DER BAUINGENIEUR

9. Jahrgang 9. November 1928 Heft 45

EISENBETONSCHALENDÄCHER SYSTEM ZEISS-DYWIDAG.

Von Oberingenieur Fr. Dischinger und Diplomingenieur U. Finsterwalder, der Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G., Wiesbaden-Bieberich.

(Fortsetzung von Seite 812.)

Um das Randproblem ganz einwandfrei zu klären, führte der zweitgenannte Verfasser eine Anzahl Versuche an Blechmodellen mit kreissegmentförmigem Querschnitt aus, deren Ränder durch Umkrempeln des Bleches elastisch gestützt waren (Abb. 10). Die Belastung wurde durch Leerpumpen des Raumes zwischen den beiden Kreissegmenten hergestellt. Nach der Membrantheorie würde sich am Kämpfer ein gewisser Schub ergeben, der der Randbelastung durch das Randglied entspricht. Da dieser Kämpferschub mangels einer Unterstützung in Richtung der Tangente nicht aufgenommen werden kann, ist in diesem Falle ein Gleichgewichtszustand ohne Biegungsmomente in Richtung der Querschnittskurve nicht denkbar. Der Gewölbeschub muß deshalb von seinem Größwert im Scheitel nach den Kämpfern hin zu Null werden. In den dem Kämpfer benachbarten Zonen ist daher der Gewölbeschub gegenüber dem sich aus der Membranrechnung ergebenden Werte zu gering und nicht in der Lage, die gesamte Flächenlast selbst zu tragen. Infolgedessen muß ein Teil der Flächenlasten in der Nähe des Kämpfers durch Querkräfte senkrecht zur Schale nach den Scheitelzonen hin abgetragen werden. Als Folge davon ergeben sich Biegungsmomente senkrecht zur Schale in Richtung der Querschnittskurve. Die in den Scheitelzonen entstehende Vermehrung der Flächenlast kann jedoch nur getragen werden durch einen gegenüber der Membrantheorie erhöhten Gewölbeschub im Scheitel. Die auf diese Weise umgelagerten Dachlasten werden nun wiederum, wie bei den elliptischen Tonnen, nach den Scheiben durch reine Dehnungsspannungen abgetragen.

Auf diesen Gedankengängen aufbauend, gelang es dem zweitgenannten Verfasser im Frühjahr 1927 durch theoretische Ableitungen die gleichen Resultate wie durch den Versuch zu erhalten. Diese Lösung gestattet es, kreissegmentförmige Dächer, gestützt durch beiderseitige Randbalken, zu berechnen. Ein Beispiel dieser Ausführungsart mit besonders flach gespannten Tonnen ist die Flugzeughalle Kowno (s. Abb. 9c).

Neuerdings wurde die Theorie mit der bisherigen Theorie der Träger in Zusammenhang gebracht. Der Gesamtquerschnitt wird für die Berechnung durch einen gedachten Schnitt in Randbalken und Schale geteilt. Während die Randbalken normale Träger darstellen, bei welchen durch die Belastungen keine merkbaren Veränderungen in der Querschnittsform auftreten, wird die dünne Schale unter den Lasten erheblich verbogen. Dadurch erlangt sie die Fähigkeit, ungünstigen Beanspruchungen auszuweichen. Das Spannungsdiagramm der Längsspannungen des Gesamtquerschnitts ist zwar gradlinig, aber es hat an der Übergangsstelle von Schale und Randbalken einen Knick. In Abb. 11 ist dargestellt, wie bei verschiedenen Anwendungen das Zusammenwirken von Schale und Kämpferbalken erfolgt. Bei Verwendung von hohen Kämpferbalken, d. h. bei Querschnitten, die einer eingeschriebenen Ellipse möglichst angepaßt sind, sind die Biegungsmomente nicht größer als diejenigen, welche in elliptischen Querschnitten durch die Randstörungen verursacht werden. Eine Verminderung der Randstützung durch Verminderung der Höhe der Randbalken hat eine Vergrößerung der Biegungsmomente und damit auch der notwendigen Schalenstärke zur Folge.

Der Zusammenhang zwischen Schale und Kämpferbalken ist vierfach statisch unbestimmt. Im statisch bestimmt gemachten Zustand denkt man sich im Schnitt die zum Membranspannungszustand der Schale gehörigen Kräfte übertragen. Die entstehende Klaffung des Schnittes wird durch Angabe der gegenseitigen Vertikal-, Quer- und Längsverschiebung zusammengehöriger Punkte, sowie der gegenseitigen Verdrehung zusammengehöriger Richtungen bestimmt. Bei letzteren genügt es, die Verdrehungen um die Richtung der Balkenachse ins Auge zu fassen, da die beiden übrigen praktisch gleich Null sind. Um die Klaffung rückgängig zu machen, müssen an jedem Punkt der Schnittlinie drei statisch unbestimmte Kräfte angebracht werden, in Vertikal-, Quer- und Längsrichtung, sowie ein statisch unbestimmtes Moment, welches um die Richtung der Balkenachse dreht. Es gelingt, für die Klaffungen, die statisch unbestimmten Größen und die durch sie hervorgerufenen Deformationen eine gemeinsame Abhängigkeit in der Längsrichtung festzustellen, wodurch sich die statisch unbestimmte Aufgabe auf die Lösung von vier linearen Gleichungen mit vier Unbekannten reduziert. Während die statischen Bedingungen in der ganzen Rechnung streng eingehalten werden, werden die Formänderungsbedingungen näherungsweise mit recht großer Genauigkeit erfüllt. Diese Theorie wird als Dissertationsschrift des zweitgenannten Verfassers erscheinen.

Ebenso wie sich bei den Rotationsschalen das Randproblem durch konstruktive Gestaltung des Überganges von Schale zu Ring lösen läßt und durch Einfügen eines Übergangsbogens

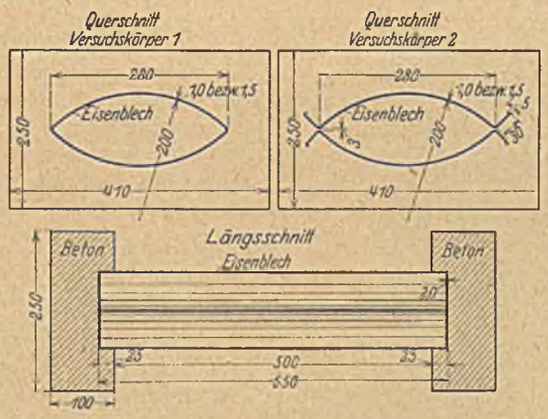
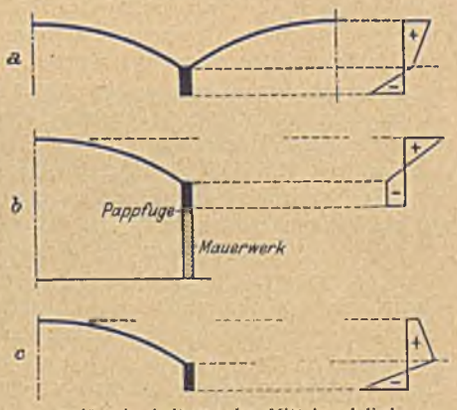


Abb. 10. Skizze der mit Blechzylinder angestellten Versuche über die Kreissegmenttonnen.



a für ein freitragendes Mittelrandglied,
b für ein freitragendes Außenrandglied,
c für ein aufgelagertes Außenrandglied.

Abb. 11. Das Spannungsdiagramm der Längsspannungen in Kreissegmenttonnen.

die Biegungsspannungen der Rotationsschale am Übergang von Schale zum Ring beseitigen lassen und der reine Membranspannungszustand hergestellt werden kann (siehe die diesbezgl. Arbeit des erstgenannten Verfassers im „Handbuch für Eisenbetonbau", Band XII, 3. Auflage, S. 167 u. f.) kann man auch durch bestimmte Formen der Segmentschale und des Randbalkens erreichen, daß die statisch unbestimmten Größen zwischen Schale und Randbalken zu Null werden, so daß für diese Segmentschale, unterstützt durch Randbalken, der reine Membranspannungszustand gültig ist, und die Berechnung in statisch bestimmter Weise erfolgen kann. Dies gilt sowohl für freitragende Tonnen wie auch für Tonnen mit abgelagerten Randbalken.

Die Vorteile dieser Tonnen nach Abb. 9c gegenüber den elliptischen Formen bestehen darin, daß

1. die Tonnen sehr flach ausgeführt werden können; als Folge davon ergibt sich, daß die unangenehmen Schneesäcke zwischen zwei Tonnen verschwinden und das ganze Gewölbe in normaler Betonierung hergestellt werden kann, während bei den elliptischen Tonnen die dem Kämpfer benachbarten Zonen wegen ihrer steilen Lage torkretiert werden müssen;
2. die einfache Form Ersparnisse bei der Rüstung ermöglicht durch Verwendung normierter Zeiss-Netzwerke (siehe Abb. 22);
3. durch Variation des Stichverhältnisses des Gewölbes und der Höhe der Randbalken der Querschnitt allen Bedürfnissen angepaßt werden kann,
4. die seitlichen hohen Randbalken mit den Tragsäulen rahmenartig verbunden werden können. Infolgedessen können die Biegungsmomente im Gesamt-Querschnitt vermindert werden und es lassen sich dadurch größere Spannweiten erzielen.

Nach dem heutigen Stand der Theorie und auf Grund der Erfahrungen bei der Großmarkthalle Frankfurt a. M. wäre man heute imstande, ohne Verwendung der dort angewandten Schrägstützen die ganze Breite der Halle durch Segmenttonnen mit Randbalken zu überspannen, wenn man diese rahmenartig mit den Tragsäulen verbinden würde.

Noch größere Spannweiten lassen sich durch Zusammensetzen mehrerer Tonnen zu einem Sprengwerk erreichen. Hierbei übertragen die Tonnen zunächst ihre Lasten nach den Gesetzen der Kontinuität auf die Scheiben a (Abb. 12), die in den Scheiben nunmehr angreifenden Einzellasten werden durch Sprengwerkwirkung nach den Auflagern übertragen.

Eine weitere Steigerung der Spannweiten läßt sich erzielen wenn es gelingt, Gewölbe mit Kreissegmentquerschnitt zu berechnen, bei denen gekrümmte Erzeugende gemäß Abb. 4 verwendet werden und bei denen schräg gestellte Tragsäulen rahmenartig mit den Randbalken der Tonnen verbunden werden (s. Abb. 13).

Bei allen Tonnengewölben lassen sich im Scheitel, in welchem ganz geringe Schubspannungen auftreten und demnach die Hauptspannungen mit den Richtungen der Erzeugenden und der Querschnittskurve zusammenfallen, Öffnungen zur Belichtung anbringen. Da die Lichtöffnungen sehr hoch liegen und die glatt geweißte Gewölbefläche gewissermaßen als Reflektor wirkt, ergibt sich eine besonders gute und gleichmäßige Beleuchtung.

Noch ein weiteres Arbeitsgebiet ist dem Eisenbeton durch die Schalenbauweise Zeiss-Dywidag erschlossen worden, nämlich der Bau von Kühltürmen. Durch Scheiben bzw. Ringe ausgesteifte Rotationsschalen können in sehr wirtschaftlicher Weise für die Schlote von Kühltürmen bei sehr dünnen Schalenstärken verwendet werden. Die geringe Schalenstärke bedingt einen sehr geringen Wärmeabfall in der Schale, infolgedessen sind auch die Temperaturspannungen sehr gering. Es wird hiermit ein Mangel der heutigen Kühltürme aus Eisenbeton beseitigt, bei denen infolge der sehr kräftigen Betonkonstruktion und des damit verbundenen hohen Wärmeabfalls große Temperaturspannungen und damit Rissebildungen auftreten. Infolge der Aussteifung der Rotationsschale durch starke Ringe am Fuß und am Kopf des Schlotes arbeitet die ganze Schale mit einheitlichem Widerstandsmoment gegenüber den angreifenden Windkräften, außerdem werden Biegungsmomente in der Schale vermieden. Infolge dieses einheitlichen Widerstandsmomentes ergeben sich trotz der großen Höhe dieser Kühltürme bei Winddruck nur geringe Membranspannungen in der Schale, so daß es möglich ist, auch die größten heutigen Kühltürme mit etwa 60 m Höhe bei sehr geringer Schalenstärke auszuführen. (Bezgl. der Theorie dieser Schalen siehe Handbuch für Eisenbeton, Band XII, 3. Auflage, S. 182 und die demnächst erscheinende Dissertationsschrift des erstgenannten Verfassers.)

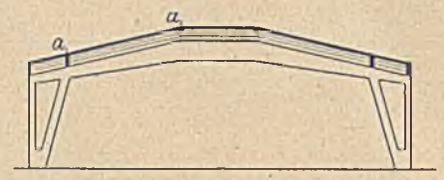


Abb. 12. System einer weitgespannten Halle, zusammengesetzt aus gesprengten Zeiss-Dywidag Schalengewölben, unterstützt durch Randbalken.

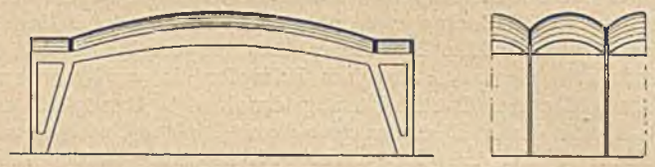


Abb. 13. System einer weit gespannten Halle, zusammengesetzt aus doppelt gekrümmten Zeiss-Dywidag-Kreissegmenttonnen, unterstützt durch Randbalken.

3. Baubeschreibungen.

a) Großmarkthalle Frankfurt a. M.

Der erste größere Bau nach dem System Zeiss-Dywidag ist die schon erwähnte Dywidaghalle auf der Gesolei, die im „Bauingenieur" 1925, Heft 48, veröffentlicht ist. Im vergangenen Jahre wurde nach den Plänen von Herrn Baudirektor Elsaesser die Großmarkthalle Frankfurt a. M. errichtet, ein Hallenbau, der durch die imponierende Größe seiner Ausmaße

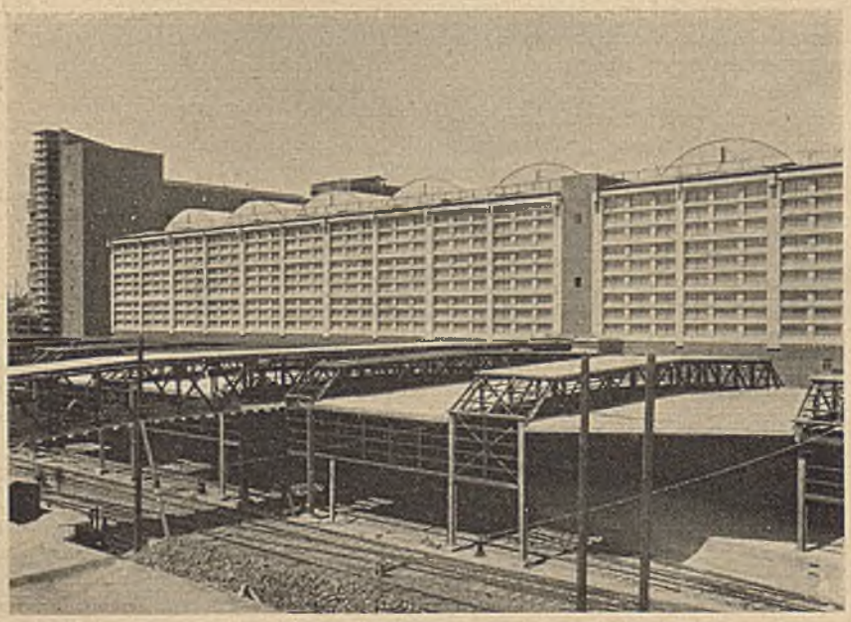


Abb. 14. Außenansicht der Großmarkthalle Frankfurt a. Main. (Osthälfte.)

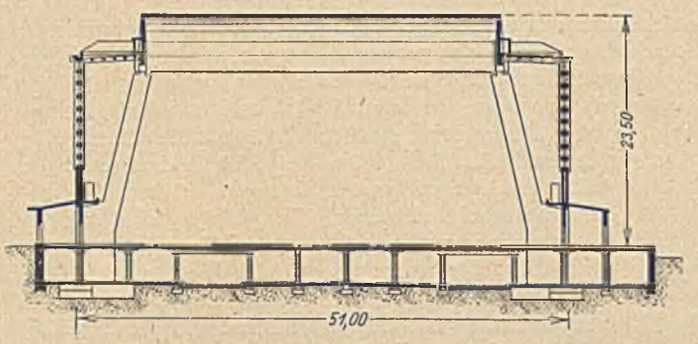


Abb. 15. Querschnitt durch die Großmarkthalle Frankfurt a. Main.

