

DIE AUSNÜTZUNG DER WASSERKRÄFTE DES MITTLEREN APENNINS.

Von Ing. Hans Sommer, Rom.

a) Allgemeines.

Im Gesamtprogramm der Elektrisierung der Linien der italienischen Staatsbahnen nimmt die sogen. „Porrettana“ eine wichtige Stelle ein. Diese Strecke, die Bologna mit Florenz verbindet und einen Teil einer der bedeutendsten Zufahrtsstraßen von Oberitalien nach Rom darstellt, ist 133 km lang, hat einen Höhenunterschied von 571 m zu überwinden und wird von einem Schnellzug in 3 1/2 Stunden durchfahren. Sehr unökonomisch ist hier das Mitführen der Wasser- und Kohlenvorräte. In den Tunnels, die eine Gesamtlänge von ca. 20 km haben, ist die starke Rauchentwicklung besonders im Sommer äußerst lästig. Um diesen Übelständen zu begegnen, ist bereits für das Jahr 1926 die Elektrisierung des schwierigsten Stückes, der Strecke Bagni della Porretta—Pistoja, vorgesehen, während für die restlichen Strecken, Bologna—Bagni della Porretta und Pistoja—Florenz der vollständige Ausbau der Wasser-

Stollen in das Tal der Limentra di Sambuca geleitet, dieses bei dem Dorfe Pavana gestaut und durch einen zweiten Stollen in den Stausee von Suviana geführt (Abb. 2). Da die Talsperren des Reno und der Limentra di Sambuca schon vollendet sind, wurde bei Pavana eine provisorische Zentrale errichtet, die während der Bauperiode der großen Sperren den nötigen Strom für die Arbeiten sowie auch den Bahnstrom für die erste elektrisierte Teilstrecke Bagni della Porretta—Pistoja liefern soll. Man erwartet, jährlich 12 Millionen kWh produzieren zu können. Vervollständigt wird das System der Anlagen durch eine Spitzenzentrale bei Riola, wo die Limentra di Treppio in das Tal des Reno zurückkehrt. Die vollendeten Anlagen sollen 100 Mill. kWh im Jahre liefern. Bei Suviana erwartet man eine konstante Abflußmenge von 8 m³ pro Sekunde, die hier bei einem Gefälle von 80 m 6400 PS, bei Castrola mit einem Gefälle von 60 m 4800 PS und bei Riola mit einem

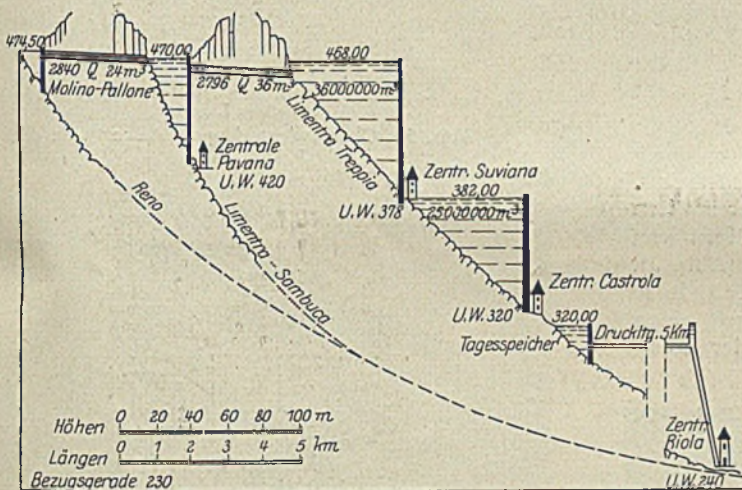


Abb. 1. Schematische Profile der Wasserläufe und Anlagen.

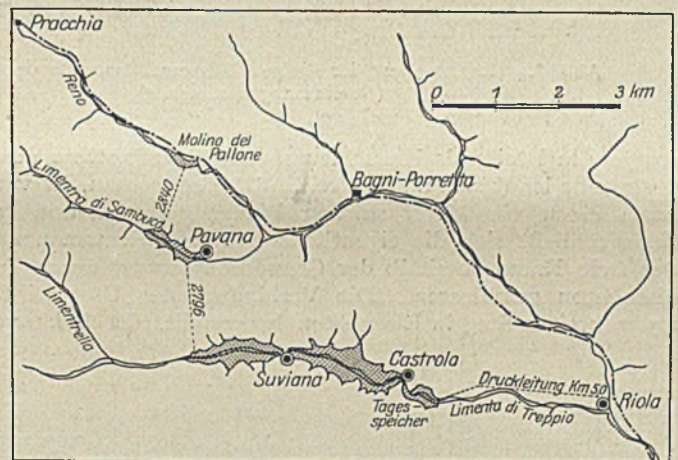


Abb. 2. Übersichts-Lageplan der Anlagen.

kräfte abgewartet wird. Eine radikale Verbesserung der Verkehrsverhältnisse soll durch den — schon in Angriff genommenen — Bau der sogenannten „Direttissima“ Bologna—Florenz erzielt werden, durch den die Gleislänge, der Höhenunterschied und die Fahrzeit bedeutend verringert werden. Sie wird von vornherein für den elektrischen Betrieb eingerichtet. Der Strom wird von dem groß angelegten System von Wasserkraftwerken geliefert werden, von dem ein Teil bereits vollendet, ein zweiter im Bau begriffen und ein dritter projektiert ist und im folgenden beschrieben werden soll.

b) Gesamtanordnung der Wasserkraftanlagen.

Zum Sammeln der Wassermengen wird ein Einzugsgebiet von ca. 230 km² erfaßt, das von den drei Gebirgsflüssen Reno, Limentra di Sambuca und Limentra di Treppio entwässert wird. Die beiden großen Staustufen (von Suviana und Castrola) sind in den Lauf der letztgenannten verlegt, weil diese das stärkste Gefälle aufweist (s. Profilschema Abb. 1), das obere Renotal überdies die Bahnlinie enthält, so daß hier ein Stau nur bis zu einer begrenzten Höhe möglich wäre, während das Tal von Treppio fast unbewohnt ist. Das Wasser des Reno wird in der Nähe der Station Molino del Pallone durch einen

Gefälle von 80 m wieder 6400 PS, zusammen 17 600 PS erzeugen werden. Abgesehen von dieser direkten Ausnützung der Anlagen wird in der Folge auch an eine weitgehende Regulierung des unterliegenden Laufes des Reno gedacht, für die das Abfangen der Hochwässer und der Ausgleich der Wasserführung die günstigsten Vorbedingungen schafft.

c) Beschreibung der ausgeführten Anlagen.

Von dem gesamten Entwurf sind zur Zeit erstellt: 1. die Talsperre im Reno, 2. der Stollen Reno—Limentra di Sambuca, 3. die Talsperre in der Limentra di Sambuca, 4. die Zentrale von Pavana, die aber keinen Bestandteil des definitiven Projektes bildet.

