feind der Betondecke gelten muß. Wie groß allerdings der Verschleiß ist, der durch eisenbereifte Fuhrwerke verursacht wird, darüber konnte man sich bislang kein richtiges Bild machen. Vandone führte daher in seinem Institut Verschleiß-Festigkeitsuntersuchungen an verschiedenen Betonsorten durch und ergänzte die im Laboratorium gewonnenen Erkenntnisse durch praktische Fahrversuche auf einer der Azienda Autonoma statale della Strada unterstehenden Versuchsstraße bei Binasco (Umgehungsstraße „dei Givoli“ der Staatsstraße 35 bei Binasco).

Die Verschleiß-Festigkeitsuntersuchungen im Laboratorium wurden mit einer besonders konstruierten Maschine durchgeführt. Der Beton-

versuchskörper ist ein Zylinder von 25 cm Durchmesser und 25 cm Höhe. Er wird mittels eines Druckhebels zwischen zwei Rollenpaare eingespannt, von denen das eine durch einen Elektromotor angetrieben wird. Durch den Andruck, der durch Belastung des Druckhebels mit Gewichten beliebig geregelt werden kann, wird der Probekörper in Umdrehungen versetzt und nimmt seinerseits durch die Reibung das zweite Rollenpaar mit. Die Umdrehungen dieses zweiten Rollenpaares, das durch eine Hebelbremse mit einstellbarem Bremsdruck belastet ist, werden durch Umdrehungszähler gemessen, so daß jederzeit der Schleifweg festgestellt werden kann. Die Geschwindigkeit beim Schleifen ist zwischen 3 und 4 km/Stunde veränderlich. Der Andruck beim Schleifen beträgt normalerweise 300 kg, d. h. 15 kg/cm Felgenbreite der Schleifräder. Mit der geschilderten Vorrichtung lassen sich die verschiedensten Versuchsanordnungen treffen durch Veränderung der Geschwindigkeit, des Andrucks und des Bremsmomentes. Der Verschleiß wird durch den Gewichtsverlust nach einem bestimmten Schleifweg gemessen.

In Ergänzung der Laboratoriumsuntersuchungen wurden auf der Versuchsstraße bei Binasco mit eisenerbeteiligten Fuhrwerken, die jeweils von einem Pferd gezogen wurden, Fahrversuche durchgeführt, und

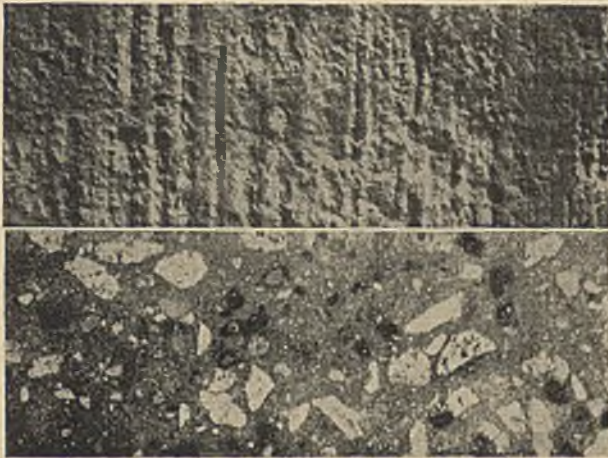


Abb. 3. Abnutzung einer Betonplatte.

Oberes Bild: Ursprüngliche Oberfläche.

Unteres Bild: Oberfläche nach einer Abnutzung um 2,2 mm. Querschnitt der Grobzuschläge 16,3%.

zwar in drei Abschnitten (vgl. Abb. 2). Die erste Belastung von insgesamt 18 000 t brachte keinerlei meßbares Ergebnis, die zweite Belastung von 48 000 t zeigte nur wenig die Unterschiede im Verschleiß der verschiedenen untersuchten Betonarten. Erst nach einer Gesamtbelastung von 100 000 t konnten sichere Rückschlüsse auf den Einfluß der verschiedenen Faktoren, die den Verschleiß bestimmen, gezogen werden. Die Abnutzung der Betondecke durch die Fahrversuche wurde mit Hilfe von Feinnivellements in bestimmten Straßenquerschnitten bzw. an einigen Stellen auch mit einem besonderen Profilographen beobachtet. Die Ergebnisse wurden in Schaubildern aufgetragen, sie führten zu folgenden Schlüssen:

1. Die Güte und Art des Bindemittels beeinflusst den Verschleiß einer Betondecke nur sehr wenig, sofern es sich um erprobte Zementmarken mit guten Festigkeitseigenschaften handelt.
2. Gesteinsmehlzusätze zum Zement haben keinen großen Einfluß auf die Abnutzung des Betons.
3. Mit Steigerung des Wasserzusatzes verminderte sich der Abnutzungs-widerstand des Betons.
4. Zwischen dem durchschnittlichen Verschleiß der Platten ein und desselben Versuchsfeldes und der Abnutzung der einzelnen Platten bestehen ziemlich erhebliche Unterschiede, sie betragen 20—30%.
5. Ein Granitschotterbeton mit 500 kg Zement pro cbm Beton und einem Wasserzementfaktor 0,3 ergab bei einer Gesamtbelastung von 100 000 t einen Verschleiß von 0,9—1,1 mm.