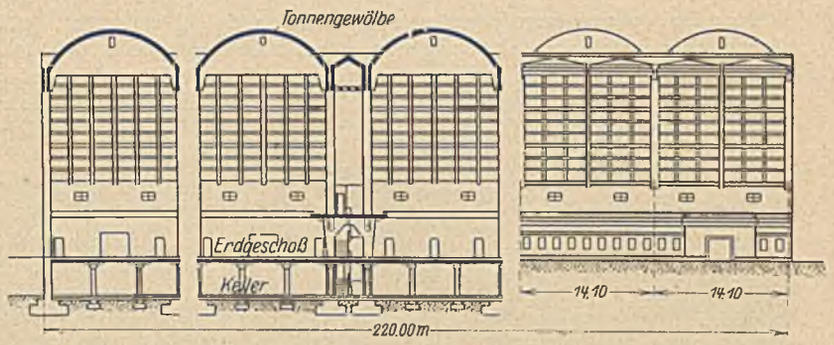


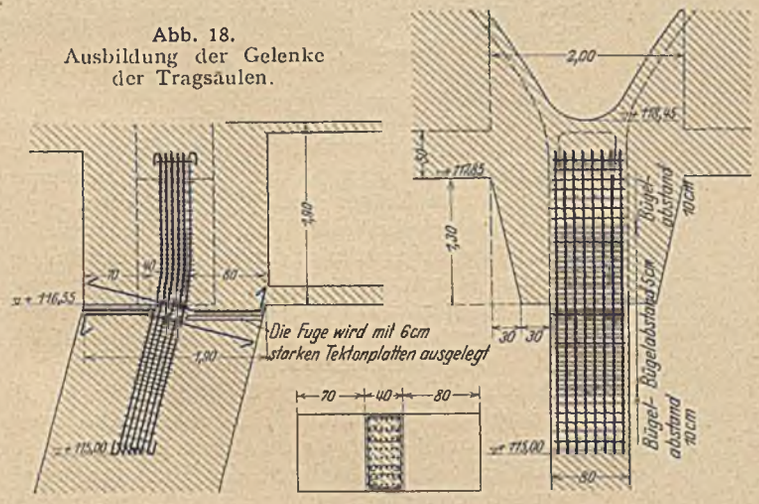
Abb. 16. Längenschnitt durch die Großmarkthalle Frankfurt a. Main (insgesamt 15 Tonnengewölbe)

Abb. 17. Innenansicht der Großmarkthalle Frankfurt a. Main, während des Marktbetriebes.

Die Hallenkonstruktion war Gegenstand eines Wettbewerbes zwischen den ersten deutschen Eisen-, Eisenbeton- und Holzfirmen. Die nachstehend beschriebene Konstruktion in Eisenbeton wurde dann der Ausführung zugrunde gelegt, weil sie den Wünschen des Architekten am meisten entsprach und unter Berücksichtigung der Vorteile einer Massivkonstruktion bezüglich der Unterhaltungskosten auch gegenüber Eisenkonstruktionen wirtschaftlich war.

Mit ihrer freien Spannweite von 50 m bei 11 000 m² Grundfläche ist die Großmarkthalle Frankfurt a. M. heute die am weitesten gespannte Trägerkonstruktion in Massivbauweise. Die gesamte Grundfläche wird durch 15 Tonnengewölbe von 36,9 m Trägerspannweite und 14,1 m Gewölbespannweite überdacht. Jeweils 5 quergestellte Tonnen wurden zu einem Bauabschnitt zusammengefaßt und von den anschließenden Komplexen durch Temperaturfugen getrennt. Die an den beiden

Abb. 18.
Ausbildung der Gelenke der Tragsäulen.



und durch die Sachlichkeit und Reinheit seiner Formen auf den Beschauer tiefen Eindruck macht. Die Aufgabe bestand darin, einen Grundriß von 50 × 220 m stützenfrei zu überdachen. Ihren Zweck als Verkaufshalle entsprechend sollte die Halle tadellos belichtet und belüftet und als Profanbau in keiner Richtung betont sein. Nach außen hin wünschte der Architekt zwischen den beiderseitigen abschließenden Hochhäusern eine bis oben hin verglaste Front in Eisenbetonfachwerk, hinter welcher die Dachkonstruktion verschwinden sollte (s. Abb. 14). Des weiteren war das innere lichte Profil vorgeschrieben, das annähernd trapezförmig sein sollte.

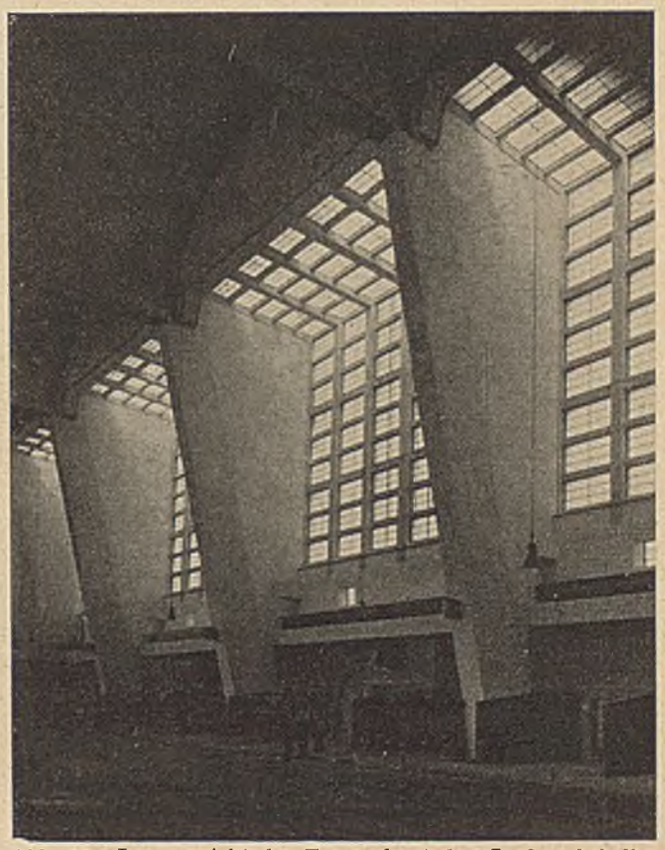


Abb. 19. Innenansicht der Fensterfront der Großmarkthalle Frankfurt a. Main

Seiten der Tonnen angeordneten aussteifenden Scheiben, nach denen alle Dachlasten abgetragen werden, ruhen auf Schrägsäulen auf. Diese bilden zusammen mit dem Randbalken der Tonnen ein charakteristisches trapezförmiges Profil und bestimmen im Verein mit den quergestellten Tonnen den weiten einheitlichen Rhythmus des Innenraumes.

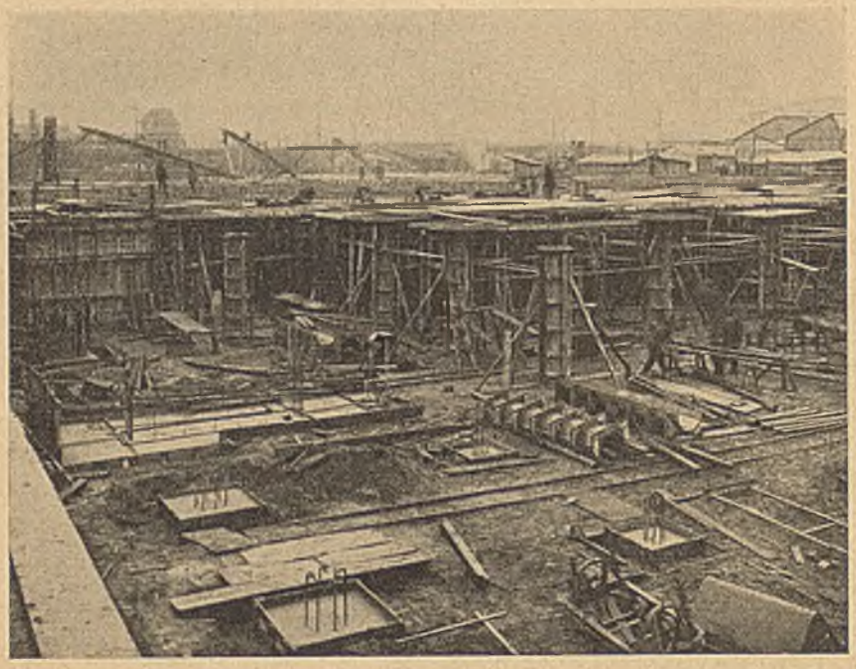


Abb. 20. Herstellung der Kellerdecke der Großmarkthalle Frankfurt a. Main durch Bandbetonierung.

Bei den angesichts der großen Länge von 37 m nicht unerheblichen Längenänderungen der Tonnen unter Temperatureinwirkungen war es notwendig, für die Tonnen eine Bewegungsmöglichkeit zu schaffen. Aus diesem Grunde wurden sie auf den Schrägsäulen gelenkig gelagert und diese am Fuße zur Übertragung der Windkräfte fest eingespannt. Das System ist demnach einfach statisch unbestimmt. In den Schrägsäulen treten bei Temperaturänderungen der Tonnen Biegungsmomente auf, die jedoch infolge der großen Höhe der Säulen sehr gering sind. Diese Biegungsmomente würde man ganz ausschalten können, wenn man nur die eine Säule am Fuße eingespannt und die andere als Pendel ausgebildet hätte. In diesem Falle hätte jedoch eine Säule den gesamten Winddruck nach unten abtragen müssen. Es erschien deshalb richtiger, die geringen zusätzlichen Biegungsmomente infolge der Temperaturänderungen in Kauf zu nehmen und beide Säulen für die Übertragung der erheblichen Windkräfte auf die große Halle mit heranzuziehen. Da die beiden Schrägsäulen durch den Randbalken der Tonne fest miteinander verbunden sind, beteiligen sich beide Schrägsäulen fast gleichmäßig an der Übertragung der Windkräfte.

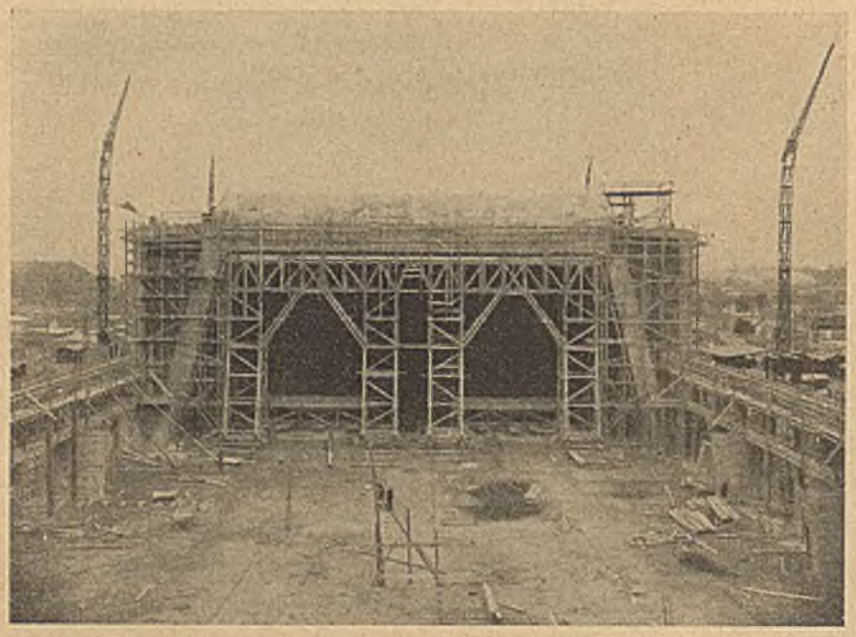


Abb. 21. Ansicht der fahrbaren Mittelgerüste der Großmarkthalle Frankfurt a. Main.

Die Gelenke am Kopfe der Schrägsäulen wurden hergestellt durch Einschnürung der Säule von 1,90 m Breite auf 40 cm, mittels Einlegen von 6 cm starken Tektonplatten, die sich bei Winkeländerungen leicht zusammenpressen lassen. Der Gelenkkörper besteht aus 78 R.E. 18 mm von 3,20 m Länge, die durch enge Verbügelung miteinander verbunden sind. Der Gelenkkörper ist schwach gebogen, im oberen Teile sind die Eisen senkrecht, entsprechend der senkrechten Lastabgabe durch die Scheiben, im unteren Teile ist der Gelenkkörper gleichlaufend mit der Säulenrichtung konstruiert. Die Kräfteumleitung von der Senkrechten zur Schrägen erfolgt durch den Schub des Randgliedes.

Die gesamte Fensterausfachung der 20 m hohen Längswände der Halle wurde ebenfalls in Eisenbeton hergestellt. Der Winddruck auf die Seitenwände wurde durch einhüftige Rahmen z. T. nach unten, z. T. auf die Binderscheiben und von da wieder auf die Schrägsäulen abgeleitet (s. Abb. 16). Das Eisenbetonfachwerk der Außenfronten setzt sich in Form von Oberlichtern in den 7,10 m breiten horizontalen Vordächern seitlich der Tonnen fort, so daß die Tonnen von einem Kubus von Glas umklammert sind und eine außerordentlich gute Beleuchtung der Halle erreicht wird.

Wie schon erwähnt, sind jeweils 5 Tonnen nebst Bindern als einheitliches Ganzes in einem Guß hergestellt. Die als kontinuierliche Balken konstruierten Binderscheiben dieser 5 Tonnen haben eine Länge von über 70 m. Die Längenänderung dieser langen Träger kann ungehindert vor sich gehen, denn die in dieser Richtung nur 80 cm starken hohen Tragsäulen können der Dehnung der Binderscheiben keinen wesentlichen Widerstand entgegensetzen. Ungünstiger dagegen liegen die Verhältnisse bei der Fensterausfachung, die in der Längsrichtung infolge der vielen sich kreuzenden wagrechten und senkrechten Balken sehr steif ist. Deshalb wurden nur jeweils die 3 mittleren Felder zusammenhängend betoniert und die beiden äußeren Felder von den 3 mittleren durch Spaltung der Hauptsäulen abgetrennt. Um die Spaltung zu verdecken, wurden die gespaltenen Säulen mit Nut und Feder ausgeführt.

Zwischen den drei Bauabschnitten wurde jeweils ein Zwischenraum von 3,5 m gelassen und dieser durch ein Oberlicht abgedeckt. Entsprechend dieser Einteilung der Dachflächen wurden in der Halle unterhalb dieser Oberlichter Übersichtsbrücken von 3,65 m Breite angeordnet, die zugleich die Verbindung zwischen den beiden Längsfronten entlang laufenden Stegen herstellen. Außerdem dienen diese Brücken dem Wirtschaftsbetrieb.

Die gesamte Halle sowie die 4 m breiten auf beiden Längsseiten angeordneten Bürovorbauten sind unterkellert. Die

Kellerdecken sind größtenteils als Pilzdecken ausgeführt. Der Beton wurde mittels Bändern über die Decken verteilt (siehe Abb. 20). Die Herstellung der Halle erfolgte entsprechend der Einteilung in 3 Bauabschnitten. Die etwa 8 m breiten ebenen Dächer seitlich der Tonnen wurden vollständig eingerüstet, während bei den Tonnengewölben nur die Randglieder durch Gerüste unterstützt wurden. Die Tonnen selbst wurden auf freitragenden doppelten Netzwerken hergestellt, die durch jeweils vier leichte eiserne Binder ausgesteift wurden und durch die die Lasten auf die Hauptständer der unter den Randgliedern angeordneten Holzgerüste übertragen wurden. Das Holzgerüst unter den Randgliedern wurde auf Schienen fahrbar hergestellt, um das langwierige Umstellen für die beiden anderen Bauabschnitte zu ersparen. (Abb. 21 zeigt das fahrbare Gerüst von der Frontseite, Abb. 22 gibt einen Blick zwischen zwei derartige Gerüste auf die freitragende Einrüstung der Tonnengewölbe mittels der doppelten Netzwerke, auf denen die Schaltung direkt verlegt wurde. Auch sind die eisernen Binder zu erkennen, durch die die Tonnen ausgesteift und die Lasten nach den Seitengerüsten abgetragen werden. Die Einrüstung der Tonnen mittels Netzwerken bietet nicht nur den Vorteil einer billigen und einfachen Unterrüstung, sondern ermöglicht auch infolge ihrer präzisen Form, die Tonnen sehr genau herzustellen. Bei der großen Spannweite und der geringen Schalenstärke ist dies naturgemäß von ganz außerordentlicher Bedeutung. Die Bewehrung der Schalengewölbe besteht aus Rundeisen 6 und 12 mm, die in fünf Lagen angeordnet sind und hauptsächlich in der Richtung der Hauptzugspannungen verlegt sind. Die Betonierung der schrägen Dachflächen erfolgte bei einfacher Schalung mittels Torkretieren, die der ebenen Flächen dagegen in normaler Weise. Abb. 23 zeigt die fertig eingedeckten Tonnengewölbe und die seitlichen Oberlichter. Zur Isolierung wurde Tekton verwendet.

Die Rinnen zwischen den einzelnen Tonnen wurden für die Wasserableitung benutzt. Die Zwickel zwischen den schrägen Tragsäulen und den Längswänden der Halle wurden doppelwandig ausgemauert und durch diese Hohlräume die Abfallrohre nach unten geführt. Auch die seitlichen Oberlichtflächen entwässern nach diesen Abfallrohren. Ebenso sind die Entlüftungsschächte des Kellers durch die Hohlräume im Zwickelmauerwerk hochgeführt.