1. Die Sperre im Reno. Ca. 1 1/2 km flußabwärts von der Station Molino del Pallone ist das Tal des Reno durch eine 12 m hohe Schwergewichtsmauer (Abb. 3) aus Beton gesperrt. Sie ist 60 m lang und auf ihre ganze Länge auf den gesunden Fels gegründet, der stellenweise bis 12 m unter dem Flußgrund aufgesucht werden mußte. Die normale Mischung des Betons ist 200 kg Portlandzement auf 1 m³ Beton (0,800 m³ Kies von 5 cm Korn + 0,500 m³ Sand). In den unteren Schichten, die mit dem Fels in Berührung sind, ist die Mischung jedoch

bedeutend fetter (300 kg pro m³), während in den mittleren Schichten auch noch Blöcke eingeschlossen wurden. Auf der Wasserseite ist ein regelrechter Verputz von 3 cm Stärke, an der Luftseite von 2 cm in Zementmörtel aufgebracht. In der Mauer sind drei Schützenöffnungen vorgesehen, von denen eine mit 14 m Öffnungsweite als Überfall, die beiden anderen

fallöffnung durch die Mauerkrone selbst ersetzt wird. — Die Abflußöffnungen. Zum Abführen von Hochwässern, die sehr plötzlich und heftig auftreten, dienen alle drei Öffnungen, die mit automatischen Schützen geschlossen sind. Von diesen sollen sich laut Vertragsbedingung die Grundschützen früher öffnen als die Überfallschütze, damit auch bei kleineren Wasser-

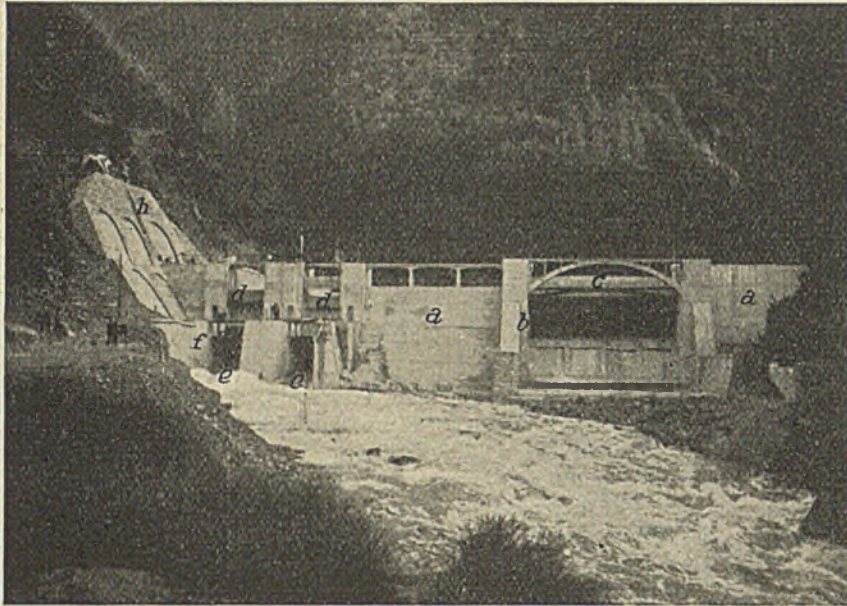
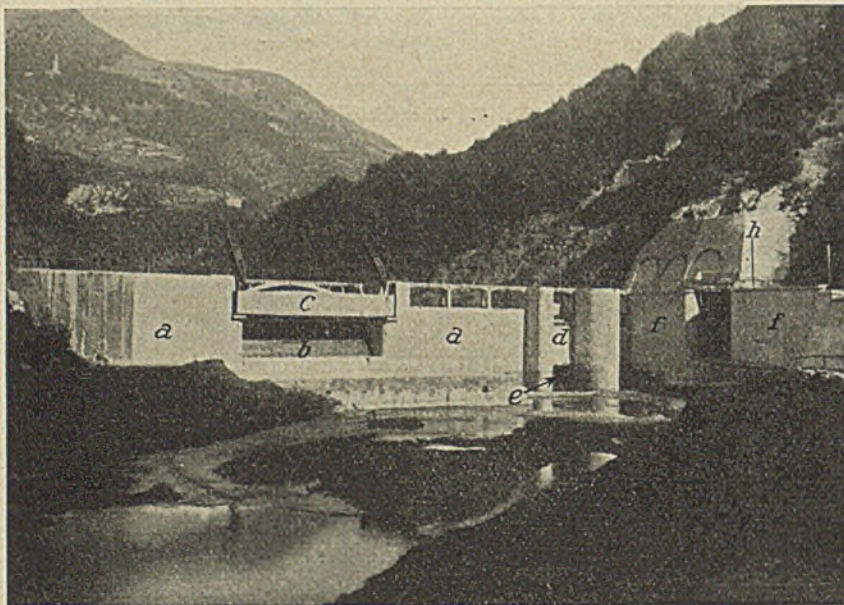


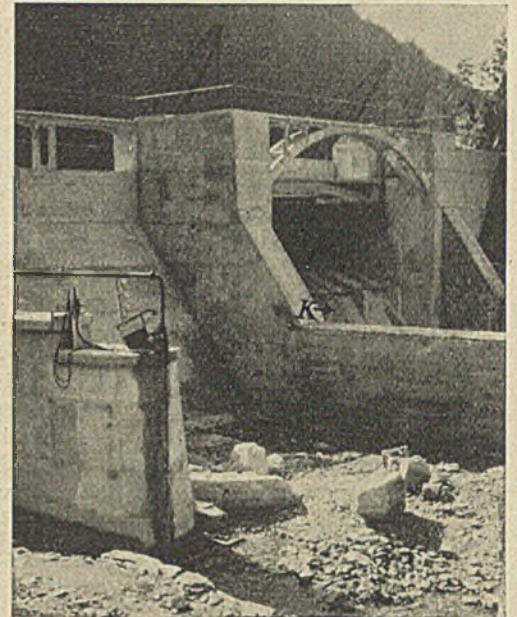
Abb. 3. Gesamtansicht der fertigen Talsperre Reno von der Luftseite (Bezeichnungen s. Abb. 4).

von je 4 m Breite als Kiesschleusen und Grundablässe ausgebildet sind. Deren eine lehnt sich an die rechte Flügelmauer an, ist von der zweiten durch einen vier Meter starken Pfeiler getrennt, und erst links von dieser schließt sich die eigentliche Schwergewichtsmauer an (Abb. 4). Der freie Raum oberhalb der Grundschützen ist durch Tauchwände in Eisenbeton geschlossen. Die Verbindung der Ufer wird durch einen 1,5 m breiten Steg in Eisenbeton hergestellt, der links von der Über-

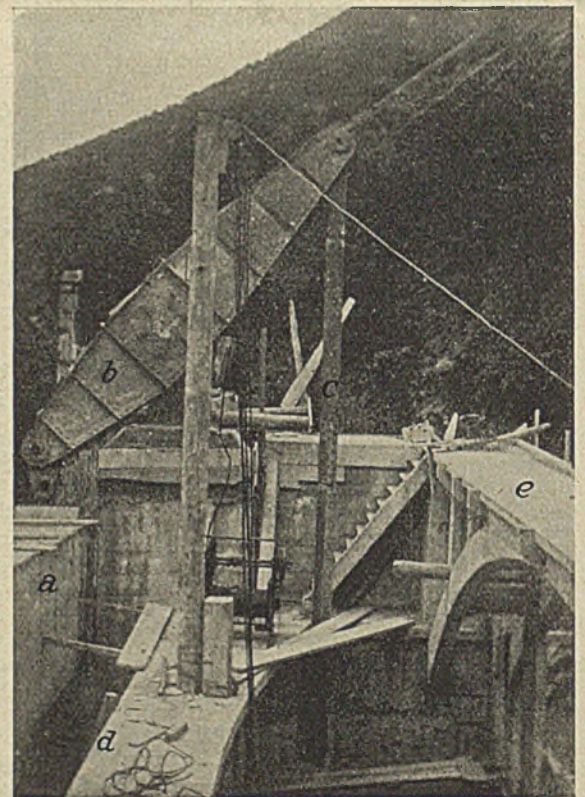


- | | |
|--|---|
| a = Schwergewichtsmauer. | e = Grundschützen (Sektoren). |
| b = Überfallschütze (Obergewichtsklappe). | f = rechte Flügelmauer. |
| c = deren Gegengewicht. | g = Stolleneinlauf. |
| d = Tauchwände oberhalb der Kiesschleusen. | h = Futtermauer gegen Bewegung des Berges |

Abb. 4. Gesamtansicht der fertigen Talsperre Reno von der Wasserseite.



k = Konsolen zum Auflagern des Hauptträgers in der tiefsten Lage.
Abb. 5. Obergewichtsklappe. Ansicht von der Luftseite.