Allgemein kann aus den Versuchen gefolgert werden, daß der Verschleiß einer sorgfältig hergestellten Betondecke von 6 m Breite bei einem reinen Verkehr eisenerbeteiligter Fahrzeuge in Höhe von 3400 t täglich nach zwei Jahren etwa 15 mm im Mittel und 30 mm im Maximum beträgt. Bei einer Verkehrsstärke von 340 t täglich würde dieser Verschleiß nach etwa 20 Jahren erreicht sein. Oder mit anderen Worten, eine Betonstraße, auf der nur eisenerbeteiligte Fahrzeuge verkehren, nutzt sich bei starkem Verkehr verhältnismäßig rasch ab, während eine Straße mit überwiegendem Kraftwagenverkehr nur eine verhältnismäßig geringe Abnutzung aufweisen wird. In Italien gibt es Beispiele für den einen und für den andern Fall, so daß Vandone zu dem wichtigen Schluß kommt: Es hat keinen Zweck Betonstraßen dort zu bauen, wo ein sehr intensiver Verkehr eisenerbeteiligter Pferdefuhrwerke vorherrscht, wohl aber eignet sich die Betondecke ausgezeichnet für den Kraftwagenverkehr, bzw. für Straßenzüge mit überwiegend gummibereiftem Verkehr.

Soweit die italienischen Forschungen auf dem Gebiete des Betonstraßenbaus. Sie decken sich im wesentlichen mit den Ergebnissen anderer Untersuchungen. Es ist die Aufgabe des entwerfenden und bauleitenden Ingenieurs, von Fall zu Fall unter Verwertung der vorhandenen Erfahrungen und wissenschaftlichen Erkenntnisse sowie unter Berücksichtigung der überall anders gelagerten Bedingungen des Verkehrs, des Klimas und nicht zuletzt des Untergrundes die Stärke der Betondecke festzulegen und an die Ausführung der Arbeiten mit der größtmöglichen Sorgfalt heranzugehen. Dann wird die Betondecke, die heute nicht nur in den Vereinigten Staaten unbestritten als bewährte schwere Straßen-decke anerkannt wird, sich auch bei uns ein immer größeres Anwendungsgebiet erobern können.

Dr.-Ing. H. Brandt.

Der Eisenbeton in der Londoner Bauordnung.

Die Londoner Bauordnung hat zwar nur Gültigkeit für die Hauptstadt selbst, aber sie genießt doch auch außerhalb erhebliches Ansehen und dient als Muster für die Bauordnungen anderer Städte in England. Ihre Bestimmungen galten bisher als übertrieben vorsichtig, und es scheint, als ob man bei der in Vorbereitung befindlichen Neufassung der Bauordnung sich mehr der Praxis anpassen wollte. Für den Stahlbau liegen beachtliche Vorschläge, aufgestellt von einem Forschungsausschuß für Stahlbauwerke, bereits vor, und neuerdings ist ein weiterer Ausschußbericht veröffentlicht worden, der Vorschläge für neue Bestimmungen, den Eisenbeton betreffend, enthält. Hinter dem Bericht stehen bedeutende Persönlichkeiten, die den führenden technisch-wissenschaftlichen Gesellschaften Englands angehören. Infolgedessen wird dem Bericht große Bedeutung beigelegt, und es ist sehr wohl möglich, daß seine Empfehlungen einen weitergehenden Einfluß auf das englische Bauwesen ausüben werden, als von Haus aus beabsichtigt war. Der Bericht beschäftigt sich nur mit technischen Fragen, die verwaltungsrechtliche Seite einer Bauordnung berührt er nicht. In seiner Einleitung spricht sich der Bericht dahin aus, daß seine Empfehlungen das Ziel verfolgen, für gute praktische Anwendung der den Betonbau beherrschenden Regeln zu sorgen, ohne dabei den Fortschritt zu hemmen; die Türe für die Einführung neuer Verfahren solle offen bleiben, wenn diese sich durch den von maßgebender Stelle angestellten Versuch als bedenkenlos anwendbar erwiesen.

Die Vorschläge des Berichts sehen drei Arten von Beton vor. Die erste Art, als gewöhnlicher Beton bezeichnet, soll da angewendet werden, wo strenge Bauaufsicht nicht ausgeübt wird und wo sich die Verhältnisse nicht dazu eignen, daß Festigkeitsversuche angestellt werden. Bei einer Mischung von 1 : 2 : 4 soll eine Druckbeanspruchung von 42 kg/cm² zugelassen werden. Bei der zweiten Sorte, bei der der Verwendung vorausgehende Versuche unterstellt werden, wird eine Beanspruchung von 53,5 kg/cm² zugelassen; hierbei wird eine weitergehende Bauaufsicht als im ersten Fall vorausgesetzt, und es sollen auch während des Baus Festigkeitsuntersuchungen angestellt werden. Die dritte Sorte, als Sonderbeton bezeichnet, soll bei der Herstellung mit größter Sorgfalt beaufsichtigt werden; die Festigkeit soll durch Versuche bestimmt werden, und die so gefundenen Festigkeitszahlen bilden die Grundlage für das Maß der zugelassenen Beanspruchung.