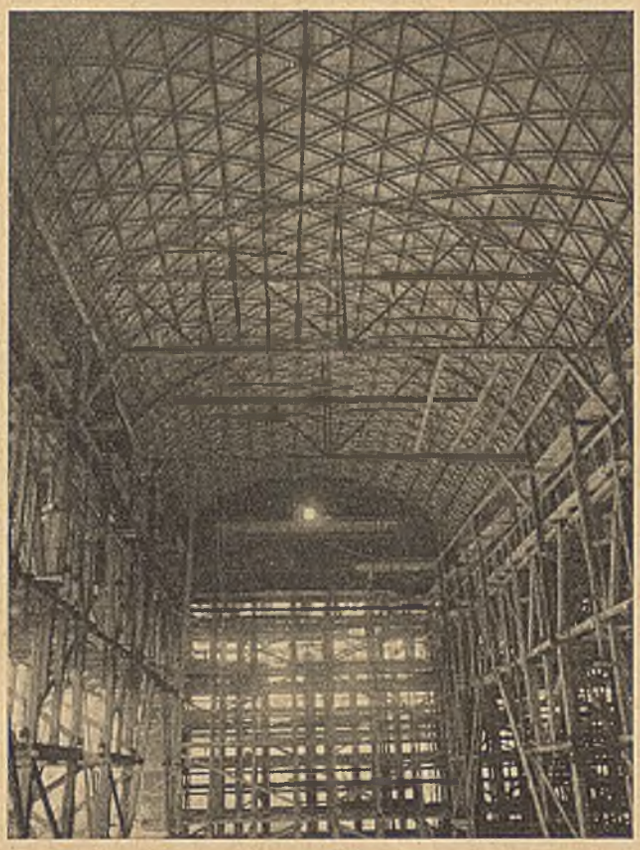


Abb. 22. Die Zeiss-Netzwerke zur Unterrüstung der Tonnengewölbe der Großmarkthalle Frankfurt a. Main, aus dem Innern der Halle gesehen.

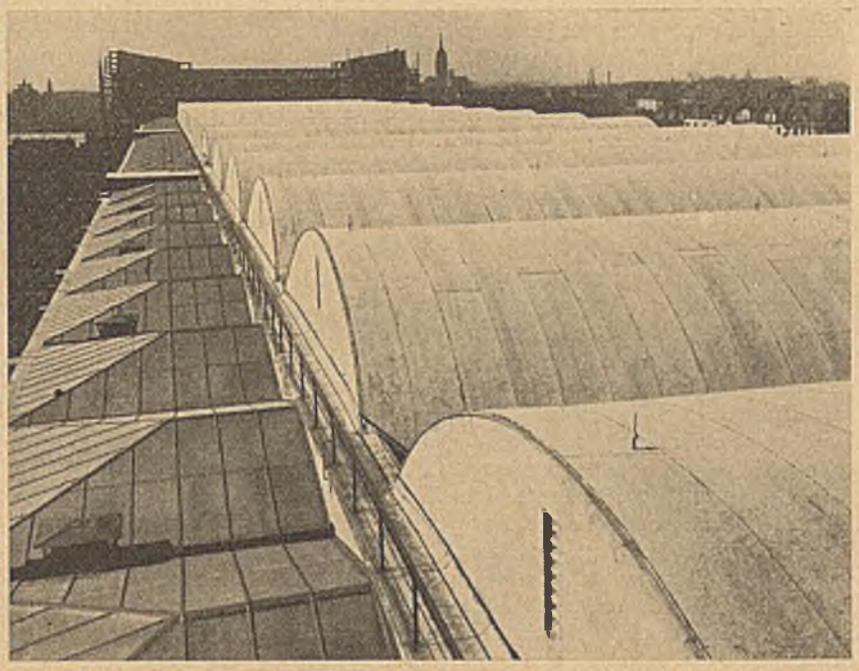


Abb. 23. Die Tonnengewölbe und die seitlichen Oberlichter der Großmarkthalle Frankfurt a. Main, von oben gesehen.

Der Hallenbau wurde in außerordentlich kurzer Bauzeit hergestellt. Für das erste Drittel wurden 10 Wochen, für das zweite 8 und für das dritte Drittel nur 6 Wochen benötigt. Diese rasche Herstellung wurde nur ermöglicht durch die Verwendung der Netzwerke im Zusammenhang mit den fahrbaren Gerüsten.

Die Konstruktion und Berechnung erfolgte durch die Dyckerhoff & Widmann Akt.-Ges., Wiesbaden-Biebrich, die Ausführung in Gemeinschaft mit der Wayss & Freytag A.-G., Frankfurt am Main. (Fortsetzung folgt.)

BEITRAG ZUR UNTERSUCHUNG VON ROHREN UNTER AUSSENDRUCK.

Von Dr.-Ing. M. Geller, Câmpina (Rumänien).

Wird ein Rohr von beliebigem Umriß und von geringer Wandstärke einem steigenden gleichmäßigen Außendruck p (kg/cm²) unterworfen, so weisen die entstehenden Formveränderungen des Umrisses ein plötzliches Ansteigen in der Nähe eines bestimmten Wertes auf, den man als den „kritischen Druck" p_k bezeichnet, und das Rohr wird plattgedrückt. Die Kenntnis dieses Wertes ist offenbar von der größten Wichtigkeit für die Dimensionierung des Rohres, bzw. für die Ermittelung des Sicherheitsgrades einer Anlage. Während man aber den Ausdruck von p_k für Rohre mit kreisförmigem Umriß schon längst kennt[1], fehlt — soweit Verfasser vorliegender Abhandlung bekannt ist — in der technischen Literatur jede Angabe betreffs des kritischen Außendruckes für Rohre anderer Form, insbesondere z. B. für elliptische Rohre[2].

Eine solche Formel wird in zweifacher Richtung recht sehr vermißt. Einmal handelt es sich um Konstruktionen (Dampfkesselmäntel[3], gewisse Typen von Flammrohren, genietete Tiefbohrrohre usw.), bei denen infolge der Überlappung schon von vornherein eine meßbare Abweichung von der Kreisform vorliegt. Dann aber kommen gewalzte (oder geschweißte) Rohre in Betracht, bei denen die angestrebte Kreisform eigentlich niemals erreicht wird, obwohl sie in den Lieferungsbedingungen stets vorgeschrieben wird. Die Frage nach dem Einfluß dieser Abweichungen auf die Widerstandsfähigkeit gegen Plattdrücken konnte bisher in gar keiner Weise beantwortet werden und man verließ sich nur auf das Gefühl.

Um eine solche Lücke auszufüllen, sei im folgenden der Fall von elliptischen, unter gleichmäßigem Außendruck stehenden Rohren näher untersucht. Es sei von vornherein bemerkt, daß die Ableitungen nur eine Annäherung darstellen. Dieses liegt einerseits in der Art der Aufgabe selbst. Manche Ausdrücke, die sich auf die Ellipsenform beziehen (z. B. $\int ds$, $\int y^2 ds$) können bekanntlich nur durch Reihen näherungsweise errechnet werden. Anderseits aber muß man darauf hinweisen, daß die Gleichung der elastischen Linie hier nicht mehr direkt abgeleitet werden kann, weil die eine Voraussetzung der Differentialgleichung (u. zw., daß die Länge der Projektion eines Bogens unveränderlich ist) nicht mehr stimmt. Wird nämlich die kleine Achse der Ellipse kürzer, so verlängert sich dementsprechend die große Achse und es entsteht ein neues Grundsystem. Man ist auf den Weg der Annäherung angewiesen. Es ist aber wichtig daran zu erinnern, daß bei Knickuntersuchungen — und um eine solche handelt es sich hier — selbst gewisse rohe Annäherungen ganz brauchbare Resultate geben[4].

Die Annäherung, die wir der ganzen Berechnung zugrunde legen, ist die Annahme, daß eine unter gleichmäßigem Außendruck stehende Ellipse, nach der Formveränderung gleichfalls eine Ellipse bildet. Diese Annahme verliert offenbar desto mehr ihre Berechtigung, je abgeplatteter die ursprüngliche Ellipse ist, die Ergebnisse sind also nur auf solche Rohre anzuwenden, die nicht allzu stark von der Kreisform abweichen.

Der zur Entwickelung kommende Gedankengang ist nun folgender: Unter Annahme einer gewissen Deformation der gegebenen Ellipse erhält man eine neue Umrißform, die stärker auf Biegung beansprucht wird, als die ursprüngliche. Unter Zugrundelegung der für diese neue Form errechneten Momente ermittelt man die Durchbiegung an der ursprünglichen Ellipse. Setzt man diese Durchbiegung der angenommenen Deformation gleich, so erhält man eine Beziehung, aus der man den Wert der Deformation selber errechnen kann. Es wird untersucht, unter welcher Bedingung dieser Wert unendlich groß wird. Diese Bedingung ergibt den Wert für den kritischen Druck.

Die dem gleichmäßigen Außendruck p(kg/cm²) unterworfene Ellipse (Abb. 1), sei auf ihre Hauptachsen bezogen, also

$$\frac{x^2}{a^2} + \frac{y^2}{b^2} = 1 . \tag{1}$$

Das System ist im allgemeinen dreifach statisch unbestimmt, im vorliegenden Fall von symmetrischer Belastung aber lassen sich die Normal- und Querkraft in den Scheitelpunkten ohne weiteres angeben und zwar ist bei A die Normalkraft[5] $N = -pa$ und die Querkraft $Q = 0$. Als einzige statisch unbestimmte Größe verbleibt also nur noch das Biegungsmoment bei A, das wir mit X_1 bezeichnen wollen. Als positiv bezeichnen wir alle Momente, die den Krümmungsradius der Ellipse zu vergrößern suchen. Für die Ermittelung von X_1 gilt bekanntlich die Gleichung:

$$X_1 \cdot \delta_{11} = \delta_{01} , \tag{2}$$

wo

$$\delta_{11} = \int \frac{M_1^2\, ds}{EJ} \text{ und } \delta_{01} = \int \frac{M_0 M_1\, ds}{EJ} . \tag{3}$$

Infolge $X_1 = -1$ entsteht in jedem Punkt des Ellipsenumrisses $M_1 = -1$, es ist also:

$$\delta_{11} = \frac{1}{EJ} \int ds = \frac{U}{EJ} , \tag{4}$$

wo U = Umfang der Ellipse.

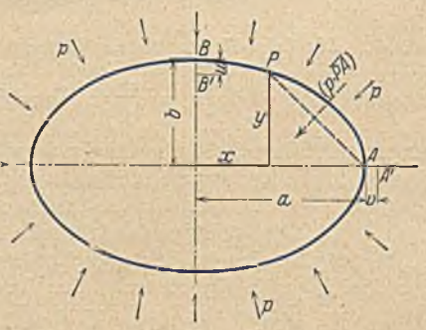


Abb. 1.

Die Momentfläche M_0 am statisch bestimmten System (also an der bei A durchgeschnittenen Ellipse, aber unter Berücksichtigung der daselbst wirkenden Normalkraft $N = -pa$) ergibt sich für irgend einen Punkt P, wenn man die Teildrücke p von A bis P durch ihre Resultierende $p \cdot \overline{PA}$ ersetzt. Dieselbe geht durch die Mitte von $\overline{PA}$ hindurch und steht senkrecht zu dieser Strecke. Es ist also:

$$\begin{aligned} M_0 &= +pa(a-x) - p \cdot \overline{PA} \cdot \frac{1}{2}\overline{PA} \\ &= pa(a-x) - \frac{1}{2}p\,[y^2 + (a-x)^2] \\ &= +\frac{1}{2}p\,[a^2 - x^2 - y^2] . \end{aligned} \tag{5}$$

[1] Vgl. u. a. A. Föppl: „Vorlesungen über Technische Mechanik", Bd. III, Festigkeitslehre, IV. Aufl. 1909, S. 282—286.

[2] Die Abhandlung: „Die Berechnung dünnwandiger ovaler Röhren gegen gleichförmigen Normaldruck" von Dr.-Ing. Mayer-Mita, erschienen in der Zeitschr. d. Ver. Deutsch. Ing., im Heft vom 25. IV. 1914, geht auf das Problem des Plattdrückens ovaler Rohre gar nicht ein und beschränkt sich nur auf die Ermittelung der Spannungen.

[3] Vgl. z. B. die diesbezüglichen Ausführungen in C. v. Bach: „Maschinenelemente", XIII. Aufl. 1922, S. 254 u. ff.

[4] Man vergleiche z. B. die genaue Knicklast $P = 2{,}44 \frac{EJ}{l^2}$ für einen einerseits eingespannten, axial belasteten geraden Stab, mit den Werten, die man erhält, wenn man die elastische Linie: 1. als eine Parabel zweiten Grades annimmt: $P = 2{,}40 \frac{EJ}{l^2}$ und 2) als eine gerade Linie annimmt: $P = 3{,}00 \frac{EJ}{l^2}$. Bedenkt man, daß letztere Annahme sogar in Widerspruch mit der Voraussetzung (feste Einspannung) steht, so muß das Ergebnis noch als recht befriedigend bezeichnet werden.

[5] Hierbei und in der Folge rechnen wir stets mit einem Rohrstreifen von 1 cm Tiefe (senkrecht zur Bildebene) und setzen voraus, daß es sich um ein unendlich langes Rohr handelt.

Unter Berücksichtigung von (1) erhält man:

$$M_0 = +\frac{1}{2}\,p\,h\,y^2, \tag{6}$$

wo

$$h = \frac{a^2}{b^2} - 1. \tag{7}$$

Es ergibt sich also:

$$\delta_{01} = \int M_0 M_1 \frac{ds}{EJ} = -\frac{1}{EJ}\cdot\frac{1}{2}\,p\,h\int y^2\cdot ds = -\frac{p\,h}{2\,EJ}\,4\,C, \tag{8}$$

wo

$$C = \int_{y=0}^{y=b} y^2\cdot ds \quad (\text{für } 1/4 \text{ des Ellipsenumfanges}). \tag{9}$$

Es ist also:

$$X_1 = -\frac{2\,p\,h}{U}\,C \tag{10}$$

und das endgültige Moment im statisch unbestimmten System (also in der geschlossenen Ellipse):

$$\left\{\begin{aligned} M = M_0 - M_1 X_1 &= \frac{1}{2}\,p\,h\,y^2 - (-1)\left(-\frac{2\,p\,h}{U}\right)C \\ &= +\frac{1}{2}\,p\,h\left(y^2 - \frac{4\,C}{U}\right). \end{aligned}\right. \tag{11}$$

Die Ellipse sei nun derart deformiert, daß der Punkt B um das Maß **u** nach unten, der Punkt A um **v** nach rechts verschoben sind. Für einen Zwischenpunkt P, mit den Koordinaten x und y, nehmen wir an, die Verschiebungen parallel zu den Achsen seien proportional den Koordinaten, also lotrecht $u\frac{y}{b}$ nach unten, wagerecht $v\frac{x}{a}$ nach rechts. Nimmt man gleichzeitig an, die Deformation ist symmetrisch betreffs der Hauptachsen[6], so ergeben sich für die Koordinaten der neuen Kurve

$$\xi = x + v\frac{x}{a} = x\left(1 + \frac{v}{a}\right); \quad \eta = y - u\frac{y}{b} = y\left(1 - \frac{u}{b}\right) \tag{12}$$

und man erhält die Gleichung der Kurve, wenn man in (1) die aus (12) errechneten Werte von x und y einsetzt, also:

$$\frac{\xi^2}{a^2\left(1+\frac{v}{a}\right)^2} + \frac{\eta^2}{b^2\left(1-\frac{u}{b}\right)^2} = 1;$$

d. h.

$$\frac{\xi^2}{(a+v)^2} + \frac{\eta^2}{(b-u)^2} = 1; \tag{13}$$

also eine Ellipse mit den Halbachsen $a + v$ und $b - u$.

Da die neue Kurve auch eine Ellipse ist, läßt sich der oben ermittelte Ausdruck für die Biegungsmomente durch einfaches Vertauschen der Variabeln ohne weiteres anwenden. Laut Gleichung (11) ergibt sich als Biegungsmoment M_d an irgendeiner Stelle der deformierten Ellipse (wir fügen überall den Spezialindex d dort hinzu, wo sich die Werte auf die deformierte Ellipse beziehen):

$$M_d = \frac{1}{2}\,p\,h_d\left(\eta^2 - \frac{4\,C_d}{U}\right), \tag{14}$$

wo

$$h_d = \frac{(a+v)^2}{(b-u)^2} - 1 \quad \text{und} \quad C_d = \int_{\eta=0}^{\eta=b-u} \eta^2\,ds. \tag{15}$$

Hierbei ist der Umfang der Ellipse selbstverständlich als unveränderlich angenommen worden.

Infolge der Momente M_d wird eine Deformation eintreten und zwar wird sich die kleine Achse verkürzen, die große verlängern. Die Verkürzung der kleinen Halbachse ist aber, unter der Voraussetzung sehr kleiner Werte von u, nur um eine unendlich kleine Größe verschieden von derjenigen der nicht deformierten Ellipse, ist also gleich u.