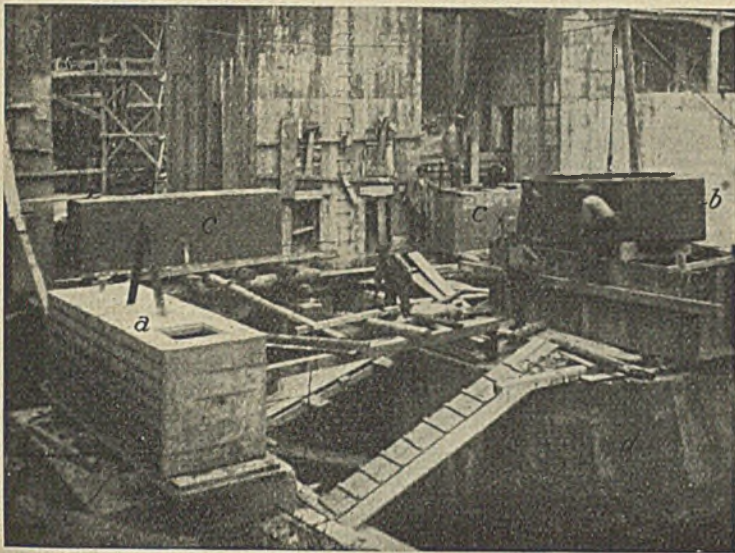


- | |
|--|
| a = Gegengewicht. |
| b = Hebel. |
| c = Zugstange, an der die Klappe selbst hängt. |
| d = Steg, der als Widerlager für die Dammbalken dient. |
| e = Steg für Fußgänger. |

Abb. 6. Hebel der Obergewichtsklappe während der Montage.

mengen eine Entkiesung gewährleistet ist. Die Schützen wurden von der Stauwerke A. G. Zürich geliefert und von der Ceretti & Tanfani S. A., Mailand, ausgeführt. Die Überfallschütze hat eine lichte Weite von 14 m und eine Stauhöhe von 3,20 m, die Grundschützen je 4 m lichte Weite und 3 m Höhe. Die Überfallschütze, System Obergewichtsklappe (s. Abb. 5) schließt normalerweise einen Winkel von 60° mit der Horizontalen ein und kann sich bis in die wagerechte Stellung umlegen. Je nach dem Zufluß senkt sie sich mehr oder weniger und kehrt bei Abnahme des Zuflusses in die Schließstellung zurück. Sie tritt in Funktion, wenn das Moment des Wasserdruckes auf die Klappe das des Gegengewichtes überwindet. Die Bewegungen sind sanft, stoßfrei und die Empfindlichkeit bis 6 cm über oder unter dem normalen Stau garantiert. Der

und sich so je nach dem Stande des Wassers in den Schwimmerkammern mehr oder weniger öffnet. Die Kreisform der Schließwand hat zur Folge, daß die Resultierende der Wasserdrücke durch den Drehpunkt der Sektoren geht. Es gibt also keine Tangentialkomponente, und die Bewegungswiderstände

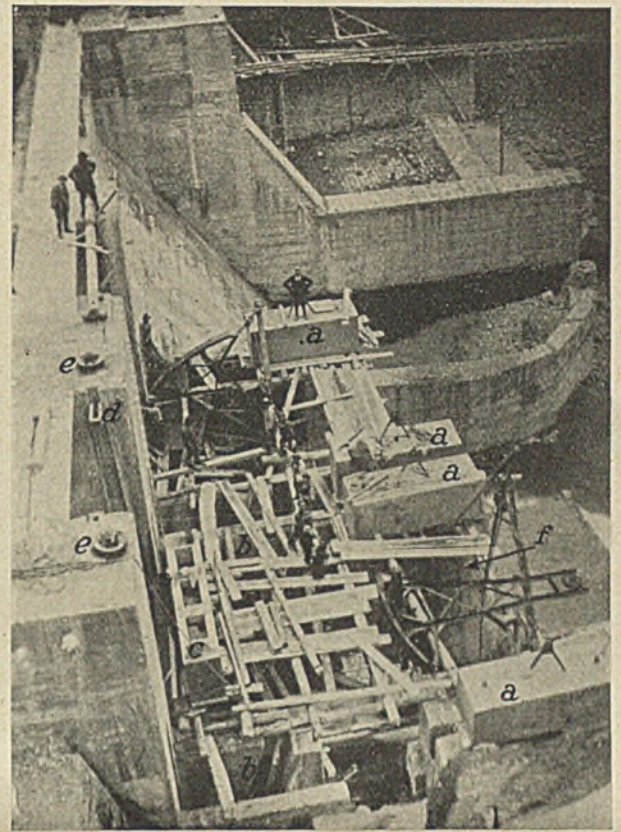


a = „Schwimmer“ fertig betoniert und ausgeschalt; durch die Luke wurde die Innenschalung entfernt; sie wird vor Aufbringen des nahtlosen Verputzes und des Inertolanstriches mit einem Betondeckel verschlossen.
b = Herstellung eines zweiten „Schwimmers“: Einbringen der Innenschalung.
c = Gegengewichte der Sektorschützen.
d = Mittelpfeiler zwischen den Grundschützen.

Abb. 7. Herstellung der „Schwimmer“.

Verlust bei geschlossener Öffnung und maximalem Stau darf 8 l pro Sekunde nicht übersteigen. Das Gegengewicht, ein Block von ca. 90 t Gewicht, ist als Eisenbetonbalken ausgebildet, der an den Hebeln (Abb. 6) angehängt ist und zwischen den Aufhängepunkten eine lichte Weite von 14,30 m besitzt. Eine Aussparung in Form eines Troges gestattet eine Gewichtsregulierung durch Füllung mit Kies oder Beton. Eine analoge Form haben die Gegengewichte der beiden

Grundschützen. Hier dienen sie jedoch nur zur Ausbalancierung des Gewichtes der Eisenkonstruktion samt den beiden zu Unrecht so genannten „Schwimmern“ aus Eisenbeton. Das sind Hohlkörper (Abb. 7 u. 8) mit dem spezifischen Gewichte $\gamma > 1$, die an Kragarmen ungefähr in der Mitte der Sektoren angehängt sind und sich in Kammern, Aussparungen in den Pfeilern, bewegen. Diese Kammern stehen in Verbindung mit dem Oberwasser, und zwar einerseits durch ein Überaich in der Höhe des normalen höchsten Staues, andererseits durch eine mit Schiebern geschlossene Rohrleitung knapp über dem Abfallboden, die von der Mauerkrone aus zu öffnen und zu schließen ist. Werden nun die Schieber geöffnet oder tritt bei Hochwasser das Überaich in Funktion, so füllen sich die Schwimmerkammern mit Wasser, das durch Rohre mit großem Durchmesser (\varnothing 35 cm) ein und durch Rohre mit kleinerem (\varnothing 15 cm), die außerdem noch mit Schiebern reguliert werden können, wieder austritt. Die Gewichtsverminderung, die die Hohlkörper durch den Auftrieb des Wassers erfahren, bewirkt, daß die ganze Konstruktion dem Zuge des Gegengewichtes nachgibt



a = „Schwimmer“.
b = Schwimmerkammer.
c = Gegengewicht.
d = Kragarme für die Seilscheiben (e) der Gegengewichtsseile.
f = Mittelpfeiler zwischen den Grundschützen.