Für die zulässige Beanspruchung der Eiseneinlagen soll die Streckgrenze maßgebend sein; 0,45 der Beanspruchung bei dieser Grenze soll als rechnerisch zulässige Beanspruchung gelten. Ferner soll die Rissebildung, die auf der Zugseite von Eisenbeton-Tragteilen auftritt, bei der Bemessung der Eiseneinlagen und ihrer Beanspruchung berücksichtigt werden. Diese Rissebildung soll nicht größer sein, als sie bei einer Beanspruchung der Einlagen mit 1400 kg/cm² auftreten kann. Daraus ergibt sich, daß die Einlageeisen eine Streckgrenze von 3100 kg/cm² aufweisen müssen, damit die genannte Zahl von 0,45 nicht überschritten wird. Da Risse bei wenig Eisenbewehrung weniger auftreten als bei Bauteilen, die stark mit Eisen bewehrt sind, soll bei Einlagen mit hoher Streckgrenze die oben genannte Zahl von 3100 kg/cm² überschritten werden dürfen, aber als obere Grenze soll hier ebenfalls 0,45 der Streckgrenze gelten, und auch der so zugelassene Wert soll 1760 kg/cm² nicht überschreiten, wenn die Bewehrung weniger als 1% des Betonquerschnitts ausmacht. Die so zugelassenen Werte sind höher als diejenigen, die bisher für London galten, überschreiten aber nicht das anderwärts für die Beanspruchung zugelassene Maß.

Der Bericht schlägt noch eine weitere Neuerung vor. Er nimmt bezug auf neuere Versuche, die ergeben haben, daß die Tragfähigkeit einer Säule vom Schwinden des Betons und von der Haftfestigkeit zwischen dem Beton und dem Eisen abhängig ist; infolgedessen nimmt die Beanspruchung des Eisens zu und kann eine bedenkliche Höhe erreichen. Die Tragfähigkeit einer Säule ist also bestimmt durch die Streckgrenze des Eisens und die Druckfestigkeit des Betons. Der Ausschuß schlägt vor, bei der Berechnung von Säulen von der Berücksichtigung des Schlankheitsgrades abzusehen und der Berechnung die Beanspruchung des Eisens im richtigen Verhältnis zur Streckgrenze zugrunde zu legen. Er scheint dafür eine neue, von dem bisherigen abweichende Formel aufgestellt zu haben, die aber leider in unserer Quelle, Engineering vom 19. Januar 1934, nicht wiedergegeben ist. Der Bericht ist von der englischen Reichsdruckerei, His Majesty's Stationery Office, Princes Street, London SW 1, zum Preise von 1s 3d zu beziehen. W e r n e c k e

Das Nationaldenkmal der italienischen Marine in Brindisi.

Unter den italienischen Bildhauern und Architekten wurde 1932 ein Wettbewerb für ein Denkmal in Brindisi ausgeschrieben, das den Heldentaten der Marine gewidmet sein sollte. Von den zahlreich eingegangenen Entwürfen wurde derjenige des Bildhauers Amerigo Bartoli und des Architekten Luigi Brumati „Stacome torre“ (Steh wie der Turm) preisgekrönt. Die Ausführung wurde von der Regierung beschlossen und Anfang 1933 begonnen. Das Werk wurde am 4. November eingeweiht.

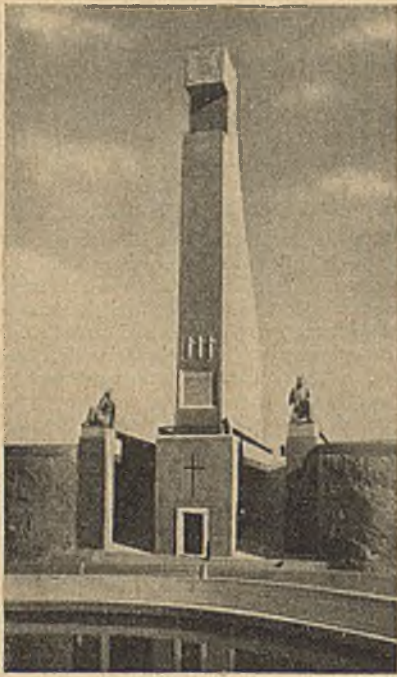


Abb. 1. Gesamtansicht.

Das Denkmal erhebt sich an einer parabelförmig begrenzten Einbuchtung des Meeresstrandes auf einer senkrecht begrenzten Felskante 52,2 m hoch über dem Meeresspiegel und stellt ein gewaltiges Steueruder dar, das auf einem als Grabgewölbe ausgebildeten Sockel ruht (Abb. 1). Zu beiden Seiten desselben führen Treppen vom Strande zur Hochfläche. Die Nischen im Innern des Grabgewölbes sind mit Steinbänken, Gedenktafeln und bildlichen Darstellungen geschmückt. Im Hintergrund des Raumes, dem Eingang gegenüber, erblickt man die Statue der Göttin des Meeres. Die Wände des Denkmals sind innen und außen mit am Orte gebrochenem Tuffstein und mit Stein aus Trani verkleidet.

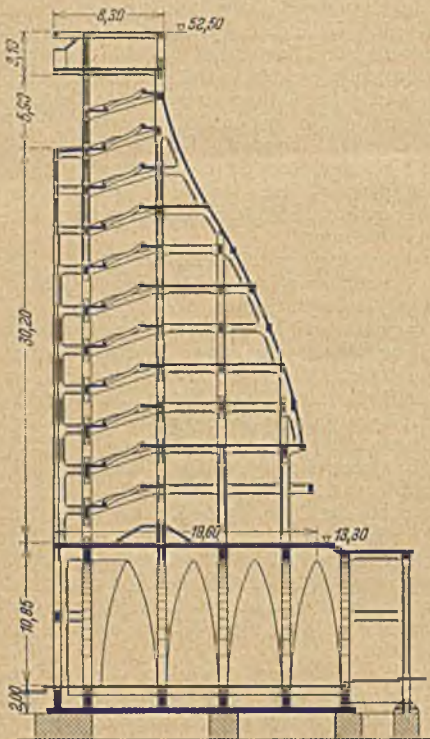


Abb. 2. Langsschnitt.