Um nun diese Deformation infolge M_d zu ermitteln, bringen wir in B′ die virtuelle lotrechte Belastung $\overline{1}$ an und stellen das Gleichgewicht durch zwei lotrechte Reaktionen von je $\frac{1}{2}\overline{1}$ an den Endpunkten der großen Achse her. Werden die Momente infolge dieses Belastungszustandes mit $\overline{M}$ bezeichnet, so gilt bekanntlich:

$$\overline{1}\cdot u = \sum\int \overline{M}\,M_1\frac{ds}{EJ}, \tag{16}$$

wo sich das Summenzeichen Σ nur auf die zwei oberen Ellipsenviertel erstreckt. Infolge der Symmetrie der Momentenflächen für diese zwei Quadranten und der Unveränderlichkeit von E und J erhält man:

$$u = \frac{2}{EJ}\int_{\xi=0}^{\xi=a+v} \overline{M}\,M_d\cdot ds. \tag{16 a}$$

Es ist aber offenbar:

$$\overline{M} = +\frac{1}{2}(a + v - \xi), \tag{17}$$

so daß, unter Berücksichtigung von (14):

$$\left\{\begin{aligned} u &= \frac{2}{EJ}\int_{\xi=0}^{\xi=a+v}\frac{1}{2}(a+v-\xi)\cdot\frac{1}{2}\,p\,h_d\left(\eta^2 - \frac{4\,C_d}{U}\right)\cdot ds \\ &= \frac{p\,h_d}{2\,EJ}\int_{\xi=0}^{\xi=a+v}(a+v-\xi)\left(\eta^2 - \frac{4\,C_d}{U}\right)\cdot ds \\ &= \frac{p\,h_d}{2\,EJ}\int_{\xi=0}^{\xi=a+v}\left[(a+v)\,\eta^2 - \xi\,\eta^2 - \frac{4\,(a+v)\,C_d}{U} + \frac{4\,C_d\,\xi}{U}\right]\cdot ds. \end{aligned}\right. \tag{18}$$

Berücksichtigt man die zweite Beziehung (15) und setzt man U statt $4\int_{\xi=0}^{\xi=a+v} ds$, so ergibt sich:

$$\left\{\begin{aligned} u &= \frac{p\,h_d}{2\,EJ}\left[(a+v)\,C_d - \int_{\xi=0}^{\xi=a+v}\xi\,\eta^2\cdot ds - (a+v)\,C_d + \frac{4\,C_d}{U}\int_{\xi=0}^{\xi=a+v}\xi\cdot ds\right] \\ &= \frac{p\,h_d}{2\,EJ}\left(-\int_{\xi=0}^{\xi=a+v}\xi\,\eta^2\cdot ds + \frac{4\,C_d}{U}\int_{\xi=0}^{\xi=a+v}\xi\cdot ds\right). \end{aligned}\right. \tag{19}$$

Es bleibt nun noch die Integrale:

$$D_d = \int_{\xi=0}^{\xi=a+v}\xi\,\eta^2\cdot ds, \tag{20}$$

und

$$G_d = \int_{\xi=0}^{\xi=a+v}\xi\cdot ds, \tag{21}$$

sowie auch $C_d = \int_{\eta=0}^{\eta=b-u}\eta^2\cdot ds$ und U zu errechnen.

Liegt eine Ellipse mit der Halbachsen a und b vor und drückt man das Bogendifferential ds in Funktion von $\frac{dx}{dy}$ aus, so gilt:

$$ds = dy\sqrt{1 + \left(\frac{dx}{dy}\right)^2} = dy\cdot\frac{a}{b}\sqrt{\frac{b^2}{a^2} + \frac{y^2}{b^2\left(1 - \frac{y^2}{b^2}\right)}}. \tag{22}$$

Setzt man:

$$\frac{y}{b} = z \quad \text{und} \quad 1 - \frac{b^2}{a^2} = r, \tag{23}$$

so ist:

$$C = \int_{y=0}^{y=b} y^2\cdot ds = a\,b^2\int_{z=0}^{z=1} z^2\sqrt{\frac{1}{1-z^2} - r}\cdot dz. \tag{24}$$

[6] Bei unsymmetrischer Deformation sind die Ergebnisse selbstverständlich verschieden und zwar ergibt sich eine verminderte Widerstandsfähigkeit gegen Plattdrücken.

Durch Reihenentwicklung der Quadratwurzel erhält man:

$$(25)\quad \begin{cases} C = a\,b^2 \Big[\int\limits_0^1 z^2 \sqrt{\frac{1}{1-z^2}} \cdot dz - \frac{r}{2} \int\limits_0^1 z^2 \sqrt{1-z^2} \cdot dz \\ \qquad - \frac{r^2}{2^2 \cdot 2!} \int\limits_0^1 z^2 \sqrt{(1-z^2)^3} \cdot dz - \ldots \\ - \ldots - \frac{1 \cdot 3 \cdot 5 \ldots (2n-5)}{2^{n-1}(n-1)!} r^{n-1} \int\limits_0^1 z^2 \sqrt{(1-z^2)^{2n-3}} \cdot dz - \ldots \Big] \\ = a\,b^2 \cdot \alpha, \end{cases}$$

wo

$$(25\,a)\qquad \alpha = \frac{\pi}{4}\left(1 - \frac{r}{8} - \frac{r^2}{64} - \frac{5\,r^3}{1024} - \ldots\right).$$

Für den Grenzfall eines Kreises erhält man, da $r = o$ für α den Wert $\frac{\pi}{4}$ und es ist:

$$(25\,b)\qquad C_{a=b} = \frac{\pi}{4}\,a\,b^2 = \frac{\pi}{4}\,a^3.$$

Für den anderen Grenzfall (Gerade) erhält man mit $r = 1$, $\alpha \sim 0{,}849\,\frac{\pi}{4}$. Die Veränderlichkeit von α ist also, selbst für so starke Schwankungen des Verhältnisses $\frac{b}{a}$, als recht schwach zu bezeichnen und infolgedessen darf bei Errechnung von C_d aus der Gleichung (25) der Wert von α eingesetzt werden, der für die ursprüngliche Ellipse gilt; sonst muß a durch $a + v$, b durch $b - u$ ersetzt werden, also:

$$(25\,c)\qquad C_d = (a + v)\,(b - u)^2 \cdot \alpha.$$

Die Integration von D_d gelingt in geschlossener Formel. Für die undeformierte Ellipse mit den Halbachsen a und b gilt:

$$(26)\qquad d\,s = d\,x \sqrt{1 + \left(\frac{d\,y}{d\,x}\right)^2} = d\,x \sqrt{\frac{a^2 - r\,x^2}{a^2 - x^2}}$$

und es ist dann, wenn man y^2 durch $\frac{b^2}{a^2}(a^2 - x^2)$ ersetzt:

$$(27)\quad \begin{cases} D = \int\limits_{x=o}^{x=a} x\,y^2 \cdot d\,s = \frac{b^2}{a^2} \int\limits_0^a x\,(a^2 - x^2) \sqrt{\frac{a^2 - r\,x^2}{a^2 - x^2}} \cdot d\,x \\ = \frac{b^2}{a^2} \int\limits_0^a \sqrt{(a^2 - r\,x^2)(a^2 - x^2)} \cdot x \cdot d\,x. \end{cases}$$

Nach einigen Umformungen erhält man, nach dem Einsetzen der Grenzwerte:

$$(28)\qquad D = \int\limits_{x=o}^{x=a} x\,y^2 \cdot d\,s = a^2\,b^2 \cdot \beta,$$

wo

$$(28\,a)\quad \beta = \frac{1}{8\,r^2}\left[r\,(r+1) - \frac{1}{2}\,(1-r)^2 \sqrt{r} \cdot \ln \frac{1 + \sqrt{r}}{1 - \sqrt{r}}\right].$$

Für den Grenzfall eines Kreises ($r = o$), ergibt sich $\beta = \frac{1}{3}$ und

$$(28\,b)\qquad D_{a=b} = \frac{1}{3}\,a^2\,b^2 = \frac{a^4}{3}.$$

Für $r = 1$ (Gerade) ist $\beta = \frac{1}{4}$. Auch hier kann also die Veränderlichkeit von β als recht gering angesehen werden, so daß bei Errechnung von D_d nach Gleichung (28) wohl a durch $a + v$ und b durch $b - u$ ersetzt werden müssen, β hingegen den Wert behalten darf, der für die nicht deformierte Ellipse galt, also:

$$(28\,c)\qquad D_d = (a + v)^2\,(b - u)^2 \cdot \beta.$$

Endlich erhält man für G, wenn die Ellipse die Halbachsen a und b hat:

$$(29)\qquad G = \int\limits_{x=o}^{x=a} x \cdot d\,s = \int\limits_0^a x \sqrt{\frac{a^2 - r\,x^2}{a^2 - x^2}} \cdot d\,x.$$

Nach einigen Umformungen und nach Einsetzen der Grenzwerte ergibt sich:

$$(30)\qquad G = a^2 \cdot \gamma,$$

wo

$$(30\,a)\qquad \gamma = \frac{1}{2}\left[1 + \frac{1-r}{2\sqrt{r}} \cdot \ln \frac{1 + \sqrt{r}}{1 - \sqrt{r}}\right].$$

Für $a = b$ (Kreisform) erhält man, mit $r = o$, $\gamma = 1$ und

$$(30\,b)\qquad G_{a=b} = a^2.$$

Für den anderen Grenzfall ($b = o$, also gerade Linie) ist $\gamma = \frac{1}{2}$. Die Veränderlichkeit von γ (zwischen $\frac{1}{2}$ und 1) kann also nicht mehr als geringfügig angesehen werden. Will man somit nach Gleichung (30) das Integral $\int \xi\,d\,s$ (für die deformierte Ellipse) errechnen, so genügt es nicht mehr, einfach a durch $a + v$ zu ersetzen, sondern es ist auch ein γ_d einzusetzen, bei dessen Ermittelung der Einfluß der größeren Abplattung berücksichtigt werden muß. Nun erweist sich aber der Wert von γ als angenähert linear veränderlich in bezug auf die Variable $\frac{b}{a}$. Da für das Intervall von $\frac{b}{a} = o$ bis $\frac{b}{a} = 1$ die Zunahme von γ gleich $\frac{1}{2}$ war, ergibt sich als Abnahme desselben zwischen der Abszisse $\frac{b}{a}$ und der (der deformierten Ellipse entsprechenden) $\frac{b-u}{a+v}$ der Wert von $\frac{1}{2}\left[\frac{b}{a} - \frac{b-u}{a+v}\right] = \frac{1}{2} \cdot \frac{b\,v + a\,u}{a^2 + a\,v}$. Vernachlässigt man $a\,v$ gegenüber a^2, so erhält man als Abnahme von γ infolge der Deformation: $\Delta\,\gamma = \frac{1}{2} \cdot \frac{b\,v + a\,u}{a^2}$ und es ist dann[7] $\gamma_d = \gamma - \frac{1}{2} \cdot \frac{b\,v + a\,u}{a^2}$ und dementsprechend:

$$(30\,c)\qquad G_d = (a + v)^2 \left[\gamma - \frac{1}{2} \cdot \frac{b\,v + a\,u}{a^2}\right].$$

Für den Ellipsenumfang U erhält man schließlich durch Reihenentwickelung:

$$(31)\quad U = 4 \int\limits_{x=o}^{x=a} d\,s = 2\,\pi\,a \left[1 - \frac{1}{4}\,r - \frac{3}{64}\,r^2 - \frac{5}{256}\,r^3 - \ldots\right].$$

Wie schon bemerkt, rechnen wir (infolge der Vernachlässigung der Normalkräfte) mit demselben Umfang für die ursprüngliche und für die deformierte Ellipse. Es ist also $U_d = U$.

[7] Sowohl diese Annäherung als auch die bei der Aufstellung der Ausdrücke von C_d und D_d gemachten vereinfachenden Annahmen beeinflussen, wie es sich aus vergleichenden Berechnungen ergeben hat, nur unwesentlich den Wert von p_k und zwar in dem Sinne, daß man um einige Prozent zu kleine p_k-Werte erhält.

Setzen wir nun sämtliche Integralwerte in Gleichung (19) ein, so erhalten wir:

$$(32)\quad \begin{cases} u = \frac{p\,h_d}{2\,E\,J} \left\{ -\beta\,(a + v)^2\,(b - u)^2 + \frac{4\,\alpha}{U}\,(a + v)\,(b - u)^2\,(a + v)^2 \left[\gamma - \frac{1}{2} \cdot \frac{b\,v + a\,u}{a^2}\right] \right\} \\ = \frac{p}{2\,E\,J}\,\left[(a + v)^2 - (b - u)^2\right](a + v)^2 \left\{ -\beta + \frac{4\,\alpha}{U}\,(a + v)\left(\gamma - \frac{1}{2} \cdot \frac{b\,v + a\,u}{a^2}\right) \right\}. \end{cases}$$

Führen wir die Klammerrechnungen aus und vernachlässigen wir überall die höheren Potenzen von u und v (bzw. die Glieder mit u v), so erhalten wir:

$$(32\,a)\qquad u = \frac{p}{2\,E\,J}\,(a^4\,r + 4\,a^3\,v + 2\,a^2\,b\,u - 2\,a\,b^2\,v) \left\{ -\beta + \frac{4\,\alpha}{U}\,\alpha\,\gamma + \frac{4\,\alpha}{U}\,\gamma\,v - \frac{2\,\alpha}{U} \cdot \frac{b}{a}\,v - \frac{2\,\alpha}{U}\,u \right\}.$$

(Fortsetzung folgt.)

DIE BRÜCKE VON LA CAILLE.

Von A. Paris, Professor und Zivilingenieur an der Universität Lausanne.

(Ins Deutsche übertragen von Dipl.-Ing. Kurt Pfletschinger, Karlsruhe.)

Die französische Staatsstraße von Annecy nach Genf kreuzt, etwa 3 km von dem bedeutenden Orte Cruseilles und etwa 20 km von St. Julien (Schweizer Grenze) entfernt, eine 150 m tiefe Schlucht, die von dem Gebirgsfluß les Usses südlich des Mont Salvève in das Felsmassiv eingegraben wurde. Die schöne Hängebrücke, die jetzt dieses tief eingeschnittene Tal überbrückt, wurde 1838 erbaut und genügt dem jetzigen Verkehr nicht mehr; der Auto-Verkehr und das Projekt einer Lokalbahn haben zu ihrem Ersatz durch eine Massivbrücke Anlaß gegeben.

Der im Bau befindliche Viadukt kreuzt den Flußlauf etwas schräg; die in der Kurve liegenden Brückenenden werden den Anschluß an die am Felsabhang liegende Straße verbessern. Der größte Betonbogen hat eine Spannweite von 140 m, bei 27 m Pfeilhöhe; er ist demnach das weitestgespannte Massivgewölbe der Erde und eröffnet als solches noch weitere Perspektiven (Abb. 1). Er stellt den Scheitelabschnitt eines Kreisbogens von 240 m Dmr. dar. Das Pfeilverhältnis 1 : 5,2 macht den Bogen gegen Temperatureinflüsse schon ziemlich empfindlich; die Kühnheit der Konstruktion wird durch den hinzukommenden Einfluß der Windkräfte noch eindringlicher betont.

Das Problem war schwierig. Die elegante Lösung bringt Neukonstruktionen, die einer Besprechung wert sind, denn sie betreffen gleichermaßen die Konstruktion von Lehrgerüsten als auch die selbsttätige Ausschaltung der beim Ausrüsten und durch das Schwinden des Betons entstehenden Deformationen des Bogens. Die Schwierigkeit bei Massivbögen größerer Abmessung besteht in der möglichst weitgehenden Ausschaltung der Nebenspannungen, die die nutzbare Tragfähigkeit des Bogens verkleinern, denn die erforderliche Sicherheit begrenzt bald die Größe und Kühnheit der Konstruktion. Alle diese Fragen jedoch befriedigend zu beantworten, hieße die Möglichkeit einer elastischen Massivkonstruktion ohne Längsbewehrung bejahen; es gehörte immerhin Mut dazu, den Beweis dafür an einem so großen Bauwerk zu erbringen.

Der große Bogen stützt sich auf den an den Talhängen anstehenden Fels. Die in der Abwicklung etwa 150 m lange Bogenachse läßt elastische Formänderungen in der Längsrichtung zu, die begünstigt sind durch die Ausgestaltung des Brückenquerschnitts: der rechteckige Bogenquerschnitt weist ohne den Vorsprung des oberen Gewölberinges eine Breite von 6,36 m auf, bei 2,80 m Stärke im Scheitel und 4,60 m an den Kämpfern; er besitzt jedoch 3 röhrenförmige Aussparungen von je 1,32 m Breite, die zusammen etwa den dritten Teil der gesamten Querschnittsfläche ausmachen. (Siehe Querschnittsskizze, Abb. 2.) Die Mittelachse des Bogens, eine Kurve fünften Grades, ist der Stützlinie für ruhende Last angepaßt, ohne Rücksichtnahme auf die Biegungsmomente infolge Verkürzung der neutralen Faser. Die beim Ausrüsten entstehenden Deformationen in der Längsrichtung dürften jedoch beachtliche Biegungsspannungen im Scheitel und an den Kämpfern hervorrufen.