Abb. 8. Ansicht der Montage der Sektorschützen aus der Vogelperspektive.

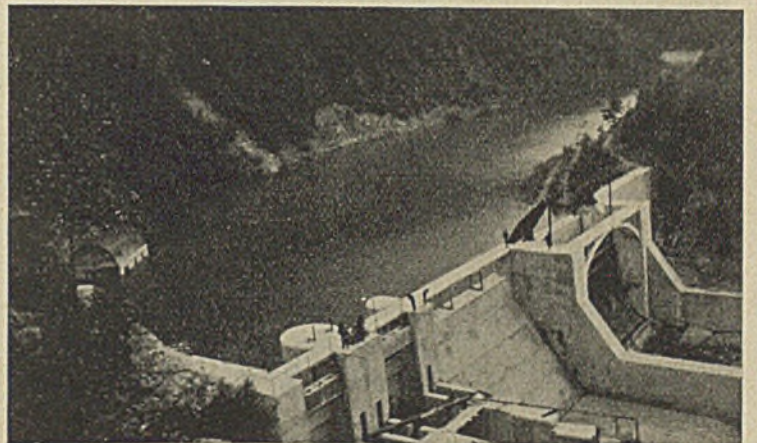


Abb. 9. Gesamtansicht der Talsperre Reno aus der Vogelperspektive mit Stausee auf höchstem Niveau.

beschränken sich auf die Reibung der Drehzapfen und der Seitendichtungen, was ein sanftes, ruhiges und sicheres Funktionieren der Schützen gewährleistet. Sehr streng sind auch hier die Bedingungen für die Wasserverluste: 4 l pro Sekunde bei Stau auf halber Höhe, 8 l pro Sekunde bei maximalem Stau; Einspielen der Schützen bei ± 6 cm vom maximalen Stauspiegel gerechnet. Abb. 9 zeigt die Gesamt-

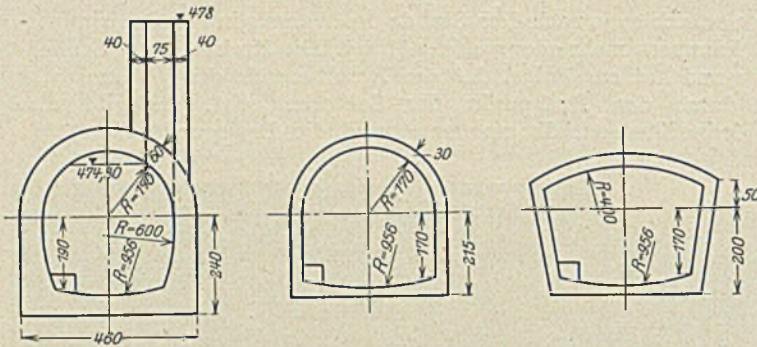
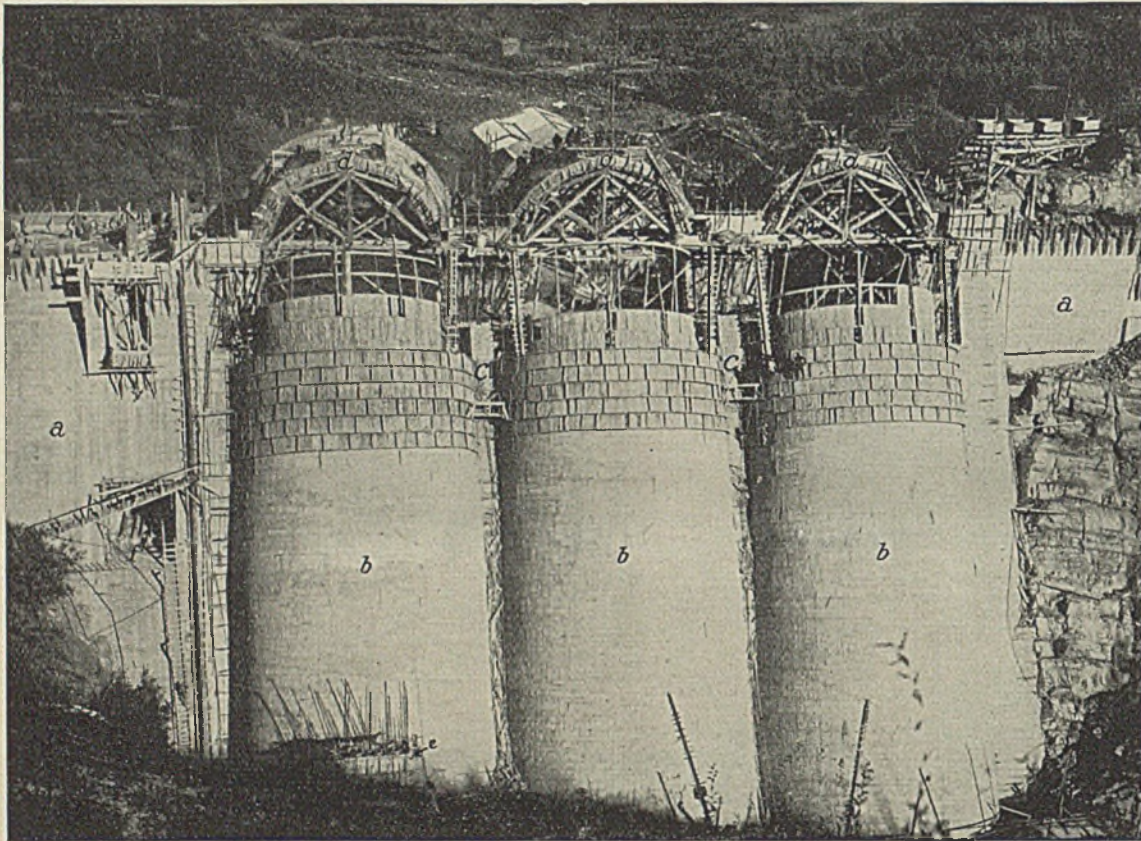


Abb. 10, 11, 12. Beispiele für die Querschnittsformen des Stollens Reno-Limentra di Sambuca.

ansicht des Stausees aus der Vogelperspektive bei höchstem Stau.