Abb. 3. Querschnitt.

Die Bauarbeiten wurden Anfang Februar 1933 mit den Felssprengungen begonnen und schritten schnell fort. Geplant war für die Gesamtlast des Bauwerks von 3000 Tonnen eine Gründungstiefe von 1,50 m unter dem Meeresspiegel. Die Belastungsversuche in dieser Tiefe ergaben jedoch, daß der Baugrund sehr nachgiebig und ungleichmäßig war. Das Bauwerk mußte deshalb auf eine Bank von blauem Ton 6 m tief unter dem Meeresspiegel gegründet werden, was durch Versenkung eines Beckenlagers gescheh. 31 Tonnen Eccepiertung wurden zugelassen.

Der Sockel hat eine Grundfläche von 27,0 x 8,0 m und wird durch fünf Kreuzgewölbe gebildet, deren Leibungen langgestreckte, bis auf den

Boden reichende Parabeln sind (Abb. 2 u. 3). Das Bauwerk enthält ein Gerippe von fünf aufrechtgestellten Vierendeelrahmen, die sich von 4,8 m auf 3,8 m Breite verjüngen und durch Längsriegel und eine der Rückenlinie des Steuerfolgende Wand miteinander verbunden sind. Der zweite und dritte Rahmen erreichen die volle Höhe des Bauwerks und bilden den Hauptteil des Gerippes. Dazwischen ist eine Wendeltreppe gespannt, die zu einer 49,4 m über dem Meeresboden liegenden Plattform führt. Zwischen dem ersten und zweiten Rahmen ist ein Aufzugschacht vorgesehen.

Die Rahmen sind für einen Winddruck von 120 kg/m² berechnet, der bei dem schmalen und hohen Bauwerk die Hauptrolle spielt. Die Treppen und Böden sind für 400 kg/m² Nutzlast berechnet. Für den Beton wurden 65 kg/cm² Druckspannung, für das Eisen 1200 kg/cm² Zugspannung zugelassen. Das Mischungsverhältnis für den Beton wurde nach sorgfältiger Messung der Korngrößen des Kieses und Sandes bestimmt. Die während des Baues ständig angestellten Druckproben ergaben Festigkeiten von mehr als 600 kg/cm².

Für die Berechnung wurden die Rahmen näherungsweise als Vierendeelbalken mit zusammenlaufenden Gurtungen betrachtet, der an einem Ende eingespannt und am andern Ende frei ist. Es ist angenommen, daß die Windlasten auf zwei gegenüberliegende Knotenpunkte verteilt und die Verformungen aus Normalkräften vernachlässigt werden können. Dann werden die Momente aus Winddruck in den Riegelmitten gleich Null, und die Berechnung wird zurückgeführt auf wiederholte Anwendung der Sechsmomentengleichung.

Das Gerüst enthält 800 m³ Beton und etwa 100 kg Eisen je m³. (Nach „Cemento armato“ Nr. 11 vom November 1933.)

Dr. phil. W. Ihlenburg.

Die elektrothermische Betonbehandlung bei Winterbauarbeiten.

Ing. A. Rethy berichtet in der Zeitschrift „Stroitel'naja Promyshlennost'“ (Jg. 1933, H. 8, S. 28—31) über die ersten Anwendungsergebnisse des von ihm vorgeschlagenen Winterbauverfahrens¹.

Bei einem Industriebau in Moskau sollten die Stützen (Querschnitt 1,00 x 0,50 m, bzw. 0,80 x 0,40 m), Randbalken (Querschnitt 0,50 x 0,40 m) bzw. 0,70 x 0,40 m) und Kranbalken (Querschnitt 0,75 x 0,30 m) im Winter betoniert werden. Abweichend von den örtlichen Winterbauverfahren² schlug Ing. A. Rethy vor, die betonierten Bauteile mit elektrischem Strom bis zum Abschluß des Abbindevorganges zu erwärmen. Nach seinem Vorschlag wurde der Beton mit vorgewärmtem Wasser gemischt, um seine Temperatur beim Verlassen des Mixers auf mindestens +6 bis +8°C zu halten und sein vorzeitiges Einfrieren nach dem Einbringen zu verhindern. Nach beendetem Betonieren wurden in den Beton durch die vorgebohrte Schalung die Elektroden (kurze Rundeisenstäbe von 10—12 mm Durchmesser) durchgesteckt, wobei eine Elektrode auf etwa 3 m³ Beton entfiel. Die Elektroden wurden mit gut isolierten, leicht verlegbaren Zuleitungen an das Verteilungsschild der Transformatoranlage angeschlossen, die niedrig gespannten Wechselstrom (110, 165 und 220 V) abgab. Die Erwärmung begann nach 1—1½ Std. nach dem Einbringen des Betons, d. h. schon nach dem Beginn des Abbindevorganges. Zuerst wurde die niedrigste Stromspannung benutzt und erst mit der fortschreitenden Betonhärtung die Stromspannung gesteigert. Die Temperaturzunahme im Beton betrug 5—6°C/Std.; nachdem die Betontemperatur 50°C erreicht hatte, hielt man sie rd. 24 Std. unverändert und steigerte dann abermals auf 65 bis 70°C. Nach 36 Std. (von dem Moment der Stromeinschaltung gerechnet) wurde der Strom abgeschaltet und nach weiteren 24 Std. die Ausschaltung begonnen, da der Beton inzwischen 70% seiner projektmäßig vorgesehene Festigkeit erreicht hatte.