Der Beton enthält 300 kg Marseiller hochwertigen Zement (superciment) auf 1 m³; der gebrochene Sand und Kies entstammte den anstehenden Kalksteinbänken, da der Gebirgsfluß praktisch keinen natürlichen Sand liefern konnte. Dennoch betrug die Betondruckfestigkeit nach 21 Tagen 300 bis 350 kg/m³; der Elastizitätsmodul wurde nicht ermittelt. Die schwach

Abb. 1. Fertig betonierte Brücke; im Hintergrund die alte Hängebrücke.

plastische Konsistenz des Betons gestattete einen normalen Betonierungsvorgang, im Prinzip in Richtung der Bogenlängsachse, auf diese Weise soweit irgend möglich ein Absacken und Loslösen des zwischen die schon erhärteten Lamellen eingebrachten Betons beschränkend.

Der Betonierungsplan sah außer der lamellenweisen Herstellung zwischen Kämpfer und Scheitel noch das Versetzen vorher hergestellter Platten vor. Die Verwendung dieser Konstruktionselemente hat den Zweck, die durch Schwinden und Ausrüsten hervorgerufenen Deformationen auszugleichen; sie sollen diese aufheben durch eine rechnerisch nachgewiesene

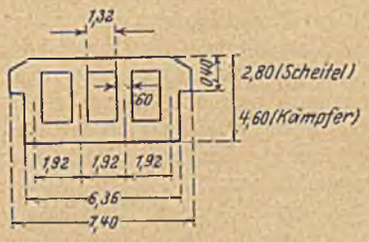


Abb. 2. Brückenquerschnitt mit Aussparungen.

Abb. 3. Austeilung der Platten.

Veränderung in der Verformbarkeit der drei aufeinanderfolgend betonierten Gewölberinge. Von diesen drei horizontalen Ringen sind die beiden äußeren ganz massiv, der mittlere durchbrochen. Der fertige Bogen zeigt einen überall gleich starken unteren Gewölbering, der vier vertikale Wände trägt, welch letztere wiederum als Abschluß den obersten Gewölbering tragen. Die

Aussparungen treten äußerlich nicht in Erscheinung. Die drei Betonierungsringe haben folgende Höhen:

unterer Ring (a)	26,0%	der Gesamthöhe
vertikale Wände (b)	56,5%	„ „
oberer Ring (c)	17,5%	„ „

Der untere Gewölbering enthält etwa ein Drittel der vorher betonierten Platten, der mittlere nur ein Sechstel, während die Hälfte der Platten für den obersten Ring zurückbehalten wurde. Diese Ausgleichplatten wurden 4 bis 5 Monate vorher hergestellt; ihre Stirnflächen sind praktisch parallel und ihre Stärke schwankt zwischen 15 und 18 cm; sie sind mit einem Netz radialer Eisen armiert, die die Bogenringe untereinander verbinden (siehe Abb. 3). Wenn auch ihre Einbringung für die Unternehmung keine leichte Arbeit war, machen sie doch etwa ein Drittel des gesamten Gewölbevolumens aus, so war doch ihre Wirkung bedeutend, denn eine peinliche Untersuchung des Bogens nach der Ausrüstung ließ keinerlei Risse erkennen. Diese Herstellungsart hat durch Vermeidung jeglicher Zugspannungen im Beton die Herstellung eines elastischen Bogens ohne jede Bewehrung ermöglicht, abgesehen von der Transversalbewehrung der fertig verlegten Platten und einiger besonders stark beanspruchter Stellen an den Kämpfern.

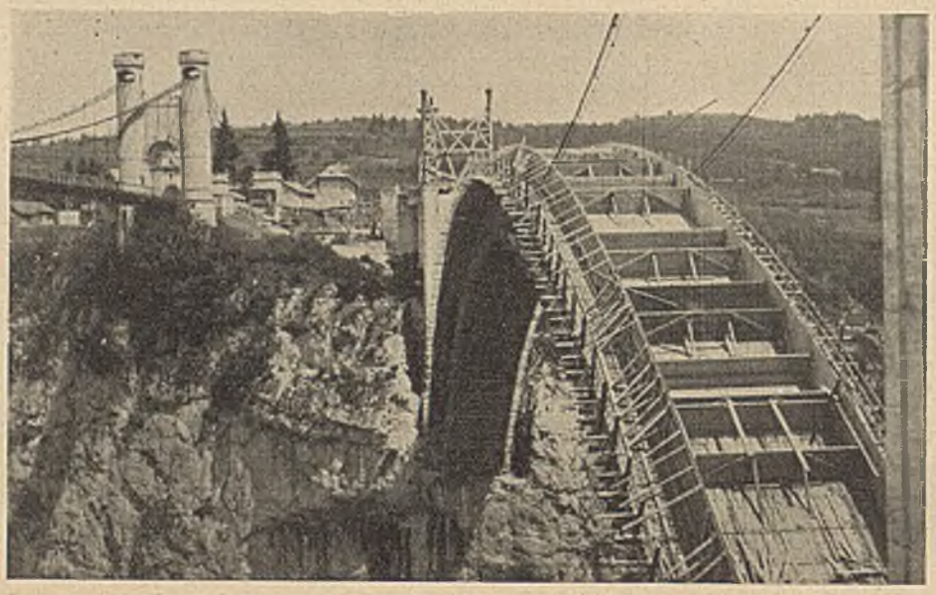


Abb. 4. Lehrgerüst mit Bogenschalung und Verteilung der Platten.

Der Gedankengang, durch den der Chefingenieur Baticle der Ponts et Chaussées dazu veranlaßt wurde, die schon erhärteten Stücke zwischen den frischen Beton einzuschalten, wurde von ihm in der Akademie der Wissenschaften in Paris (Sitzung vom 19. November 1923) näher dargelegt. In diesem Bericht wurde ausgeführt, daß „transversale Bogenelemente die in Form von Zwickeln in das Gewölbe eingefügt werden, die durch Schwinden hervorgerufenen beträchtlichen Längenänderungen der unteren und oberen Bogenteile verändern und durch Verdrehung die bei Verkürzung der neutralen Faser entstehenden Biegungsmomente verkleinern."

Für das freie Ende ergeben sich folgende Elastizitätsgleichungen

$$\Delta\delta = \int \frac{M \cdot ds}{E \cdot J} + \int \gamma \cdot ds = 0$$

$$\Delta h = \int \frac{M \cdot y \cdot ds}{E \cdot J} + \int \gamma \cdot y \cdot ds = \int \frac{N}{E \cdot F} \cdot dx + \int K \cdot dx = 0$$

wobei das Biegungsmoment M im Punkt (x, y) der neutralen Achse sich aus dem Moment M_0 am Auflager und der Normalkraft H in Richtung der Längsachse der Elastizitätsellipse ergibt. Die Querkraft hebt sich beim symmetrischen Bogen auf, und es handelt sich lediglich noch um die Deformationen in der Längsrichtung infolge Schwindens und beim Ausrüsten.

Der für das Schwinden eingesetzte Koeffizient K ändert sich natürlich mit der Verteilung der vorher betonierten Platten. Wenn λ_e und λ_i das Längenverhältnis der Platten an der äußeren und inneren Kante auf 1 lfdm Achslänge bezogen, bedeuten, so berechnet sich die Drehung γ für die Einheit zu

$$\gamma = \frac{1{,}0 \cdot (\lambda_e - \lambda_i) \cdot k}{e}$$

und der mittlere Schwindkoeffizient zu

$$k_1 = k\left(1 - \frac{\lambda_e + \lambda_i}{2}\right)$$

Baticle gibt für die Verdrehung je Einheit folgenden Ausdruck an:

$$\gamma = m \cdot y + p.$$

Die beiden Gleichgewichtsbedingungen für die Deformationen ohne Normalkraft

$$M_0 = 0 \qquad H = 0$$

ermöglichen die Berechnung von m und p.

Einige Vereinfachungen, wie die Annahme parabolischer Biegelinie, ferner ein genügend großes Pfeilverhältnis, um praktisch die Längen und die Kräfte ihren Horizontalprojektionen gleichsetzen können, führen dann zu den Werten

$$m = -\frac{45 \cdot k_1}{4 \cdot l^2}; \quad p = \frac{15 \cdot k_1}{2 \cdot l}$$

Die willkürliche Wahl des Mittels $(\lambda_e + \lambda) : 2$ bestimmt den Wert k_1 und damit die Koeffizienten m und p. Kennt man so $(\lambda_e - \lambda)$ für jede Ordinate y, dann kann man die Austeilung der Zwickel am Bogenrand so festlegen, daß sie zum Ausgleich der Schwindspannungen genügen (Abb. 4).

Da der Bogen in einzelnen Ringen betoniert wurde, konnte deren ersterer zusammen mit dem Lehrgerüst den zweiten tragen und mit diesem zusammen dann den obersten. Dann befindet sich der frühere Beton teilweise schon im Zustand bereits beendeten Schwindens. Man trägt diesen Ungleichheiten in der Deformation soweit möglich dadurch Rechnung, daß man den Bogen in seinen verschiedenen Stadien durchrechnet und die Zwickel entsprechend verteilt. Der ganze Vorgang ist jedoch zu kompliziert, um allgemeine Schlüsse zuzulassen; es bestehen natürlich innere Reibungsspannungen, die auf das ganze System einwirken.

Die Ausgleichung der Ausrüstungsspannungen baut sich ihrerseits auf der Basis eines höheren Elastizitätsmoduls in den Zwickeln als in dem im Bauwerk hergestellten Beton auf; der Beweis dafür wurde jedoch, soweit bekannt, im Laboratorium nicht erbracht. Die nötige Verbindung zwischen den Zwickeln und Lamellen wurde durch rauhe Kontaktflächen gesichert.

Die Verwendung vorher hergestellter Zwickel würde also im Prinzip die vollständige Ausschaltung aller Nebenspannungen ermöglichen, die durch Vorgänge vor Inbetriebnahme der Brücke bedingt sind; ihre absolute Ausschaltung hängt aber von natürlichen Einflüssen ab, die sich vorläufig unserer Kontrolle entziehen. Andererseits gestattet die analytische Berichtigung der neutralen Achse (z. B. negative Auflasten nach Dr. M. Ritter) theoretisch die Ausschaltung besagter Momente eigentlich nur in zwei Punkten, im Scheitel und an den Kämpfern. Die Zufälligkeiten werden also durch gleichzeitige Anwendung verschiedener Mittel zur automatischen Ausgleichung des Bogengleichgewichts führen. Das Versuchsfeld

bleibt unerschöpflich, doch ist das bemerkenswerte Verfahren Baticles als ein wirksamer Fortschritt zu bezeichnen; Baticle hat seine Konstruktion mit Erfolg an einem beträchtlichen Bauwerk angewendet, das zur Lösung noch kühnerer Probleme bei Vorhandensein starrer Widerlager als Vorbild immer beachtet werden wird.

Beim Ausrüsten entstand eine mittlere Pressung von 15 kg/cm² und eine relative Durchbiegung im Scheitel von 15 mm. Die durch Wärmeänderungen verursachten Durchbiegungen im Scheitel haben bis jetzt ± 5 mm betragen; die dadurch hervorgerufenen Zugspannungen bleiben innerhalb der Grenze der durch die Hauptbelastungen entstehenden Spannungen.

Der Bogen enthält 2200 m³ Beton, und die größte Normalkraft beträgt 4000 t. Die zu erwartenden maximalen Druckspannungen erreichen demnach das Maß von 70 kg/cm².

Die Fahrbahntafel besteht aus Eisenbeton. Ihre Dilatation wird erleichtert durch die Elastizität der vertikalen Unterstützungswände, die zwischen den Endpylonen des großen Bogens eingeschaltet sind (Abb. 1). Die Gesamtlänge der Fahrbahn beträgt 228 m. Die Straße hat eine Breite von 8,80 m zwischen den Geländern einschließlich der beiden Bürgersteige von je 1,10 m Breite.

Das ganze Bauwerk erforderte die Einbringung von 5500 m³ Beton.

Das Lehrgerüst war außerordentlich kühn. Die Tiefe der Schlucht schloß eine Abstützung auf den Talboden aus. Unter Außerachtlassung einer Terrasse bei der Zufahrt des westlichen Widerlagers hat es der Konstrukteur, Ingenieur Caquot, vorgezogen, einen Bogen in Holz von 130 m Stützweite zu konstruieren, der aus zwei Gurtungen mit mehrfacher Vergitterung besteht (Abb. 5). Die Konstruktion dieses Kunstwerkes mit 4 m Stärke im Scheitel und 6 m an den Kämpfern hat unter anderem das Problem der Einsenkung an den Stößen und der Mitwirkung der Verschalung an der Gesamtstabilität berührt. Besondere Sorgfalt wurde den Kranzhölzern gewidmet, die zu je zwei nebeneinander, mit versetzten Stößen, angebracht und verbolzt wurden. Zwischen den Stirnflächen je zwei aneinander stoßender Hölzer wurde ein 3 bis 4 cm starker Ausguß von Schmelzzementmörtel eingebracht. Die Holzbögen wurden paarweise auf dem leichten gewölbten Arbeitsboden montiert; dann erst wurden die Stöße mit Mörtel ausgefugt; sie haben durch Temperaturänderungen und Austrocknung des Holzes keinerlei Verformung erfahren.

Nachdem die vier Bögen montiert waren, wurde darauf ein dichter Belag starker Bohlen aufgebracht mit einem freien Spielraum von 8 cm im Scheitel. Dieser Spielraum, dessen Freihaltung durch radiale Bänder an den Abschlußbohlen geregelt wurde, hat sich beim Betonieren des ersten Ringes geschlossen und hat die Bögen in ihrer Arbeit sehr unterstützt durch seine aussteifende Wirkung.

Die Gesamtdurchbiegung des Lehrgerüstes war beträchtlich; berechnet zu 20 cm und bei der Konstruktion mit 40 cm berücksichtigt, erreichte sie bereits beim Betonieren des ersten Ringes das Maß von 14 cm. Die Bogenform wurde während des Betonierens und nach jedem Schluß beobachtet, und zwar im Scheitel und in je drei weiteren Punkten. Die Straße hat im Endzustand eine Überhöhung von 2,5 cm gegenüber dem Projekt; praktisch liegt sie auf gleicher Höhe wie auf der jetzigen Hängebrücke.

Die Ausrüstung erfolgte durch Zusammenwirken der Sandtöpfe am westlichen Widerlager und der Zusammendrückung der Traghölzer, die mit Spiralbohrern an den Anschlüssen angebohrt wurden. Die Längselastizität und die Güte der mörtelvergossenen Verbindungen haben sich dabei bestens bewährt. Das benutzte Lehrgerüst hat sich als zweckmäßig und wirtschaftlich erwiesen; der Holzbedarf betrug etwa 1000 m³.

Die praktische Durchführung dieses schönen Ingenieurwerkes, die durch keinen Unfall getrübt wurde, geht aus den Bauaufnahmen hervor. Die Aufstellung des Lehrgerüstes war immerhin gewagt; von zwei Kabelkrankabinen aus wurde die erste Form des Bogens festgelegt, und zwar durch Querhölzer, die an Tragkabeln aufgehängt wurden. Diese Gerüstelemente wurden dann durch einen gekrümmten Arbeitsboden vervollständigt, auf dem die Hauptbinder mit noch freien Stößen montiert wurden. Der weitere Aufbau erfolgte logisch auf immer sichererem Boden.

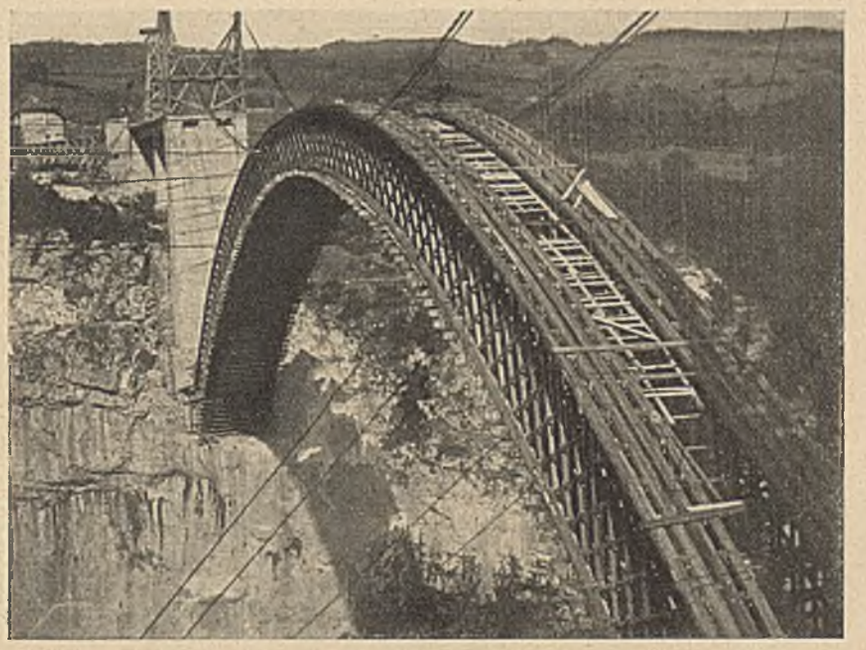


Abb. 5. Lehrgerüst.