2. Der Stollen Reno-Limentra di Sambuca. In der rechten Flügelmauer, nahe den Kiesschleusen der Reno-sperre (Abb. 4), befindet sich der Einlauf des Stollens, gegen Bewegung des Gebirges, das hier ziemlich verwittert ist, durch Beton- und Trockenmauern gesichert. Er kann mit einer ebenen Schütze geschlossen werden. Seine Aufgabe ist, wie schon erwähnt, das Wasser des Reno in das Tal der Limentra di Sambuca, d. i. in den Stausee von Pavana zu leiten. Er ist 2840 m lang, hat ein Gefälle von 1,6%, und mit einem Querschnitt von ca. 18 m² Füllprofil soll er 24 m³ Wasser pro Sekunde abführen. Die Form des Profils ändert sich je nach dem Charakter des durchfahrenen Gesteines; gegen die beiden Stollenenden zu hat es Korbbogenform (Abb. 10), im Innern

des Berges teils senkrechte Stollenwände mit halbkreisförmiger Kappe (Abb. 11), teils geneigte Wände mit Segmentbogen (Abb. 12); teils fehlt im vollkommen standfesten Gebirge, die Kappe überhaupt. Ein Stück von 12 m mußte mit Eisenbetonringen ausgekleidet werden, um dem Gebirgsdruck widerstehen zu können. Ein Gehsteig zieht sich durch die ganze Länge des Stollens, um ihn bei geringer Wasserführung begehbar zu machen. Während des Vortriebes vom Renotale aus hatte man viel mit Wassereinbrüchen zu kämpfen, so zwar, daß das Baulos nicht beendet wurde, sondern der Stollenausbruch von der anderen Seite, wo das Gefälle das Wasser von der Stollenbrust wegführt, vervollständigt werden mußte. Auch der Glattstrich in Zementmörtel, mit dem der ganze Stollen ausgekleidet ist, leidet unter dem vom Berg her eindringenden Wasser.



a = Schwergewichtsmauern.
b = Gewölbe.
c = Mittelpfeiler

d = Abschlußgewölbe für die Kuppeln, die die obere Wand zu tragen haben (Schalung).

e = Provisorischer Entnahmeturm für die Zentrale Pavana.
f = Provisorische Entnahmeöffnung in der Schwergewichtsmauer.

Abb. 13. Talsperre von Pavana im Bau; Wasserseite.

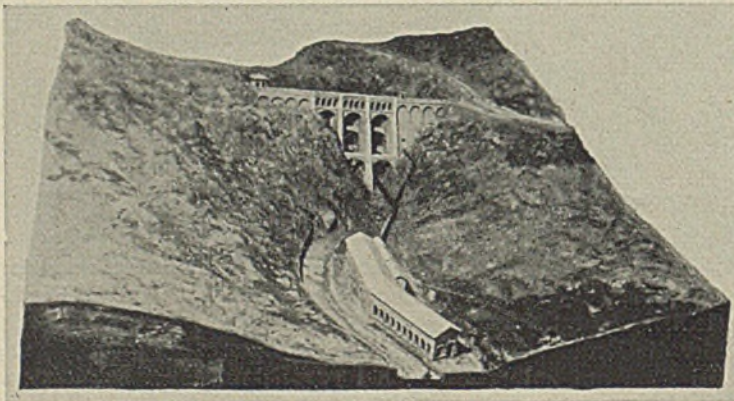


Abb. 14. Modell der Talsperre Pavana mit Zentrale (Luftseite).

3. Talsperre bei Pavana. Die sehr gründliche statische Ausarbeitung des Projektes dieser Sperre rührt vom Ingenieur der italienischen Staatsbahnen, Ludwig Manfredini, her. Die Sperre ist ca. 50 m hoch, 118 m lang und durch zwei symmetrisch angeordnete Dilatationsfugen unterteilt. Es sind drei Bogen vorgesehen, die sich gegen starke Mittelpfeiler und seitliche Schwergewichtsmauern stützen (Abb. 13 und 14). Die Erzeugenden der Gewölbe sind unter 62° gegen die Horizontale geneigt und enden 4 m unter der höchsten Wasserspiegelkote in einer Halbkuppel, die stets unter Wasser bleibt; so sind die Temperaturspannungen in den Gewölben selbst sehr vermindert. Die Wand oberhalb der Kuppeln stützt sich auf Eisenbetonbogen, die zwischen den Pfeilern gespannt sind. Die Pfeiler haben einen Achsabstand von 16,50 m, an der Spitze eine Stärke von 2 m, die nach unten stufenförmig bis 5 m zunimmt; bergseitig sind ihre Ränder jedoch geradlinig

und parallel, um regelmäßige Kämpfer für die Gewölbe zu erhalten. Letztere haben eine zylindrische Innenleibung mit Korbbogen als Leitlinie und eine konische Außenleibung, so daß die Gewölbe sich von unten nach oben und von den Kämpfern zum Scheitel zu verjüngen. In der Mauer selbst sind nur die Öffnungen für die Wasserentnahme der provisorischen Zentrale ausgespart. Grundablaß und Überaich sind mit der Luftseite durch zwei Stollen im Gebirge selbst, die um die Mauer herumführen, verbunden. Der Grundablaß, der während des Baues zur Umleitung des Flusses diente, wird mit Stoneyschützen geschlossen, während das Überaich mit automatischen Schützen des gleichen Systems wie die der Sperre im Reno versehen werden. Hier ist eine Obergewichtsklappe von 14/3,5 m, die das Wasser in eine in den Fels gebettete Betonwanne fallen läßt, von wo es in einen 23 m tiefen Schacht hinunterstürzt und von hier durch den Stollen ins Freie gelangt. Eine andere Schütze, Typ Sektor, mit Schwimmern, läßt das Wasser direkt in den oben erwähnten Schacht fallen. Es sind so in zwei nahe bei einander liegenden Anlagen (Reno und

Pavana) zwei Beispiele für die Verwendung der Sektorschützen, als Oberflächen und als Grundschützen gegeben.

Zur Konstruktion der Sperre, die ca. 34 000 m³ Beton enthält, wurden die Zuschlagsmaterialien aus Steinbrüchen gewonnen; in einer Anlage, die alle Stadien der Betonaufbereitung in kleinem Raum vereinigt, erfolgte die Mischung des Betons, der durch einen Seilbahnkran, der das ganze Tal bestrich, zur Verwendungsstelle geschafft wurde.

Große Sorgfalt wurde auf den Verputz verwendet, der mit dem Zementgun in drei Schichten von zusammen 4 cm Stärke samt eingeschlossenem Metallnetz aufgebracht wird; in der letzten Schicht soll außerdem dem Mörtel ein poren-schließendes Präparat, Lontra, beigemischt werden, das auch bei der Herstellung der Eisenbetonschwimmer für die Sektorschützen Verwendung fand.

Damit wäre die Beschreibung der ausgeführten Teile des Elektrisierungsprojektes erschöpft, da in Suviana und Castrola nur Vorarbeiten im Gange sind und der Stollen Pavana-Suviana zwar schon in Angriff genommen, aber noch nicht durchstoßen ist.

DIE GLEICHE FORMEL FÜR ALLE DURCHLAUFENDEN TRÄGER ÜBER BELIEBIG VIELE UNGLEICHE FELDER MIT GLEICHER MITTEL- UND $\frac{1}{2}\sqrt{3}$ -FACHER ENDSTEIFIGKEIT.

Von Dr.-Ing. Dr. Leve, Privatdozent und Zivilingenieur in Berlin.

Übersicht. Wenn man unter Feldsteifigkeit das Verhältnis $\frac{1}{J}$ zwischen Stützweite l und Trägheitsmoment J in irgend einem Felde eines über beliebig viele Felder durchlaufenden Trägers versteht und wenn diese Feldsteifigkeiten sich verhalten wie

$$\frac{1}{2}\sqrt{3} : 1 : 1 : 1 : 1 : \dots : 1 : 1 : \frac{1}{2}\sqrt{3},$$

so haben die Einflußlinien aller statisch unbestimmten Stützmomente einen einander ähnlichen Verlauf und weichen nur in den von den Feldsteifigkeiten abhängigen Multiplikatoren voneinander ab. Es genügen die beiden Zahlen $\frac{1}{2\sqrt{3}}$ und $\frac{1}{2+\sqrt{3}}$ sowie die vier Linien $\alpha, \beta, \gamma, \delta$ der Abb. 3, um die Einflußlinien der statisch Unbestimmten sofort anzugeben. Die so erzielte gemeinsame Formel wird am Schlusse zusammengefaßt und durch ein Beispiel erläutert.