Der Stromverbrauch für die Betonwärmerung war verhältnismäßig hoch (80 kWh/m³ Beton), was z. T. durch die überaus niedrige Außentemperatur (−20°C) erklärt werden kann. Die nach dem Ausschalen untersuchte Betonbeschaffenheit war im großen und ganzen durchaus befriedigend; in stärker bewehrten Bauteilen war der Beton besser als in den schwach bewehrten, was wahrscheinlich auf die stromverteilende Wirkung der Eisenbewehrung zurückgeführt werden muß.

Dipl.-Ing. K. A. Pohl.

Beseitigung starker Undichtigkeiten in einer belgischen Schleuse. Erfahrungen mit schnell abbindenden Betonmischungen.

MM. L. Bonnet und A. Byls beschreiben in den „Annales des Travaux Publics de Belgique“ (1933), Heft 1 sehr schwierige Dichtungsarbeiten an der Kanalschleuse von Moll, die sich seit 1865 in Betrieb befindet. Sie ließ schon seit mehreren Jahrzehnten an Wasserdichtigkeit und Standfestigkeit zu wünschen übrig; die Verhältnisse wurden aber kritisch, als 1930 das eine Schleusenhaupt sich etwas neigte und an den Anschüttungen kraterartige Einsackungen festgestellt wurden. Nach Unterbrechung des Betriebes und Absenken des Grundwassers zeigte sich, daß der Beton an verschiedenen Stellen gerissen und stark durch-

¹ Vgl. „B. u. E.“ (1933) H. 18 u. (1934) H. 4.

² Vgl. „Zement“ (1932), H. 5, S. 65—69.

lässig war. Auch wurden vielfach Quellen festgestellt. Diese waren in einem Querverbindungsstollen so stark, daß es unmöglich war, das Wasser restlos abzupumpen.

Starke Undichtigkeiten zeigten sich im Bereich der Fugen. Sie waren teilweise darauf zurückzuführen, daß die Fugen nicht bis zur Sohle durchgingen, teilweise hingen sie mit der mangelhaften Dichtung zusammen, die lediglich in einer Asphaltfüllung an der Außenseite bestand.

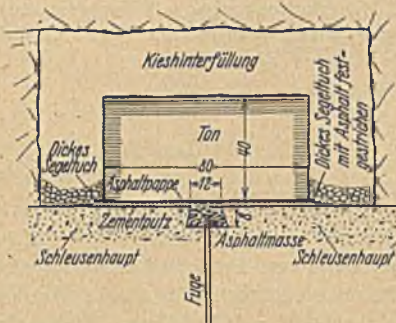


Abb. 1. Kanalschleuse Moll.
Nachträgliche Fugendichtung.

Als natürliche Verlängerung der Fugen entstanden Risse, durch die sich ein lebhafter Wassertransport entwickelte; sie wurden am Rande auf eine Tiefe von 5 cm ausgeräumt und mit schnell abbindendem Mörtel verstopft. Die Asphaltfüllung, die nur einen Teil des Fugenspaltes zu schließen vermochte, wurde weggeräumt und durch die in Abb. 1 skizzierte Dichtung ersetzt, die sich bisher bewährt hat.

Besondere Schwierigkeiten bereitete die Dichtung des bereits erwähnten Verbindungsstollens, der gemäß Abb. 2 durch 50 cm hohe Zwischenwände zunächst in Abschnitte zerlegt wurde, da sonst an eine



Abb. 2. Kanalschleuse Moll.
Dichtung des Verbindungsstollens.

Trockenlegung nicht zu denken war. Dabei zeigte es sich, daß der Beton so schlecht war, daß man einen dauernden Erfolg nur durch Zubetonieren des Stollens auf eine Höhe von etwa 80 cm erwarten konnte, was glücklicherweise betriebstechnisch keine Schwierigkeiten machte. Man be-

tonierte zunächst den Abschnitt A—B auf eine Höhe von 50 cm zu, nachdem das Wasser vorher ausgeschöpft war. Im Abschnitt C—B war dies so ohne weiteres nicht möglich, da dort drei mächtige Quellen vorhanden waren, von denen die eine allein $1\frac{1}{2}$ l/s förderte. Sie wurden etwas erweitert und dann mit einer Trikosal-Zement-Mischung 1 : 1 unter kräftigem Anpressen verstopft. Gleich danach wurden vorher hergestellte Eisenbetonaussteifungen (40 · 7) · 80 in der Querrichtung einbetoniert, durch die ein Herausdrücken der Trikosalpfropfen unmöglich gemacht wurde. Dann erhöhte man die Zwischenwände A und C auf 80 cm, in deren Schutze beide Abschnitte zubetoniert werden konnten.