Die Ausführung der gesamten Arbeit erfolgte in vorbildlicher Weise durch die Compagnie lyonnaise d'Entreprise et de Travaux d'art, unter der örtlichen Bauleitung des Ingenieurs A. Duclot, dem der Verfasser für die bei seinem Besuch bereitwilligst gegebenen Auskünfte zu besonderem Dank verpflichtet ist. Die Entwurfszeichnungen entstammen dem Ingenieurbüro Pelnard-Considère et Caquot, Paris, in Zusammenarbeit mit Herrn Baticle.

Die Bauarbeiten, die 1926 in Angriff genommen wurden, haben drei Jahre in Anspruch genommen. Die Höhe des Kostenanschlags beläuft sich auf 4,5 Millionen französische Franken.

Die Brücke von La Caille erregt Bewunderung durch ihre majestätischen Linien, die jeder unnützen Verzierung entkleidet sind. Nur die Schattenlinie, die die obere 7,40 m breite Bogenrippe auf die 6,36 m voneinander entfernt liegenden Seitenflächen wirft, belebt zusammen mit dem vorspringenden oberen Gewölbering das ernste Bauwerk, das umgeben ist von einer Gebirgslandschaft mit schroffen Felspartien, in die es sich ganz ausgezeichnet einpaßt.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Erweiterung der Dockanlagen in Avonmouth.

Die Zunahme des Umschlagverkehrs in den Dockanlagen von Avonmouth, die zu den Hafenanlagen von Bristol gehören, von 1908 bis 1927 um 270% und des Getreideverkehrs von 157 000 auf 849 000 t (je 1016 kg) hat die Erweiterung um ein Dockbecken von 120 m Breite und 550 m Länge mit Übergangs-Lagerhäusern und -Getreidespeichern und Getreidezellenlagerhäusern nötig gemacht, das am 23. Mai 1928 feierlich eröffnet worden ist.

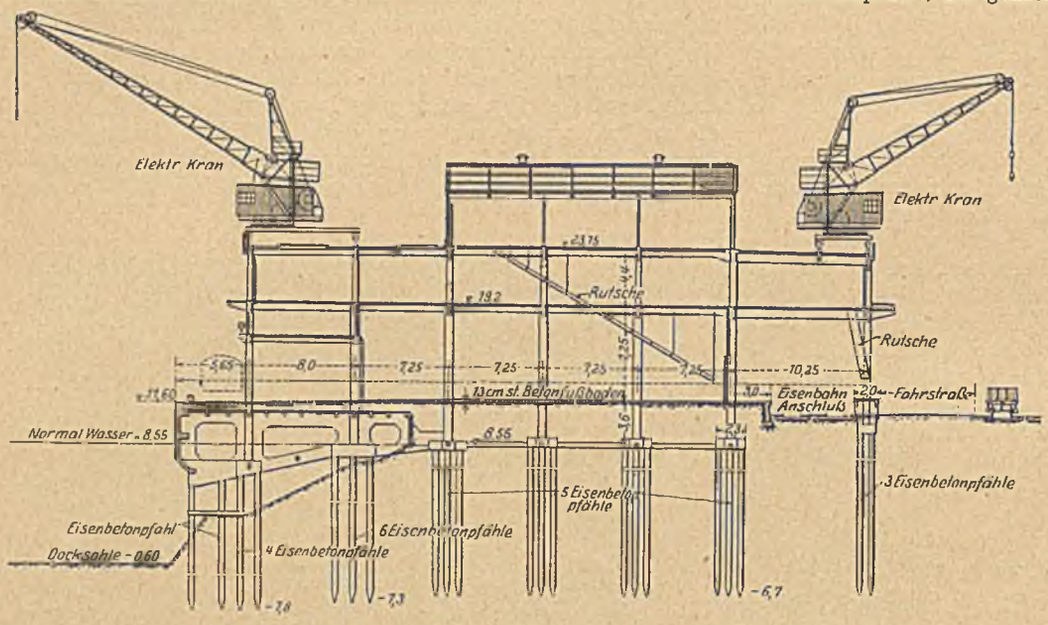


Abb. 1.

Das Dockbecken ist unter dem Schutze eines stehengelassenen Abschlußdammes größtenteils im Trockenen ausgehoben und der Aushub zur Aufhöhung der Ufer verwendet worden. Nach dem Einlassen von Wasser hat ein Eimerbagger den Restaushub ausgeführt und ein Pumpenbagger den Boden aus den Prahmen nach Zumischung von Wasser nach Ablagerungsplätzen am Meeresufer durch eine 1,6 km lange Rohrleitung auf einer Gerüstbrücke gefördert. Die Eisenbetonpfähle, im ganzen 4582 Stück, 16,5 bis 19 m lang und 38 bis 42 cm im Geviert stark, für den Anlegekai und die Lagerhäuser (Abb. 1), sind am Ufer auf einem Holzboden zwischen stählernen Formwänden (Abbildg. 2), die eine dichte, für die Verwendung in Seewasser erwünschte Oberfläche ergaben, gegossen, nach drei Wochen geteert und gestapelt und frühestens nach drei Monaten verwendet worden. Alle Pfähle sind vor den Erdarbeiten mit elektrisch angetriebenen Kettenrammen und 3,5 t Bärgewicht eingetrieben worden. Der Kai besteht aus Eisenbetonrahmen (Abb. 1 und 3) in je 3,8 m Abstand, in stählernen Schalungen hergestellt, auf Eisenbetonpfählen mit Schildwänden vorn und hinten und einer Eisenbetondecke. Die beiden zweistöckigen Übergangs-Lagerhäuser (Abbildg. 1) mit zus. 74 000 m³ Rauminhalt bestehen aus Eisenbetonrahmenwerk mit 15 cm starken Betonwänden und reichlichen Fensterflächen; zur Beförderung der Waren dienen Dachkrane (Abb. 1) mit entsprechend langen Auslegern auf der Schiffs- und auf der Landseite, im Innern elektrische Aufzüge und Rutschen (Abb. 1); zur Einführung der Eisenbahngleise sind nahe dem einen Gebäudeende zwei Säulen weggelassen und die Öffnung von 22 m durch ein Fachwerk überspannt worden. Das Übergangs- und das Speicher-Zellenlagerhaus sind aus Eisenbeton, in Holzschalungen (Abb. 4) gegossen, hergestellt worden und bestehen aus zwei Flügeln, mit Eisenbahngleisen dazwischen; das erstere faßt in 106 Zellen 12 000 t, das letztere in 182 Zellen

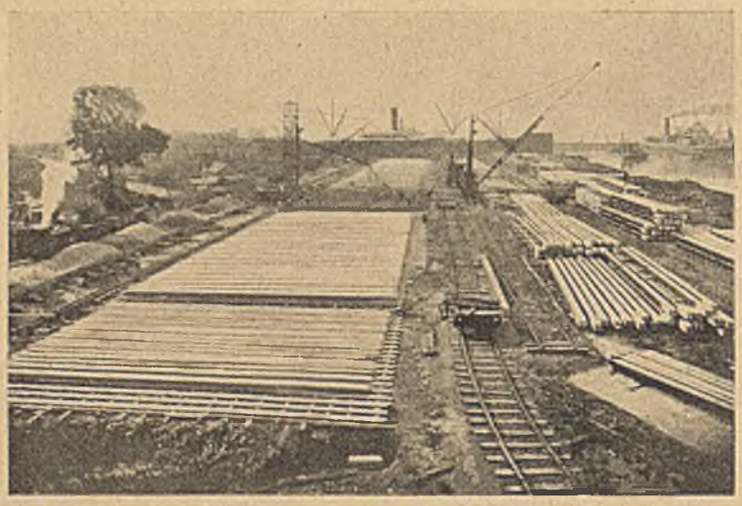


Abb. 2.

Abb. 3.

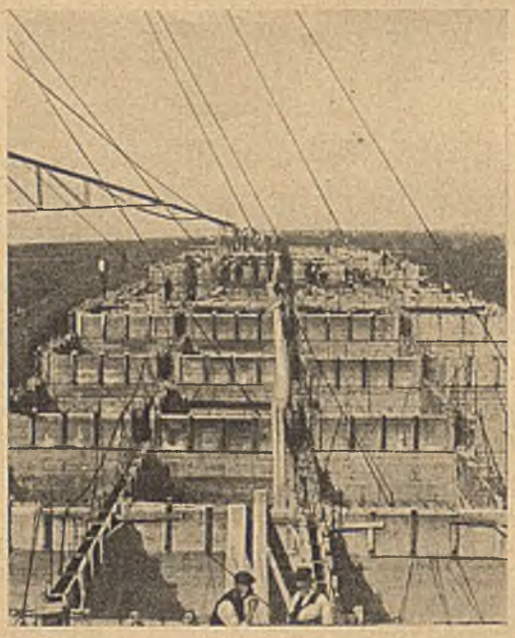


Abb. 4.

20 000 t (je 1016 kg) Getreide, das durch Saug- und Gurtförderung rasch aus den Schiffen entleert wird.

Die Betonarbeiten erforderten im ganzen 22 000 t (je 1016 kg) Zement, 65 000 t Schotter, 40 000 t Steinsplitt und Sand und 10 000 t Bewehrungsstahl. Die Gesamtbaukosten sind mit 1,22 Mill. Pfund veranschlagt. (Nach Engineering vom 11. Mai 1928, S. 565—571 und Taf. 53—59, zus. mit 65 Zeichn. und 15 Lichtbild.) N.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Hauptversammlung des Reichsverbandes Industrieller Bauunternehmungen am 4. und 5. Oktober 1928 in Dresden.

Am 4. und 5. Oktober 1928 fand die sehr gut besuchte diesjährige Hauptversammlung des Reichsverbandes Industrieller Bauunternehmungen in Dresden statt.

Die Beratungen wurden durch einen Vortrag des Verbandsvorsitzenden, des Herrn Generaldirektor Kommerzienrat Dr.-Ing. e. h. Otto Meyer, Frankfurt a. M., über die Lage der industriellen Bauunternehmungen und einige Fragen der Verbandstätigkeit eingeleitet.

Der Vortragende charakterisierte die Lage der Bauindustrie insbesondere dahin, daß die Zahl der Aufträge gegenüber der Vorkriegszeit geringer, die Zahl der Konkurrenten aber um 11% größer geworden ist. Diese Tatsache werde noch dadurch verschlimmert, daß innerhalb des Gewerbes in der Inflationszeit eine Vermehrung der gemischten Betriebe eingetreten sei, was ein außerordentliches Anwachsen der Konkurrenz im einzelnen Fachgebiet bedeutet. Die Reinigungskrise nach der Stabilisierung habe keine fühlbare Erleichterung gebracht.

Weiterhin erörterte er die Möglichkeiten und Erfahrungen auf dem Gebiete der Vertragsbedingungen und Preise eingehend und begrüßte insbesondere die Gemeinschaftsarbeit mit den Auftraggebern auf dem Gebiete der Verdingungen, die zur Fertigstellung der „Verdingungsordnung für Bauleistungen" geführt hat. Diese Fühlung mit den Auftraggebern dürfe nicht mehr verlorengehen, sie müsse auch unbedingt zum gegenseitigen Verständnis über das Erfordernis angemessener Preise führen.

In einem ausführlichen Bericht über die Ziele des Verbandes wurde auch über die Tätigkeit des im Jahr 1927 geschaffenen Kalkulationsausschusses berichtet. Die Verdingungsordnung für Bauleistungen ist bestrebt, dem Unternehmer die richtige Kalkulation eines angemessenen Preises zu ermöglichen. Als Grundlage einer Verständigung mit den Auftraggebern in dieser Hinsicht hatte es der Kalkulationsausschuß in mühevoller Arbeit unternommen, ein „Merkblatt für Preisermittlung" zu schaffen. Darin sind die allgemeinen anerkannten Grundsätze und Grundbegriffe der Kalkulation im Ingenieurbau zusammengefaßt. Die der Hauptversammlung unterbreiteten Vorlagen wurden einstimmig gutgeheißen und als geeignete Grundlage für die Weiterarbeit des Verbandes auf dem Gebiete der Förderung einer gesunden Preisentwicklnng anerkannt.

Unter den weiteren Vorträgen fand besonderes Interesse ein Referat des Herrn Regierungsbaumeister E. Vogler, Essen, über die Arbeitsleistung im Baubetriebe. Der Vortrag befaßte sich sowohl mit den Möglichkeiten der Leistungssteigerung durch Verbesserung der sachlichen Betriebseinrichtungen als auch mit dem Problem der persönlichen Arbeitsleistung.

Als eine der schwierigsten, zugleich aber auch dankbarsten Aufgaben bezeichnete der Vortragende das Bestreben, der Arbeiterschaft trotz fortschreitender Technik und Mechanisierung die Arbeitsfreude zu erhalten und die Gegensätze zwischen Arbeitgeber und Arbeitnehmer zu überbrücken. Mit besonderer Wärme setzte sich der Redner für die Förderung des Facharbeiternachwuchses ein.

Dieser Vortrag wurde durch ein sehr interessantes Referat über die im August 1927 errichtete Lehrwerkstätte der Gruppe Rheinland und Westfalen des Reichsverbandes Industrieller Bauunternehmungen in Essen ergänzt und erweitert.

Besonders bemerkenswert war es, daß die Hauptversammlung das Präsidium ermächtigte, die gesamte Mitgliedschaft ab 1. Oktober 1928 unter Rückversicherung beim Deutschen Streikschutz E. V. gegen Schäden durch Streik und Aussperrung zu versichern.

In dem der Hauptversammlung erstatteten Geschäftsbericht kam zum Ausdruck, daß namentlich die behördlichen Auftraggeber in letzter Zeit dazu übergegangen sind, auch langfristige Bauverträge, selbst bei einer Laufdauer von mehreren Jahren, nur noch zu Festpreisen zu vergeben, obgleich die Entwicklung der Preis- und Lohnverhältnisse im Bauwesen noch keineswegs auf längere Zeit hinaus übersehen werden kann. Seit dem 1. Juli 1925 sind z. B. die Facharbeiterlöhne viermal, und zwar nacheinander um 5,5%, 2%, 3,5% und zuletzt am 29. September 1928 wiederum um 3% gestiegen. Infolge der Erhöhung der Eisenbahn-Gütertarife war auch in letzter Zeit eine Steigerung der Stationsfrankopreise für Zement um etwa 1,5% zu verzeichnen. Der Stabeisenpreis ist im Laufe des Jahres 1928 sogar dreimal erhöht worden.

Wenn in der Hauptversammlung auch Einigkeit darüber bestand, daß ein Übergang zum Gleitpreissystem nach den verschiedensten Richtungen hin den stärksten Bedenken unterliegen und daher abgelehnt werden müsse, wurde es dennoch für notwendig erachtet, daß vom Verband nachdrücklich auf eine Stabilität der Löhne und Preise hingewirkt wird. Insbesondere hielt man es für dringend erforderlich, daß die Bauarbeiterlöhne auf mindestens 1 Jahr festgelegt werden. In einer Entschließung wurde diesem Willen Ausdruck gegeben.

In bezug auf die Einführung des von einigen Kreisen des Baugewerbes geforderten Befähigungsnachweises wurde von der Hauptversammlung festgestellt, daß ein Abweichen von dem in § 1 der Reichsgewerbeordnung niedergelegten Grundsatz, nach welchem der Betrieb eines Gewerbes — auch des Baugewerbes — jedermann gestattet ist,, nicht wünschenswert sei, weil zur Bekämpfung von Mißständen die besonderen Bestimmungen der Reichsgewerbeordnung (§ 35 Abs. V und § 53) ausreichen. Die Einführung des Befähigungsnachweises könne hingegen nicht als geeignetes Mittel zur Hebung und Förderung des Bauhandwerks angesehen werden.

Der Befähigungsnachweis würde in der Öffentlichkeit den Glauben erwecken, als ob durch ihn gewissenhafte Bauausführungen sichergestellt würden. Da letzteres aber vorwiegend von der Persönlichkeit des Unternehmers und der Organisation der Firma abhängt, ist in Wirklichkeit hierfür keine Gewähr gegeben.

Eine wirksame Durchführung des Befähigungsnachweises, d. h. des Konzessionszwanges im Baugewerbe, würde ferner die Einrichtung zahlreicher Prüfungs- und Aufsichtsbehörden erfordern. Es erscheine nicht folgerichtig, hierauf in einer Zeit hinzuwirken, in der von Industrie und Handwerk immer dringender sowohl der Abbau des Behördenapparates als auch der Auswüchse im Berechtigungswesen gefordert wird.

Unter den weiteren Entschließungen der Hauptversammlung ist bemerkenswert, daß sie den Plan des Ausschusses für technisches Schrifttum beim Deutschen Verband technisch-wissenschaftlicher Vereine, nach welchem ein Zentralschriftennachweis auf technisch-wissenschaftlichem Gebiet herausgegeben werden soll, begrüßte. Es wurde aber festgestellt, daß die erwünschte und notwendige Durchführung nur erreicht würde, wenn die übrigen zur Zeit bestehenden technischen Literaturnachweise abgebaut werden und alle berufenen Stellen an dem Ausbau des Zentralschriftennachweises mitwirken.