In seiner Schrift über durchlaufende Träger und Rahmen hat der Verfasser¹⁾ bereits für durchlaufende Träger mit gleichen Feldsteifigkeiten $\frac{1}{J}$ Schemata angegeben, die es gestatten, sofort die statisch unbestimmten Biegemomente für feldweise durchgehende oder für Einzelbelastungen anzugeben. Diese Annahme der Proportionalität zwischen den Stützweiten und den Trägheitsmomenten des durchlaufenden Trägers in den einzelnen Feldern oder, wenn in der nachstehenden Abb. 1 die einzelnen Stützpunkte mit 0, 1, 2, 3, 4, 5 usw. und entsprechend die Stützweiten mit $l_{01}, l_{12}, l_{23}, l_{34}, l_{45}$ und die Trägheitsmomente mit $J_{01}, J_{12}, J_{23}, J_{34}, J_{45}$ bezeichnet werden, die Annahme des Verhältnisses

$$(1) \quad \frac{l_{01}}{J_{01}} : \frac{l_{12}}{J_{12}} : \frac{l_{23}}{J_{23}} : \frac{l_{34}}{J_{34}} : \frac{l_{45}}{J_{45}} = 1 : 1 : 1 : 1 : \dots$$

führt zu der Vereinfachung, daß die Multiplikatoren und Charakteristiken für die Einflußlinien von vornherein für alle Fälle ausgerechnet werden können.

Die linearen Gleichungen für die statisch unbestimmten Stützmomente X haben bekanntlich für durchlaufende Träger die nachstehende sogenannte Clapeyronsche Form:

$$(2) \quad \begin{cases} \delta' + X_1 \delta_{11} + X_2 \delta_{12} = 0, \\ \delta'' + X_1 \delta_{21} + X_2 \delta_{22} + X_3 \delta_{23} = 0, \\ \delta''' + X_2 \delta_{32} + X_3 \delta_{33} + X_4 \delta_{34} = 0, \\ \delta^{IV} + X_3 \delta_{43} + X_4 \delta_{44} = 0, \end{cases}$$

¹⁾ Lewe, Die Berechnung durchlaufender Träger und mehrstieliger Rahmen nach dem Verfahren des Zahlenrechtecks, Selbstverlag 1916.

wo die $\delta', \delta'', \delta''', \dots$ die Verschiebungen an den Angriffstellen der statisch Unbestimmten unter den gegebenen Lasten, die δ_{11}, δ_{12} die Verschiebungen an der Angriffsstelle der statisch Unbestimmten X_1 infolge X_1 und X_2 , die $\delta_{21}, \delta_{22}, \delta_{23}$ die Ver-



Abb. 1.

schiebungen an der Angriffsstelle von X_2 infolge X_1, X_2 und X_3 usw. und die X_1, X_2, X_3, \dots die statisch unbestimmten Stützmomente bedeuten. Die Lösungen dieses linearen Gleichungssystems kann man in der Form schreiben:

$$(3) \quad \begin{cases} X_1 = -(a_{11} \delta' + a_{12} \delta'' + a_{13} \delta''' + a_{14} \delta^{IV}), \\ X_2 = -(a_{21} \delta' + a_{22} \delta'' + a_{23} \delta''' + a_{24} \delta^{IV}), \\ X_3 = -(a_{31} \delta' + a_{32} \delta'' + a_{33} \delta''' + a_{34} \delta^{IV}), \\ X_4 = -(a_{41} \delta' + a_{42} \delta'' + a_{43} \delta''' + a_{44} \delta^{IV}). \end{cases}$$

Die Zusammenfassung der Werte a in der Form

$$(4) \quad \begin{array}{|c|c|c|c|} \hline a_{11} & a_{12} & a_{13} & a_{14} \\ \hline a_{21} & a_{22} & a_{23} & a_{24} \\ \hline a_{31} & a_{32} & a_{33} & a_{34} \\ \hline a_{41} & a_{42} & a_{43} & a_{44} \\ \hline \end{array}$$

hat der Verfasser in seiner Schrift Zahlenrechteck genannt und ein einfaches Verfahren angegeben, wie bei allen derartigen Clapeyronschen Gleichungssystemen die Zahlenrechtecke vermittelst zweier Kettenbrüche aus dem Schema der δ -Werte leicht gewonnen werden können. Diese Zahlenrechtecke sind für den Fall gleicher Feldsteifigkeit bei durchlaufenden Trägern von vornherein auszurechnen und in der Schrift des Verfassers angegeben. Herr Professor Löser hat gelegentlich schon darauf hingewiesen, daß diese Annahme gleicher Feldsteifigkeit bei durchlaufenden Eisenbetonträgern, wie sie z. B. im Brückenbau vorkommen, auch ganz gut für die Mittelfelder zutrifft, daß jedoch die Feldsteifigkeit in den beiden Endfeldern wegen der freien Auflagerung an den beiden Enden etwas kleiner ausfallen muß. Herr Ingenieur Rätthling, ein deutschamerikanischer Verfechter der Zahlenrechteckmethode, hat den Verfasser darauf

aufmerksam gemacht, daß bei einer bestimmten Annahme kleinerer Endsteifigkeiten sogar noch weitere Vereinfachungen erzielt werden können, so daß schließlich für alle durchlaufenden Träger über beliebig viele Felder, wenn nur das Verhältnis der Feldsteifigkeit der Formel

$$(5) \quad \frac{J_{01}}{J_{01}} : \frac{J_{12}}{J_{12}} : \frac{J_{23}}{J_{23}} : \frac{J_{34}}{J_{34}} : \frac{J_{45}}{J_{45}} = 1/2 \sqrt{3} : 1 : 1 : 1 : 1/2 \sqrt{3}$$

entspricht, ein einziger Ansatz genügt. Die Werte der Verschiebungen δ werden in diesem Falle z. B. für einen Träger über fünf Öffnungen:

$$(6) \quad \begin{cases} \delta_{11} = 2(1/2 \sqrt{3} + 1,0) = \delta_{44}, & \delta_{12} = 1,0 = \delta_{31}, \\ \delta_{22} = 2(1,0 + 1,0) = \delta_{33}, & \delta_{23} = 1,0. \end{cases}$$

Diese Werte sind noch durch 6 E zu dividieren, eine Abkürzung, die später zu beachten ist. Der Kettenbruch zur Berechnung der a-Werte des Zahlenrechtecks lautet:

$$(7) \quad \left[\begin{array}{c} a_{11} = \frac{1}{\sqrt{3} + 2 - 1} \\ \frac{1}{4 - 1} \\ \frac{1}{4 - 1} \\ \frac{1}{2 + \sqrt{3}} \end{array} \right] = \frac{1}{2\sqrt{3}} = \frac{1}{3,46412} = 0,288675.$$

Das Zahlenrechteck der a-Werte ist dann schließlich:

	1	2	3	4
	0,288675	-0,077347	0,020725	-0,005553
-0,267949	-0,077347	0,288675	-0,077347	-0,020725
-0,267949	0,020725	-0,077347	0,288675	-0,077347
-0,267949	-0,005553	0,020725	-0,077347	0,288675
	-0,267949	-0,267949	-0,267949	