Das Wasser hatte sich aber inzwischen andere Wege gesucht und brach unmittelbar neben der Zwischenwand C (Stelle S in Abb. 2) mit verdoppelter Kraft hervor; die Quelle maß 6 cm und besaß einen Druck von $5\frac{1}{2}$ m Wassersäule. Um das Einbringen des Verschlusspfropfens zu erleichtern, wurde zunächst eine zylindrische Quelfassung geschaffen. Man bediente sich dazu einer durchbohrten Matriz, die mit dem schwachplastischen Trikosalküchen gegen die Quelle gepreßt wurde. Nach dem Erhärten der Sitzfläche konnte die eigentliche Verstopfung erfolgen, für welche die Kraft von sechs Arbeitern erforderlich war. Der Pfropfen wurde vorn auf eine Stange gebackt und hineingestoßen. Diese hatte drei Arme, um den Arbeitern das Halten zu ermöglichen. In einer halben Stunde war die ganze Prozedur beendet.

Außer den Verstopfungsarbeiten, die noch an verschiedenen anderen Stellen erforderlich waren, bestanden die Dichtungsmaßnahmen im Abdecken oder Verputzen poröser Zonen, worauf jedoch nicht eingegangen werden soll. Ein gewisses Interesse dürften noch die zum Dichten verwendeten Beton- bzw. Mörtelmischungen beanspruchen, die stets dem jeweiligen Verwendungszweck angepaßt waren und sich gut bewährt haben. Sie sind im folgenden zusammengestellt:

1. Mörtel zum Verstopfen der Risse.
(1 R. T. Zement + 1 R. T. Sand): (1 R. T. Wasser + 1 R. T. Trikosal S/III). Abbindezeit 5—10 Minuten. Beide Gruppen werden getrennt hergestellt, dann zusammengeschüttet und kräftig durchgeknetet.
2. Beton zum Abdecken poröser Teile oder Ausfüllen von Stollen usw.
(1 R. T. Zement + 1 R. T. Sand [bis 5 mm] + 2 R. T. Kies [5 bis 20 mm]): (2 R. T. Wasser + 1 R. T. Trikosal S/III). Abbindezeit $\frac{1}{2}$ Stunde. Starke Wärmeentwicklung.
3. Unterwasserbeton.
(1 R. T. Zement + 1 R. T. Sand): (6 R. T. Wasser + 1 R. T. Trikosal S/I). Abbindezeit 15—20 Minuten. Konsistenz wie frischer Glaserkitt. Die Mischung hält auch im fließenden Wasser zusammen. Trikosal S/I greift die Hände an, man kann sich aber durch Gummihandschuhe schützen.
4. Masse zum Verstopfen der Quellen.
(1 R. T. Zement): (1 R. T. Trikosal S/III). Abbindezeit 2—3 Minuten. Heftige Wärmeentwicklung. Zement und Trikosal werden in einer Schale 1 Minute lang kräftig durchgemischt, geformt und in die Quelle gestopft.

Tölke.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) siehe Heft 3/4 vom 20. Januar 1933, Seite 60.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

- Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 10 vom 8. März 1934 und vom gleichen Tage an im Reichspatentamt ausgelegt.
- Kl. 5 d, Gr. 18. W 90 677. Alfred Wagner, Berlin-Nordend. Kernbohrmaschine für mittelharte Mineralien. 19. XII. 32.
- Kl. 19 a, Gr. 11. R 86 462. Max Rüping, München. Schienenbefestigung auf eisernen Schwellen mittels Blattfedern. 22. XI. 32.
- Kl. 19 a, Gr. 16. R 80 385. Wilhelm Rudbach, Riga, Lettland; Vertr.: Dr.-Ing. K. Boehmert, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Schienenstoßverbindung mit zungenartig sich verjüngender Hilfschiene zwischen den Schienenenden. 14. I. 31.
- Kl. 19 f, Gr. 2. H 21,30. Gottfried Hallinger, Patentverwertungsgesellschaft m. b. H., Essen. Verfahren und Vorrichtung zum Vertrieb eines Tunnels mittels eines Schildes. 16. IX. 30.
- Kl. 20 g, Gr. 1/02. P 68 033. Preß-, Stanz- u. Ziehwerk Rud. Chillingworth A.-G., Nürnberg. Kletterdrehscheibe. 9. VIII. 33.
- Kl. 20 i, Gr. 1. V 29 049. Vereinigte Eisenbahn-Signalwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Einrichtung zur Kontrolle der Zähne an den Verschlußstangen bei Stellwerken im Eisenbahnsicherungswesen. 14. I. 33.
- Kl. 20 i, Gr. 4/02. V 29 339. Vereinigte Stahlwerke A.-G., Düsseldorf. Doppelherzstück oder Kreuzungsstück. 24. III. 33.
- Kl. 37 a, Gr. 2. Z 20 324. Zeppelin Wohlfahrt G. m. b. H., Friedrichshafen a. B. Verfahren und Einrichtung zur Herstellung einer tragenden Decke ohne Schalung. 20. VII. 32.
- Kl. 65 a², Gr. 1. D 65 297. Deutsche Schiff- und Maschinenbau A.-G., Bremen. Verankerung für Schwimmkörper, insbes. für Docks und Pontons. 11. II. 33.