Der bisherige Verbandsvorsitzende, Herr Kommerzienrat Dr.-Ing. e. h. Otto Meyer und seine beiden Stellvertreter, Herr Generaldirektor Dr.-Ing. e. h. Wilhelm Langelott und Direktor Baurat Ferdinand Grages wurden einstimmig wiedergewählt.

Kommunal-Wirtschafts-Konzessionen in der Sowjetunion.

Wenn wir auch die nachstehenden, uns zugeleiteten Mitteilungen über Kommunal-Wirtschafts-Konzessionen in der Sowjet-Union zum Abdruck bringen, halten wir uns, ohne etwa eine grundsätzliche negative Kritik treiben zu wollen, verpflichtet, den deutschen Bauunternehmungen, die Konzessionsverträge über Bauausführungen in Rußland abschließen wollen, besondere Vorsicht zu empfehlen.

Der Zusammenbruch des russischen Getreideexportes, der wahrscheinlich mehrere Jahre hindurch anhalten wird, kann auf die Dauer bei dem zunehmenden Import industrieller Artikel nicht ohne Einfluß auf die russische Währung bleiben, insbesondere, da der Anleihebedarf

der jetzigen russischen Regierung kaum im Auslande wird gedeckt werden können.

Darüber hinaus müssen die in Rußland tätigen Bauunternehmungen mit einem erhöhten, schwer abschätzbaren Risiko inbezug auf die zu erwartenden Sozialbestimmungen sowie steuerlichen Belastungen usw. rechnen.

Bei Meinungsverschiedenheiten mit russischen staatlichen Stellen ist im übrigen die Stellung des einzelnen deutschen Konzessionärs außerordentlich ungünstig. Auch in Verhandlungen deutscher Regierungsstellen und mit den deutschen Industrieorganisationen ist in derartigen Fällen nur wenig erreicht worden.

Es erscheint daher dringend notwendig, vor jeglichem Optimismus zu warnen.

In Anbetracht des schnellen Wachsens der größeren Städte der Sowjetunion hat das Hauptkonzessionskomitee einen Plan ausgearbeitet, nach dem für 60 Städte der Union Konzessionen an ausländische Unternehmer vergeben werden sollen. Hauptsächlich handelt es sich dabei um den Bau von elektrischen Straßenbahnen, Gasanstalten, Wasserleitungen, Kanalisationen, Schlachthäusern u. a., im Werte von 400 Millionen Rubel. Man rechnet im Verlauf der nächsten 5 Jahre mit einem Bevölkerungszuwachs von 4,9 Millionen Menschen, = 20%, allein in den Städten der Union, andererseits fordert auch die fortschreitende Industrialisierung große Neubauten.

Der Städtebau Rußlands war von jeher rückständig, nur in wenigen Städten gibt es eine moderne Kanalisation, viele Städte mit über 20 000 Einwohner haben keine Wasserleitung, nur in einigen Städten der Union existieren Gasanstalten. Es ist also ein dringendes Erfordernis, diese Wohlfahrtseinrichtungen durchzuführen, was aber wegen Mangel an Geld nicht so leicht ist. Vorsichtige Überschläge rechnen für die nächste Zeit mit 2,5 Milliarden Rubel Ausgaben für diese Bauten. Da das Staatsbudget der Sowjetunion durch die Industrialisierung des Landes stärkstens belastet ist und eine andere Möglichkeit Kapital aufzutreiben nicht besteht, ist beschlossen worden das Geld auf dem Konzessionswege zu beschaffen. Die Hauptforderung, die an die Konzessionäre gestellt werden soll, ist die Festsetzung solcher Tarife, die für das Volk erschwinglich sind, gleichzeitig soll aber dem Konzessionär ein angemessener Gewinn gesichert werden. Man will, um möglichst billig arbeiten zu können, möglichst langfristige Konzessionen vergeben und bei großen Kapitalinvestierungen den Konzessionären in den jeweiligen Orten Monopolstellung einräumen, d. h. vom Staate aus keine weiteren gleichartigen Konzessionen in diesen Orten mehr zulassen. Die fürs erste in Frage kommenden Städte, in denen Konzessionen vergeben werden, sind: Moskau, Leningrad, Tiflis, Baku, Charkow, Odessa, Taschkent, Kiew, Wladiwostok, Novosibirsk, Swerdlowsk und Rostow a. Don. Sie sind durchwegs Wirtschafts- und Kulturzentren ersten Ranges und nach in diesen Städten durchgeführten wirtschafts-statistischen Berechnungen ist ein wirtschaftliches Arbeiten der verschiedenen Wohlfahrtseinrichtungen gewährleistet.

Die Arbeitsmarktlage im Reich (nach den Berichten der Landesarbeitsämter). Mitte Oktober betrug die Zahl der Hauptunterstützungsempfänger in der Arbeitslosenversicherung 593 589; das Niveau der Arbeitslosigkeit lag mithin, von dieser Zahl aus betrachtet, um etwa 260 000 Personen höher als zur gleichen Zeit des Vorjahres. Das Tempo des Rückganges hat sich in der ersten Monatshälfte des Oktober gegenüber dem September sehr beschleunigt. Ende August betrug die Zahl 574 000, Ende September 577 000, also nur ein Zuwachs von rd. 3000 Personen, gegenüber einem Zuwachs von 16 000 Personen in der ersten Hälfte des Oktober.

Gegen Monatsende hat sich das Tempo der Zunahme der Arbeitslosigkeit gegenüber den Vorwochen noch beschleunigt; es ist zwar, infolge der überwiegend günstigen Witterung, noch nicht bedrohlich; aber da die saisonmäßige Abschwächung der Außenberufe mit einer rückläufigen Bewegung in der Metallwirtschaft zusammenfällt, ist die Lage sehr ernst.

Die Aussperrung in der nordwestlichen Gruppe hat zum 1. November 213 000 Personen arbeitslos gemacht, so daß die Zahl der Arbeitslosen, welche Ende September 1,15 Mill. betrug, jetzt auf rd. 1,5 Mill. angewachsen sein wird, eine Zahl, die nach der vorjährigen Winterarbeitslosigkeit im April unterschritten wurde.

In der Industrie der Steine und Erden schritt die saisonmäßige Abschwächung fort. Die stärksten Entlassungen kamen aus der Ziegelindustrie; aber auch die Kalk- und Zementindustrie nahmen weitere Entlassungen vor.

Im Baugewerbe war der Beschäftigungsrückgang stärker als in den Vorwochen. Zwar berichten einige Großstädte (besonders aus Westfalen, Sachsen, Brandenburg) über auffallende Widerstandsfähigkeit des Gewerbes: im Spätherbst seien noch Neubauten, auch öffentliche Gebäude, in Angriff genommen worden; für Innenarbeiten wurden noch zahlreiche Kräfte verlangt. Dennoch stieg auch in diesen Bezirken die Zahl der arbeitslosen Hilfs- und Facharbeiter an.

Verstärkter Zugang an Arbeitsuchenden war besonders in Niedersachsen, Mitteldeutschland, Freistaat Sachsen und Schlesien zu verzeichnen; im letzteren Gebiet stieg das Arbeitsuchendenangebot stellenweise auf das Doppelte. Die Lage am Baumarkt in Westfalen blieb dagegen im allgemeinen noch stabil (verschiedentlich noch unvollendete Bauten; andererseits liegen Bauaufträge und Bauabsichten noch vor). Auch in Südwestdeutschland und Unterfranken bestehen noch befriedigende Verhältnisse.

Das Tiefbaugewerbe hatte in Ostpreußen starken Bedarf an Drainage- und Erdarbeitern. In Westfalen konnten zurückgekehrte Wanderarbeiter stellenweise bei Erd- und Tiefbauarbeiten untergebracht werden.

Bei Maurern, Zimmerern und Malern überwiegen die Zugänge bei weitem die Vermittlungen.

Die Geschäftslage im Baugewerbe. 140 Aktiengesellschaften des Baugewerbes erzielten für das letzte Geschäftsjahr 17,3% des Aktienkapitals als Rohgewinn und 9,4% als Reingewinn. Die durchschnittliche Dividende beträgt 6,1%. 117 Gesellschaften legten Gewinnabschlüsse, 23 Verlustabschlüsse vor.

Rechtsprechung.

Zurechnung eines Wohnhauses zum Betriebsvermögen für die Einkommensteuer. (Urteil des Reichsfinanzhofs, II. Senat, vom 18. Januar 1928 — VI A 533/27.) F. hat in den Jahren 1924 und 1925 als buchführender Kaufmann auf seinen Grundstücken in der A- und B-Straße eine Reihe von Neubauten errichtet, darunter auch ein Wohnhaus für sich selbst. An Baukosten sind für dieses Wohnhaus im Jahre 1925 M. 35230 aufgewendet. F. hatte diese Baukosten über Unkosten gebucht, das Finanzamt sie dem Bilanzgewinn zugesetzt, da es sich um Privatausgaben handele. F. wendet sich dagegen, das Wohnhausgrundstück gehöre zum Betriebsvermögen.

Nach Auffassung des Reichsfinanzhofs können Neubaukosten überhaupt nicht über Unkosten gebucht werden. Sie sind aber auch dann nicht ohne weiteres dem Bilanzgewinn zuzusetzen, wenn es sich um ein zum Geschäftsvermögen gehörendes Grundstück handelt. Dann war der Betrag dem Grundstückskonto zu belasten. Der Steuerpflichtige kann bei der Bilanzaufstellung an Stelle des sich aus den Büchern ergebenden Anschaffungspreises den gemeinen Grundstückswert ansetzen. War dieser trotz des Neubaus nicht höher anzusetzen, als in der Anfangsbilanz, so war die Endbilanz trotz der unrichtigen Buchung der Neubaukosten über Unkosten in diesem Punkte richtig, ohne daß es irgendwelcher Berichtigung bedurfte.

Zunächst ist also zu prüfen, ob das Grundstück mit dem Privatwohnhaus zum Betriebsvermögen gehört. Dies ist nicht etwa schon deswegen zu verneinen, weil ein Privatwohnhaus in Frage steht. Dem Kaufmann ist es zwar verwehrt, Nachteile, denen er sich aus privaten Rücksichten aussetzen will, dadurch dem Betriebsgewinn aufzubürden, daß er die betreffenden Geschäfte als Betriebsvorgänge behandelt. Er ist aber bei seiner geschäftlichen Betätigung nicht auf Geschäfte seines Handelszweigs beschränkt. Vielmehr steht es ihm auch frei, nicht unmittelbar dem Betriebsvermögen dienende Gegenstände als zum Geschäftsvermögen gehörend zu behandeln, vorausgesetzt, daß der Erwerb oder die sonstige Behandlung des Gegenstandes (Bebauung des Grundstücks), der buchmäßig als Betriebsvermögen behandelt wird, sich als kaufmännische Betätigung ansehen läßt. Wird auf einem in räumlicher Beziehung zu dem Betrieb stehenden Grundstück eine als Wohnhaus für den Betriebsleiter geeignete Villa errichtet, so kann dieses Grundstück ohne Bedenken zum Betriebsvermögen gerechnet werden. Anders liegt es, wenn ein Grundstück zu einem Liebhaberpreis erworben, oder ein aus dem Rahmen der Üblichkeit fallendes und deshalb vermutlich später angemessen nicht verkäufliches Haus errichtet wird, ebenso bei Errichtung eines Neubaus als Privatwohnhaus zu einer Zeit, in der die Baukosten nach allgemeinen Anschauungen verhältnismäßig hoch sind. In diesen Fällen kann eine kaufmännische Betätigung nur dann angenommen werden, wenn besondere Geschäftsinteressen ein solches Vorgehen zweckmäßig erscheinen lassen, etwa im Interesse des Ansehens der Firma oder um die Baufirma wegen der geschäftlichen Beziehungen zu unterstützen. Erforderlich ist aber stets, daß für eine Ausgabe ein Gegenstand erlangt wird, der einen entsprechenden gemeinen Wert hat oder eine Erhöhung des gemeinen Werts eines Gegenstandes erzielt wird. Durch § 18, Abs. 1, Nr. 2, EinkStG. ist unbedingt ausgeschlossen, daß Beträge, die zur Bestreitung von Privataufwand ausgegeben werden, ohne daß ein entsprechender Gegenwert verlangt wird, auf irgend eine Weise zu einer Verminderung des steuerpflichtigen Einkommens führen oder die Gewinnermittelung nach § 13 EinkStG. beeinflussen, selbst wenn nach kaufmännischen Anschauungen eine andere Beurteilung gerechtfertigt wäre.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 1 vom 6. Januar 1928, S. 18.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 34 vom 23. August 1928.

Kl. 5 c, Gr. 9. G 68 723. Gewerkschaft Hausherr, Sprockhövel i. W. Ausbau von Strecken, Querschlagen und Tunneln. 20. XI. 26.

Kl. 20 h, Gr. 7. F 63 005. Karl Frohnhäuser, Dortmund, Ostenhellweg 11. Wagenschieber. 8. II. 27.

Kl. 20 i, Gr. 4. Sch 85 235. Schwäbische Hüttenwerke G. m. b. H., Werk Wasseralfingen, Wasseralfingen, Württbg. Doppelklemmplatte für Schienen. 25. I. 28.

Kl. 20 i, Gr. 11. L 69 482. Sönke Lambertsen, Hamburg, Habichtstraße 28. Elektrisches Stellwerk; Zus. z. Anm. L 68 169. 24. VIII. 27.

Kl. 81 e, Gr. 96. M. 96 987. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Vereinigung eines Wagenkippers und eines davon getrennt bewegbaren Kippbunkers. 16. XI. 26.

Kl. 81 e, Gr. 124. M 92 145. Demag Akt.-Ges., Duisburg. Anlage zum Entladen von Eisenbahnwagen in Schiffe. 20. XI. 25.

Kl. 84 c, Gr. 2. R 59 253. Raymond Concrete Pile Company, New York; Vertr.: Dipl.-Ing. G. Benjamin u. H. F. Wertheimer, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Vortreibrohr mit schraubenförmigem Treibkern. 3. IX. 23.

Kl. 84 e, Gr. 3. S 61 848. Siemens-Bauunion G. m. b. H., Kommanditgesellschaft, Berlin-Siemensstadt. Verfahren zur Herstellung eines Unterwassertunnels aus einzelnen versenkbaren Rohrschüsseln. 9. I. 23.

Kl. 85 c, Gr. 6. R 70 313. Fa. Friedrich Reimann, Baumaterialien-Großhandlung, Oranienburg b. Berlin, und Franz Kulaß, Birkenwerder b. Berlin. Hausklärgrube. 21. II. 27.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 34 vom 23. August 1928.

Kl. 5 d, Gr. 11. 466 023. Albert Ilberg, Mörs-Hochstraß. Einrichtung zum Vorschub von zum Lösen, Abräumen und Fördern von Haufwerk dienenden Einrichtungen in Bergwerken; Zus. z. Pat. 445 978. 18. X. 24. J 25 273.

Kl. 19 c, Gr. 5. 465 166. Ernst Martienssen, Hamburg, Mittelweg 106. Vorrichtung zum Bewässern von Spielplätzen. 3. XII. 25. M 92 710.

Kl. 20 a, Gr. 1. 464 943. Dipl.-Ing. Franz Kruckenberg, Heidelberg, Unter der Schanz 1. Bahnsteiganlage für Eisenbahnen. 3. VI. 27. K 104 483.

Kl. 20 a, Gr. 12. 465 110. Gesellschaft für Förderanlagen Ernst Heckel m. b. H., Saarbrücken. Am Tragseil angreifende Fangvorrichtung für Personenseilschwebebahnen. 5. VI. 26. G 67 463.

Kl. 20 h, Gr. 1. 464 947. Dr.-Ing. Hans Dreyer, München, Tegelbergstraße 44. Vorrichtung zur ständigen, selbsttätigen Überwachung des Eisenbahngleises unter den fahrenden Zügen; Zus. z. Pat. 463 272. 20. XI. 25. D 49 212.

Kl. 20 h, Gr. 5. 464 948. Max Bernard, Beuthen, O.-S., Parallelstr. 1. Fangvorrichtung für Förderwagen und ähnliche Fahrzeuge. 9. I. 26. B 123 476.

Kl. 20 h, Gr. 7. 464 949. Margarete Arendt, geb. Fust, Berlin NW 87 Cuxhavener Str. 7. Verschiebevorrichtung mit Hub- und Senkwerk für Eisenbahnwagen. 30. VIII. 25. A 45 808.

Kl. 20 h, Gr. 7. 464 950. Schenck und Liebe-Harkort Akt.-Ges., Düsseldorf. Vorrichtung zum Verschieben von Schienenfahrzeugen. 12. II. 27. Sch 81 686.

Kl. 20 i, Gr. 3. 464 952. The Westinghouse Brake & Saxby Signal Co. Ltd., London; Vertr.: Dr. A. Levy u. Dr. F. Heinemann, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Lichtsignal. 16. IX. 27. W 77 121. Großbritannien 10. V. 27.