Wenn wir uns diese Zahlenrechteckwerte ansehen, so finden wir die Zahlen der von oben links nach unten rechts verlaufenden Hauptdiagonale, die oben fett gedruckt sind, überall gleich den oben ausgerechneten Werten $a_{11} = 0,288675$. Die beiden Nachbarwerte lauten $0,288675 \cdot (-0,267949) = -0,077347$. Die anstoßenden Nachbarwerte sind mit je $0,267949$ multipliziert, so daß sich bei einem Träger über noch viel mehr Öffnungen die Zahlen einer Reihe von der fettgedruckten Zahl der Hauptdiagonale aus nach links und rechts wie folgt ergeben:

$$0,2887, -0,0773, 0,0207, -0,0056, 0,0015, -0,0004, 0,0001.$$

Die Einflußlinien der

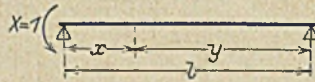


Abb. 2.

statisch unbestimmten Stütz-momente erhält man nun bekanntlich aus

den Biegelinien für die Zustände $X = 1$ in den einzelnen Feldern, wie Abb. 2 zeigt.

Eine solche Biegelinie hat den Verlauf:

$$(8) \quad w = \frac{l^2}{6EJ} (\xi - \xi^3) = \frac{l^2}{6EJ} \alpha,$$

wo $\xi = \frac{x}{l}$, und zwar sind in den Mittelfeldern zwei solche Biegelinien mit verschiedenen Multiplikatoren entsprechend den oben angegebenen Zahlen zu multiplizieren und zu addieren. Die eine Biegelinie hat dabei den Verlauf wie in Gleichung (8), während die andere Biegelinie den umgekehrten Verlauf zeigt, weswegen man noch die Kurve

$$(9) \quad \beta = \eta - \eta^3,$$

wo $\eta = \frac{y}{l}$, braucht. Nun geht aber jede der oben ange-

gebenen Zahlen aus der vorhergehenden durch Multiplikation mit $\frac{1}{2 + \sqrt{3}}$ hervor. Man braucht deswegen, noch zwei weitere Kurven, und zwar:

$$(10) \quad \begin{cases} \gamma = \alpha - \frac{1}{2 + \sqrt{3}} \beta, \\ \delta = \beta - \frac{1}{2 + \sqrt{3}} \alpha. \end{cases}$$

Die Abb. 3 zeigt die einzelnen Kurven mit ihren Ordinaten bei Zehntelteilung des Feldes.

Beispiel.

Die Abb. 4 zeigt den Verlauf der Einflußlinie für X_3 eines Trägers über fünf Öffnungen. Von den in den einzelnen Feldern eingeschriebenen Zahlen geben die oberen den Verlauf der Einflußlinie in den einzelnen Feldern unter Bezugnahme auf die Linien der Abb. 3 an, während die untenstehenden Zahlen den Flächeninhalt dieser Kurven bezeichnen und damit ermöglichen, ohne weiteres die Größe des statisch unbestimmten Stützmomentes X_3 für irgendwelche feldweise Belastung anzugeben. Für die beiden Endfelder benutzt man als Grundkurven für die Einflußlinien die Linien α und β , während für die Zwischenfelder die Linien γ und δ benutzt werden.

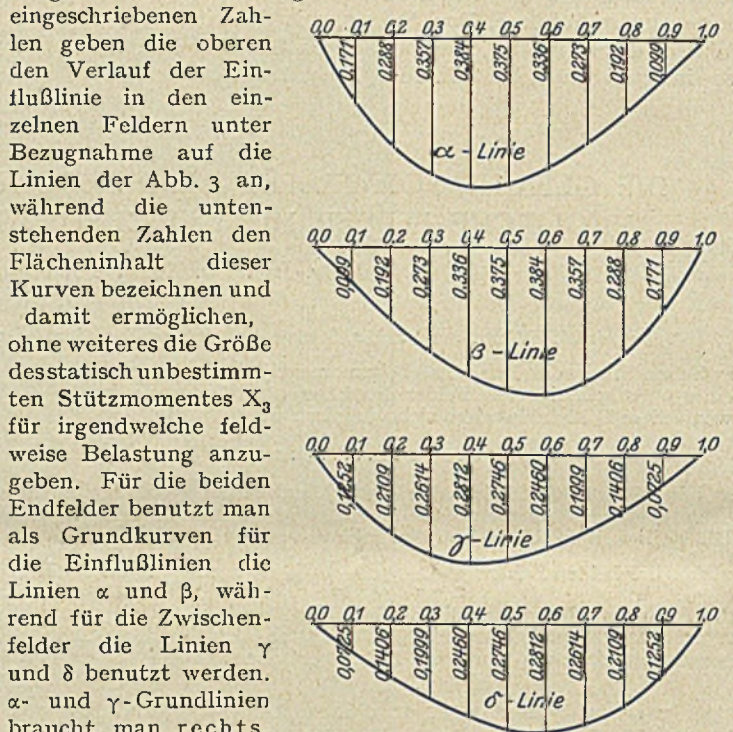


Abb. 3.

Die hierfür gebrauchten Zahlenwerte sind

$$\frac{1}{2} \sqrt{3} \cdot a, \quad \frac{1}{8} \sqrt{3} \cdot a \quad \text{und} \quad \frac{1}{4} \cdot \frac{1 + \sqrt{3}}{2 + \sqrt{3}} \cdot a,$$

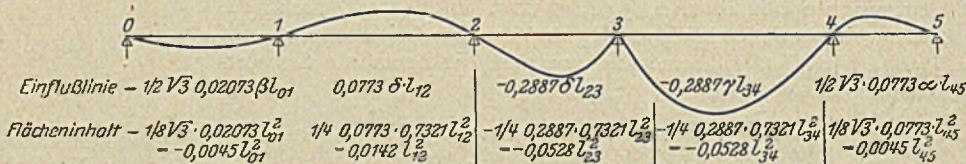


Abb. 4.

wo a die oben bereits angegebenen Zahlen des Zahlenrechtecks bedeuten.

a	$\frac{1}{2} \sqrt{3} \cdot a$	$\frac{1}{8} \sqrt{3} \cdot a$	$\frac{1}{4} \cdot \frac{1 + \sqrt{3}}{2 + \sqrt{3}} \cdot a$
0,28867	0,25000	0,06259	0,05283
0,07735	0,06698	0,01674	0,01415
0,02073	0,01795	0,00449	0,00379
0,00555	0,00481	0,00120	0,00102
0,00149	0,00129	0,00032	0,00027
0,00040	0,00034	0,00009	0,00007
0,00011	0,00009	0,00002	0,00002

Anwendungsregeln.