- Kl. 84 a, Gr. 4/02. B 158 018. Dipl.-Ing. Gotthard Bohrisch, Mittweida i. Sa. Betonkern für Erdstaudämme. 26. X. 32.
- Kl. 84 c, Gr. 2. H 126 335. Georg Herrmann, Berlin-Charlottenburg. Verfahren und Vorrichtung zur Herstellung von Ortpfählen mit Wulsten oder Schaftverdickungen. 10. IV. 31.
- Kl. 84 d, Gr. 2. L 82 098. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck. Eimerkettenbagger mit einem schwenkbaren, die Eimerleiter tragenden Baggerobergestell und einem schwenkbaren Förderband. 29. IX. 32.
- Kl. 85 d, Gr. 12. M 123 200. Richard Müller, Neusalza-Spremberg i. Sa. Hydrant mit verschließbaren Öffnungen im Unterteil für das Lösen der Spindel. 11. III. 33.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 11 vom 15. März 1934 und vom gleichen Tage ab im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 4 c, Gr. 35. B 157 690. Bamag-Meguain A.-G., Berlin. Wulstdichtung für Trockengasbehälter. 4. X. 32.
- Kl. 5 b, Gr. 20. V 27 201. Dr.-Ing. Alexander Varren, Essen. Drehbohrer. 15. VIII. 31.
- Kl. 5 c, Gr. 9/10. T 40 107. Heinrich Toussaint, Berlin-Lankwitz, u. Bochumer Eisenhütte Heintzmann & Co., G. m. b. H., Bochum. Eiserner Grubenausbau in Ring- und Bogenform. 25. I. 32.
- Kl. 19 a, Gr. 8. S 99 630. Société d'Etudes Mécaniques et d'Organisation Industrielle, Paris; Vertr.: H. Licht u. Dipl.-Ing. M. Licht, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Schienenbefestigung auf hölzernen Schwellen mittels Schwellenschrauben. 7. VII. 31. Frankreich 29. VII. 30.

- Kl. 19 a, Gr. 21. N 33 717. Ernst Nölke, Hannover-S. Gleis für Straßenbahnen mit die Schienenkammern ausfüllenden Formstücken. 23. V. 32.
- Kl. 19 a, Gr. 27/02. N 34 189. Dipl.-Ing. Otto Neddermeyer, Wabern, Bez. Kassel. Fahrbares Gerät zum Aufnehmen und Reinigen von vordem Schwellenköpfen auf dem Seitenbankett lagernden Bettungsmassen und Verladen der Abfallstoffe. 15. IX. 32.
- Kl. 38 h, Gr. 2/02. St 49 667. Heinrich August Steines, Groß-Flottbeck, u. Bruno Ullrich, Hamburg. Anstrichmittel zum Flammensichermachen von Holz u. dgl. 2. VIII. 32.

- Kl. 81 e, Gr. 29. M 121 455. Maschinenfabrik Buckau R. Wolf, A.-G., Magdeburg. Eimerketten für Höhenförderer von Abraumabsetzern o. dgl. 16. VI. 32.
- Kl. 84 c, Gr. 2. N 34 149. Neunkircher Eisenwerk A.-G., vormals Gebrüder Stumm, Neunkirchen, Saar. Eiserne Spundwand. 2. IX. 32.
- Kl. 84 d, Gr. 2. L 82 743. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck. Eimerkettenbagger mit einem in waagerechter Ebene schwenkbaren und in lotrechter Ebene einstellbaren Baggeroberbau. 23. XII. 32.

PERSONALNACHRICHTEN.

KOMMERZIENRAT DR.-ING. E. H. RUDOLF WOLLE †.

Wiederum hat die Bauindustrie einen ihrer besten Männer verloren. In der Nacht vom 4. zum 5. Dezember ist Kommerzienrat Dr.-Ing. e. h. Rudolf Wolle im Alter von fast 70 Jahren (er war am 11. Februar 1864 in Teltow geboren) nach einem Leben des Kampfes verstorben. Fürwahr, sein Leben war Kampf. Schwere Schicksalsschläge persönlicher und wirtschaftlicher Art sind dem Unermüdlichen nicht erspart geblieben. Aber er ist in all der Zeit derselbe geblieben, der Kämpfer und der Führer. Rudolf Wolle war eine ausgesprochene Führernatur. Und so wurde sein Kampfleben auch reich an Erfolgen. In der Sorge um seine Familie, die ihm ein hartes Geschick durch den Tod der geliebten Gattin und seiner Söhne auseinanderriß, in der Sorge um seine Freunde und seine Angestellten und Arbeiter, um Kranke, Arme und Bedrückte und um den Industriezweig, in dessen Mitte er an der Spitze der von ihm im Jahre 1895 gegründeten, über die Grenzen des Vaterlandes hinaus bekannten und angesehenen Firma stand, war ihm der Grundsatz „Gemeinnutz geht vor Eigennutz“ von jeher eine Selbstverständlichkeit, und er hat folgerichtig nach diesem Grundsatz gehandelt. Mit tiefem innerem Erleben war er noch Zeuge und Bejager der herrlichen nationalen Erhebung des Jahres 1933.