Kl. 20 i, Gr. 8. 464 953. H. Grengel Weichenbau G. m. b. H., Berlin-Wittenau, Hermsdorfer Straße. Straßenbahnweiche. 11. II. 28. G 72 486.

Kl. 35 b, Gr. 1. 464 972. J. Pohlig Akt.-Ges., Köln-Zollstock, u. Rudolf Krasemann, Köln-Sülz, Berrenrather Str. 266. Kabelkran. 20. III. 26. P 52 523.

Kl. 35 b, Gr. 6. 464 973. Demag Akt.-Ges., Duisburg. Windwerk, insbes. für Zweiseilgreifer. 14. VIII. 25. M 90 945.

Kl. 35 b, Gr. 6. 464 975. Vereinigungsgesellschaft Rheinischer Braunkohlenbergwerke m. b. H., Köln a. Rh. Selbstgreifer mit elastisch gelagerten Zinken. 29. I. 27. V 22 078.

Kl. 42 k, Gr. 25. 465 173. Albert Basil Miller, Stone Staffs, Stone House, Engl.; Vertr.: Josef Schmetz u. Leo Schmetz, Aachen, Boxgraben 47. Lagerung für langgestreckte, Biegungskräften, insbes. durch Biegeprüfmaschinen, unterworfene Körper. 25. III. 26. M 93 815.

Kl. 45 a, Gr. 20. 464 983. Dipl.-Ing. Lüder Segelken, Worms a. Rh., Hochheimer Str. 21, Dipl.-Ing. Willi Kupfahl, Hannover, Isernhagener Str. 16, u. Otto Blumhagen, Worms a. Rh., Fischmarkt 17. Maschine zur Herstellung von Rohrgräben. 29. IV. 26. S 74 237.

Kl. 45 a, Gr. 20. 465 129. Karl Zaddach, Stolp, Pomm. Maschine zum Ausheben schmaler, steilwandiger Gräben mit vor dem Becherwerk arbeitenden Spaten. 29. V. 24. Z 14 474.

Kl. 45 c, Gr. 27. 465 133. Edouard Druppol u. Georges Wéry, Brüssel; Vertr.: Dipl.-Ing. H. Kleinschmidt, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Maschine zum Mähen von Papyrus und ähnlichen Wasserpflanzen. 11. VII. 26. D 50 856. Belgien 28. V. 26.

Kl. 80 b, Gr. 5. 465 084. Klöckner-Werke A.-G. Abt. Mannstaedtwerke u. Emil Best, Troisdorf. Vorrichtung zum Granulieren feuerflüssiger Hochofenschlacke. 23. IV. 26. K 98 919.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Handbuch der physikalischen und technischen Mechanik. Band VI, Lieferung 1. Von F. Auerbach und W. Hoch. Mit 311 Abb. i. Text. Ambrosius Barth, Leipzig 1928.

Das allgemeine Urteil über dieses Handbuch wird durch jede neue Lieferung nur immer wieder bestätigt. In dem vorliegenden 460 Seiten starken Heft hat F. Auerbach den allgemeinen Abschnitt über die Eigenschaften der Gase und die Kapitel Aerostatik und Aerodynamik beigetragen. Eine kurze, aber trefflich orientierende Darstellung über atmosphärische Bewegungen von F. M. Exner gibt einen Überblick über den Stand der dynamischen Meteorologie. Von hohem Interesse für die Technik und ihre industrielle Auswirkung sind die Kapitel über Luftpumpen und Vakuumtechnik (W. Gaede), Technische Messungen von Gasen (W. Block) und Explosion und Explosionswelle (E. Bollé), während die über Innere Reibung der Gase (L. Graetz und K. Stockl) und Feste und flüssige Körper in Gasen (W. Deutsch) zunächst zwar prinzipiell wissenschaftliche Fragen in ausgezeichneter Darstellung bearbeiten, aber doch auch wieder vollkommen das technisch-industrielle Anwendungsgebiet berücksichtigen. Auch von diesem Heft ist die dankenswerte, jeder Stichprobe standhaltende Vollständigkeit festzustellen.

Gravelius.

Lagermetalle unter besonderer Berücksichtigung des Universal-Lagermetalls „Thermit". Herausgegeben von Th. Goldschmidt A.-G., Essen.

Behandelt werden in der kleinen vorliegenden Broschüre das Wesen des Lagermetalls Thermit, seine Prüfung in physikalisch-mechanischer, weiterhin in maschinentechnischer Beziehung, ferner seine Behandlung im Betriebe, die Ausbildung von Lagern mit „Thermit", deren wirtschaftliche Bedeutung und Erfahrungen in der Praxis. Wenn auch der vorliegende hervorragende Werkstoff durch seine Güte und Bewährung in der Praxis für sich selbst wirbt, so wird doch vielen Fachgenossen die vorliegende, von der Goldschmidt A.-G. in Essen erhältliche Broschüre willkommenen Aufschluß bieten.

M. Foerster.

Statische Berechnung der Pfahlsysteme. Von Dr.-Ing. H. Wünsch, Professor a. d. Höheren Bauschule in Stuttgart. Verlag von Konrad Wittwer, Stuttgart 1927.

Der hohe Pfahlrost besitzt für die Abstützung von Ufermauern im Fluß- und Seebau große Bedeutung. Die Aufteilung in zwei Bündel von Druck- und Zugpfählen begründet die für jede statische Untersuchung notwendige Idealisierung des Tragwerks und die im Bauwesen allgemein übliche Berechnung nach L. Brennecke. Sie beruht auf einer einfachen Zerlegung der in Höhe der Pfahlköpfe angreifenden Kräfte und setzt voraus, daß keine endlichen horizontalen Verschiebungen der Pfahlköpfe eintreten. Je steifer die Verbindung der Pfahlköpfe vorgenommen wird, je größer die Verschiebungen werden, um so weniger sind die Spannungen zutreffend, welche der elementare Ansatz liefert. Daher bedeutet die Berücksichtigung der Bewegung des Mauerkörpers bei der Ermittlung des Spannungszustandes eine Vertiefung unserer Erkenntnis. Die Untersuchung gestaltet sich insofern einfach, als der den Pfahlrost zusammenfassende Mauerkörper als starr angesehen werden kann und damit die Verschiebungen der Endquerschnitte aller Pfähle durch drei Parameter bestimmt sind. Sie ergeben sich aus den Bedingungen des Gleichgewichts der an dem Mauerkörper angreifenden Kräfte. Die Untersuchung ist zuerst von A. Ostenfeld in der Zeitschrift Beton und Eisen 1922 veröffentlicht worden. Der Verfasser bietet in der vorliegenden Arbeit eine Erweiterung der Berechnung. Hierbei werden die einzelnen idealisierten Möglichkeiten der Pfahlstützung im Mauer- und Erdkörper, gelenkigstarre Stützung, starre Einspannung und elastische Stützung gesondert

erörtert. Die theoretischen Untersuchungen werden durch eine Anzahl ausführlicher Zahlenbeispiele ergänzt. Die Arbeit bildet in ihrer ausführlichen Behandlung des Problems eine lehrreiche und nützliche Unterstützung nicht allein des wissenschaftlich interessierten, sondern auch des werktätigen Ingenieurs, da die Voraussetzungen der Rechnung des öfteren genügend genau erfüllt sein werden. Ebenso wird man sich aber auch darüber klar sein müssen, daß unelastische Einsenkungen der Pfähle und Einfüllung des Pfahlrostes hinter Spundwänden das Kräftebild vollkommen verändern werden, so daß der Ansatz des Verfassers nicht zur befriedigenden Beschreibung der Sicherheit der Konstruktion führen wird. Die Arbeit bildet einen Beitrag zu einer in der Literatur wenig behandelten aber für große Bauausführungen wichtigen Frage. Sie wird den Fachgenossen zum Studium aufs beste empfohlen.

Beyer.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).
Fernsprecher: Zentrum 15207. — Postscheckkonto: Berlin Nr. 100329.

Der Umbau einer alten Bahnhofshalle in ein Groß-Varieté-Theater.

Der ehemalige königliche Ostbahnhof zu Berlin am Küstriner Platz in der Nähe des Schlesischen Bahnhofes in Berlin wurde in den Jahren 1867 bis 1869 erbaut. Bei der Eröffnung der Stadtbahn wurde der Bahnhof stillgelegt; in den letzten Jahren diente die Halle als Lagerraum. Die Halle des Bahnhofes ist sozusagen ein geschichtlicher Eisenbau; ihr Schöpfer ist Schwedler; die Binder sind Dreigelenkbogen mit einer Spannweite von rd. 40 m; die Länge der Halle beträgt 190 m.

Zur Zeit baut die Scala-Theater-Gesellschaft m. b. H., Berlin, die das Hallengebäude in einer Länge von rd. 110 m mit den zugehörigen Nebengebäuden für eine Dauer von 30 Jahren von der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft gepachtet hat, in das alte Gebäude ihr neues Groß-Varieté-Theater „Plaza" ein, das Ende dieses Jahres eröffnet werden soll. Bei diesem Umbau bleibt das alte Hallendach als besondere Dachkonstruktion über dem Tragwerk der Kuppeldecke des Zuschauerraumes bestehen. Nur das Bühnenhaus durchdringt das Hallendach, so daß hier zwei Binder der alten Halle abgerissen werden mußten.

Im mittleren Teile des Kopfgebäudes wird im Erdgeschoß eine geräumige Kassenhalle geschaffen, indem die Zwischenwände der darüberliegenden drei Stockwerke durch schwere Blechträger abgefangen werden. An die Kassenhalle schließt sich das Vestibül an, das schon in der eigentlichen Bahnhofshalle liegt. Das Hallendach und der Hallenbinder über dem Vestibül sind jedoch beseitigt, damit das in seinen oberen Stockwerken bewohnte Kopfgebäude auch von der Rückseite Licht erhält. Die Überdachung des Vestibüls wird durch Gitterträger getragen, die in den Zuschauerraum hineinragen und die Tragkonstruktion des Ranges bilden.

Der 3500 Plätze fassende Zuschauerraum hat eine ovale Grundfläche von 40,35 × 48,30 m Achsenlänge; die Umfassungswände sind 10 m hoch; die Höhe bis zur Kuppelspitze beträgt 20 m. Da die Tragkonstruktion der Kuppel innerhalb der alten Bahnhofshalle liegt, braucht sie nur ihr Eigengewicht und die aus Moniermasse bestehende Zierverkleidung zu tragen (220 kg/m²); sie besteht aus zwei statisch bestimmten bogenförmigen Hauptbindern von 39,5 m Stützweite und aus drei Zwischenbindern von je 12,5 m und 14 Anfallbindern von je 13,5 m Spannweite.

Besonders bemerkenswert sind die Abmessungen und die Durchbildung des Ranges, der in einer mittleren Höhe von 6,4 m über dem Fußboden des Zuschauerraumes liegt und bis zu 15,2 m frei vorkragt. Die Tragkonstruktion des Ranges besteht in der Hauptsache aus 8 Gitterträgern von 28,2 bis 32,8 m Länge, die alle parallel der Längsachse des Gebäudes angeordnet sind und bis zu 15,2 m Kraglänge besitzen. Wegen der großen ungewöhnlichen Ausladung wurden nach Verständigung mit der Baupolizei besondere Zwischenkonstruktionen angeordnet, um Durchbiegungen, insbesondere aber Schwankungen des Ranges zu verhindern. Da bei den Gittertragern an der einen Stütze negative Auflagerkräfte auftreten können, werden sie hier gegen Zug verankert.

Das Bühnenhaus erhält eine Grundfläche von 40,35 × 15 m; die Höhe beträgt 31 m. Die Umfassungswände bestehen aus Eisenfachwerk mit Ausmauerung. Hinter dem Bühnenhaus wird noch ein Tanzsaal von 40,35 × 29,7 m Grundfläche und 13,5 m Höhe angeordnet, der auch von den Umgängen des Varieté-Theaters aus durch Tunnel, die unter dem Bühnenhaus durchgehen, erreichbar sein wird. Die Decke des Saales wird gleichfalls durch eine Kuppelkonstruktion gebildet, die auch nur die geringen Eigengewichte und die Monierbekleidung zu tragen hat.

Gegen den nichtausgebauten Teil der Halle muß eine Abschlußwand errichtet werden, die für Winddruck berechnet werden muß.

Entwurf und Bauleitung der gesamten Bauarbeiten haben die Architekten A. M. Cay und Max R. B. Abicht, Berlin. Der Entwurf der Stahlkonstruktionen stammt von Zivilingenieur Wilhelm Maelzer, Berlin. Die Stahlkonstruktionen (Gesamtgewicht 700 t) werden durch die Firma D. Hirsch, Eisenhoch- und Brückenbau, Berlin-Lichtenberg, die sonstigen Bauarbeiten durch das Baugeschäft Adolf Sommerfeld, Berlin W, ausgeführt.

Am Mittwoch, den 17. Oktober d. Js., besichtigte die Ortsgruppe Brandenburg der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen unter Leitung von Herrn Regierungs- und Baurat Dr.-Ing. Herbst die sehr interessanten Bauarbeiten. Herr Oberingenieur Dipl.-Ing. H. Fricke von der Firma D. Hirsch hatte die Führung übernommen. Nach der Besichtigung erläuterte Herr Architekt Abicht allgemeine und architektonische Gesichtspunkte, die beim Entwurf maßgebend waren. Freundlicherweise wurde den Teilnehmern ein Imbiß geboten.

Verwendet Din-Formate!

Wie uns das Reichswirtschaftsministerium mitteilt, wird von behördlicher Seite darüber geklagt, daß für Eingaben an Behörden, sowohl an Zentralbehörden des Reichs und der Länder als auch an lokale Behörden, noch immer das Folioformat verwandt wird. Die Papier- und Formatnormung ist seit mehreren Jahren durchgeführt und die Verwendung der Din-Formate von den Behörden durch Erlasse vorgeschrieben worden. Da auch die Ordner, Akten, Karteien, Regale usw. bei den Behörden den Din-Formaten angepaßt sind, bzw. bei Neuanschaffungen ausschließlich die dem Din-Format entsprechenden Maße zugrunde gelegt werden, macht die geordnete Bearbeitung und Aufbewahrung von Schriftstücken usw., die von den Din-Formaten abweichen, Schwierigkeiten. Die Behörden müssen daher den größten Wert darauf legen, daß im Schriftverkehr mit ihnen und bei Zeichnungen ausschließlich Din-Formate verwandt werden.

In der Industrie und im Handel hat die Einführung der Din-Formate ebenfalls große Fortschritte gemacht. Große Industrieunternehmungen haben sich ganz auf die Din-Formate eingestellt. Hier dürften andere Papierformate dieselben Schwierigkeiten bei der Bearbeitung und Aufbewahrung verursachen.

Bevor nicht im Schriftverkehr ausschließlich Din-Formate verwandt werden, kann sich der große wirtschaftliche Nutzen, der sich bei ihrer Verwendung ergibt, gar nicht voll auswirken.

Prüfingenieure für Statik.

(Vergl. hierzu „Der Bauingenieur" 1928, Heft 25, S. 464, und Heft 27, S. 502.)

Der Ausschuß für Prüfingenieure hat uns mitgeteilt, daß laut Bekanntmachung des Preußischen Ministers für Volkswohlfahrt zu den bisherigen Prüfingenieuren noch folgende vom Ausschuß gewählte Herren als weitere Prüfingenieure für Statik berufen wurden:

Name, Titel, Wohnort und Straße	Fachgebiete
Stadtgemeinde Berlin und Prov. Brandenburg.	
In Spalte „Fachgebiete" der Mitteilung in „Der Bauingenieur" 1928, Heft 27, S. 502, ist bei Gerhard Mensch einzusetzen:	Eisenbau, Eisenbetonbau, Holzbau
Prov. Nieder- u. Oberschlesien.	
Richard Färber, Dr.-Ing., Berat. Ingenieur, Breslau 13, Sprudelstr. 5.	Eisenbetonbau
Paschke, Professor, Görlitz, Trotzendorfstraße 104.	Eisenbetonbau, Eisenbau, Holzbau
Prov. Schleswig-Holstein.	
Hans Kuball, Dr.-Ing., Altona-Blankenese, Elbchaussee 114.	Eisenbetonbau, Eisenbau
Prov. Sachsen	
Paul Göldel, Baurat, Berat. Bauingenieur, Merseburg, Klobicauer Str. 82.	Eisenbetonbau, Eisenbau, Holzbau
Prov. Westfalen.	
Fritz Baumstark, Dipl.-Ing., Dortmund, Rathenauallee 90.	Eisenbetonbau, Holzbau
Rheinprovinz.	
Karl Conrad, Dipl.-Ing., Essen a. d. Ruhr, Albrechtstr. 8.	Eisenbetonbau, Eisenbau
Walter Hartmann, Reg.-Baumeister a. D., Düsseldorf-Gerresheim, Gahlenstr. 53	Eisenbetonbau, Eisenbau, Holzbau

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden; für „Die Baunormung": Regierungsbaumeister a. D. K. Sander, Berlin
Verlag von Julius Springer in Berlin W. — Druck von H. S. Hermann & Co., Buchdruckerei G. m. b. H., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.