Als einer der ersten erkannte Rudolf Wolle die Notwendigkeit des Zusammenschlusses der schaffenden Unternehmungen des Beton- und Eisenbetonbaues zu einem kraftvollen Verband. Und so wurde er Mitbegründer des Deutschen Beton-Vereins im Dezember 1898. Im Jahre 1906 wurde er in den Vorstand gewählt und blieb Vorstandsmitglied bis zu seinem Lebensende. Seine Kollegen im Vorstand, besonders die älteren, wissen es, daß jahrzehntelang eine Vorstandssitzung des Deutschen Beton-Vereins ohne Rudolf Wolle mit seinem klaren, ruhigen und sachlichen Urteil gar nicht gut denkbar war. Und als er in den letzten Jahren infolge seines Gesundheitszustandes genötigt war, sich mehr und mehr von den Vereinsarbeiten zurückzuziehen, da wurde seine Mitarbeit und sein Rat überall schmerzlich vermißt.

Die Tätigkeit des Verstorbenen wurde aber nicht nur im Vorstand des Deutschen Beton-Vereins, sondern darüber hinaus in Fachausschüssen, deren Leitung er übernahm, wirksam. Schon in den ersten Jahren unseres Jahrhunderts war er ein eifriger Verfechter des Schiedsgerichtsgedankens im Bauwesen und als Leiter des Schiedsgerichtsausschusses der maßgebende Mitschöpfer der Schiedsgerichtsordnung des Deutschen Beton-Vereins, aus der dann unter seiner tätigen Mitwirkung später die Schiedsgerichtsordnung für das Bauwesen entstand.

Seinem Einfluß war es in erster Linie zu danken, daß der Deut-

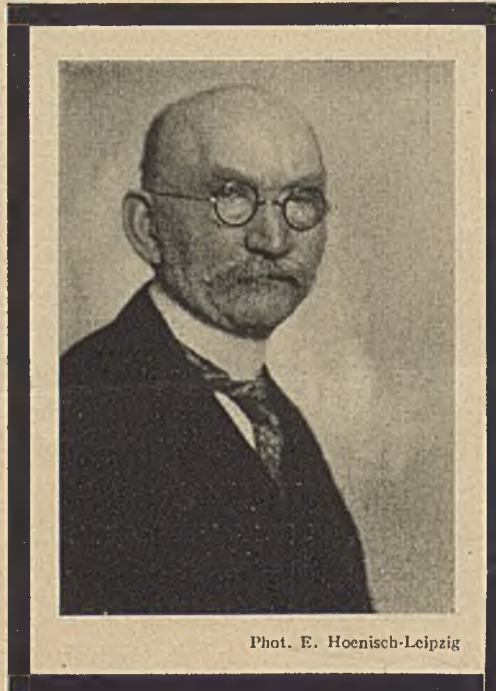
sche Beton-Verein gemeinsam mit seiner Firma und der damaligen Firma Kell & Löser die von Professor Kreis gestaltete Betonhalle für die Internationale Baufachausstellung Leipzig 1913 schuf und in dieser Halle eine großzügige Schau des damaligen Standes des Deutschen Eisenbetonbaues veranstaltete, in der Nähe des von ihm ebenfalls mitgeschaffenen großen Völkerschlachtdenkmals, neben dessen mächtigen Betongrundmauern nunmehr seine Asche beigesetzt ist.

Im Deutschen Beton-Verein wurden in den ersten Jahren seines Bestehens nicht nur technisch-wissenschaftliche, sondern auch wirtschaftliche und Arbeitgeberfragen der Betonindustrie behandelt. Rudolf Wolle war Mitarbeiter und zeitweise Leiter des „Wirtschaftlichen Ausschusses“. Und er gründete aus diesem Ausschuß heraus im Jahre 1910, als die Fülle der Arbeiten einen eigenen Verband notwendig machte, den Betonbau-Arbeitgeberverband für Deutschland und übernahm dessen Vorsitz. Seiner Tatkraft ist es zu danken, daß sich auch dieser Verband stetig aufwärts entwickelte. Aus ihm und dem Betonbau-Wirtschaftsverband für Deutschland entstand in späteren Jahren der Reichsverband Industrieller Bauunternehmungen und aus diesem im Jahre 1933 durch Zusammenschluß mit anderen gleichgearteten Verbänden der Bauindustrie der Reichsverband des Ingenieurbaues, dessen Ehrenvorsitzender Rudolf Wolle noch war, als der Tod seinem unermüdlichen Schaffen ein Ziel setzte.

Gelegentlich der Einweihung des Völkerschlachtdenkmal im Jahre 1913 wurde Rudolf Wolle zum Königlich Sächsischen Kommerzienrat ernannt. Die Technische Hochschule zu Braunschweig verlieh ihm im Jahre 1920 wegen seiner Verdienste um die Entwicklung und Förderung des Eisenbetonbaues die Würde eines Dr.-Ing. ehrenhalber.

Mit schmerzlichen Gefühlen der Trauer und des Abschieds stehen neben den Verbänden der Bauindustrie, in denen das Wesen und Wirken des Verstorbenen nachleben wird, neben seiner hart betroffenen Familie an seinem Grabe alle diejenigen, die ihm im Leben nahegetreten sind. Allen war er nicht nur Helfer und Mitarbeiter, sondern auch lieber Freund. Ernst, gewissenhaft und peinlich in der Arbeit und in seiner Auffassung von Pflichterfüllung, konnte er sich nach der Arbeit in Ruhestunden mit Frohen freuen und war auch hier mit seiner feinen Seele und seinem goldenen Herzen Führer und Gestalter dessen, was geschah. Er war ein deutscher Mann im besten Sinne, und so wird sein Gedächtnis bei uns allen lebendig bleiben.

W. Petry.



Phot. E. Hoenisch-Leipzig