1. Man überzeuge sich, daß der durchlaufende Träger einigermaßen der Voraussetzung der Formel (5) genügt.
2. Man benötigt die Zahlen 0,0001, -0,0004, 0,0015, -0,0056, 0,0207, -0,0773, 0,2887, -0,0773, 0,0207, -0,0056, 0,0015, -0,0004 und 0,0001.
3. Wünscht man die Einflußlinie irgend eines Stützmomentes zu zeichnen, so ordne man dieser Stütze die Zahl 0,2887 zu, den übrigen Stützen ordnet man die Zahlen zu entsprechend der Reihenfolge links und rechts von dieser Zahl, die rechts folgende Stütze erhält also zugeordnet -0,0773 und ebenso die links folgende Stütze.
4. Der Verlauf der Einflußlinie in dem der betrachteten Stütze benachbarten Felde ist -0,2887 γ mal Stützweite und links -0,2887 δ mal der Stützweite des links anstoßenden Feldes. Handelt es sich um einen Träger über nur zwei Öffnungen, ist also nur ein statisch unbestimmtes Stützmoment vorhanden, so lautet die Formel für die rechts anstoßenden Kurven, weil es sich um Endfelder handelt, $-\frac{1}{2}\sqrt{3} \cdot 0,2887 \alpha$ mal der Stützweite des rechten Feldes und links $-\frac{1}{2}\sqrt{3} \cdot 0,2887 \beta$

mal der Stützweite des linken Feldes. Sind die beiden übernächsten Öffnungen noch Mittelfelder, so wird wiederum links die Kurve δ und rechts die Kurve γ verwandt und je mit der zugehörigen Stützweite multipliziert. Der Multiplikator, mit dem diese Kurven aber noch multipliziert werden müssen, ist 0,0773. Handelt es sich aber bereits um ein Endfeld, so hat man rechts die Kurve α , links die Kurve β zu verwenden, je mit der zugehörigen Stützweite und mit dem Multiplikator $\frac{1}{2}\sqrt{3} \cdot 0,0773$ zu multiplizieren.

5. Für durchgehende feldweise Belastung benötigt man die Flächeninhalte der Kurven der Abb. 3. Diese sind für die α - und β -Kurve $\frac{1}{4} \times$ Stützweite, für die γ - und δ -Kurve $\frac{1}{4} \cdot \frac{1+\sqrt{3}}{2+\sqrt{3}} = 0,18301$.

6. Das Verfahren geht am einfachsten aus Abb. 4 für die Einflußlinie des statisch unbestimmten Stützmomentes der Stütze 3 eines über fünf Felder durchlaufenden Trägers hervor; zur Ausrechnung der Zahlenwerte benutzt man vorstehende Tabelle.

HÖLZERNE VOLLWANDBINDER FÜR DIE SCHAUHALLE DER DEUTSCHEN LANDWIRTSCHAFTS-GESELLSCHAFT IN BERLIN-LANKWITZ

Von Regierungsbaumeister Dipl.-Ing. Hans Grabig, Niesky, O.-L.

Im Süden der Reichshauptstadt, im Vorort Lankwitz, entstand im vergangenen Jahre ein Bau, der für die Fachwelt von einigem Interesse sein dürfte. Es handelt sich um die Schauhalle der Deutschen Landwirtschafts-Gesellschaft in der Charlottenstraße am Bahnhof Lankwitz. Die Halle, die von außen einen bescheidenen Eindruck macht, wie Abb. 1 zeigt, enthält freitragende hölzerne Vollwandbinder von Spannweiten

die Windkräfte auf die Binder. Die Dacheindeckung ist bei einer Dachneigung von rd 35° bzw. 43,5° mit holländischen Pfannen auf Lattung ausgeführt. Im Innern ist die Dachfläche durch eine gespundete und gefaste Schalung verkleidet. Des besseren Aussehens halber wurden alle innen sichtbaren Holzteile gehobelt angeliefert.

Im First befinden sich 5 m bzw. 4,50 m breite, in der Dachfläche liegende Oberlichter in einer für die ausreichende Beleuchtung der Halle erforderlichen Länge.

Die Binder, von denen die Halle insgesamt 29 Stück aufweist, haben alle die gleiche Grundform: einen Dreigelenkbogen mit gleichem Pfeil, aber verschiedenen Spannweiten und Binderabständen. Die Grundrißanordnung bedingte im ganzen acht verschiedene Bindertypen. Die Spannweiten schwanken zwischen 14 m und 27,78 m, und die Pfeilhöhe ist bei allen Typen rd 10,70 m. Die Abb. 3 und 4 geben eine Darstellung der normalen Längshallenbinder und der größten Kehl-binder der Mittelhalle. In den Mitten der Querhallen sind je zwei Kehlbinder im Kreuz aufgestellt. Die Binderfüße



Abb. 1. Ansicht von der Charlottenstraße.

bis zu rd. 28 m, wie sie m. E. in gleicher Weise in Berlin noch nicht ausgeführt worden sind.

Die Ausarbeitung des Gesamtprojektes und die Bauleitung der Halle lagen in Händen des Herrn Baumeister Künzel, des Leiters der Bauabteilung der Deutschen Landwirtschafts-Gesellschaft. Der spezielle Entwurf der hölzernen Binder und der Dachkonstruktionen einschließlich der statischen Berechnungen wurde im Konstruktionsbüro der Hallenbauabteilung der Christoph & Unmack Akt.-Ges., Niesky, vom Verfasser dieses Aufsatzes bearbeitet. Die Binder einschließlich des Dachgespärres wurden im Nieskyer Werk hergestellt und unter Leitung hiesiger Richtmeister und Arbeiter an Ort und Stelle aufgestellt.

Allgemeines. Die Schauhalle in Lankwitz dient der Ausstellung von landwirtschaftlichen Maschinen aller Art. Da der Bau nicht nur für einen vorübergehenden Zweck gedacht ist, sondern für Schaustellungen dauernd benutzt werden soll, wurde von der Bauleitung besonderer Wert auf ein gutes Aussehen der Binder gelegt. Aus diesem Grunde entschied man sich auch für die Verwendung der Vollwandbinder, die verhältnismäßig teurer als Fachwerkbinder sind. Die Abb. 2 zeigt den Grundriß der Halle, die eine Gesamtlänge von 84,30 m und eine größte Breite von 44,30 m an den Seitenflügeln aufweist. Für eine Erweiterung ist ein fast gleicher Bau unmittelbar anschließend geplant. Die Mittellängshalle hat eine Breite von 20,50 m, die Seitenquerhallen eine solche von 15 m und die Mittelquerhalle von 20 m. Auf der einen Seite ist ein Anbau für Verwaltungszwecke an Stelle des einen Seitenquerhallenteiles vorgesehen. Die Seitenwände der Halle sind massiv ausgebildet und übertragen

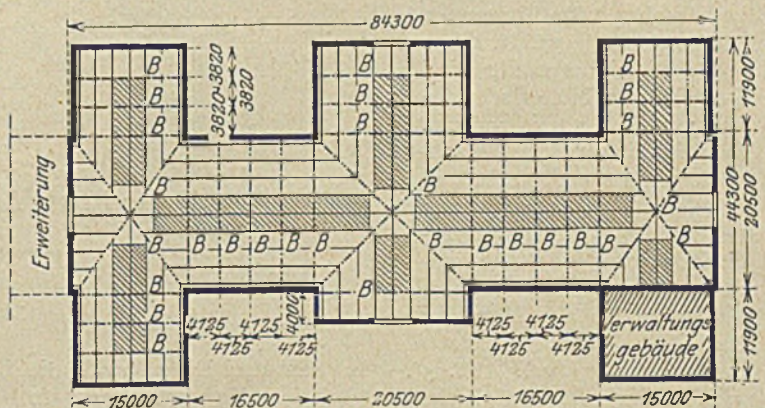


Abb. 2. Grundriß der Halle.

liegen 20 cm über Fußbodenoberkante. Die Fundamente sind in Stampfbeton vom Mischungsverhältnis 1:10 ausgeführt worden.

Für die Berechnung wurden die Binder als Dreigelenkbogen aufgefaßt und auf einfache Weise die Momente, Normalkräfte und Querkräfte in verschiedenen Punkten des Binders für die einzelnen Belastungsfälle: Eigengewicht, Schnee und Wind ermittelt.

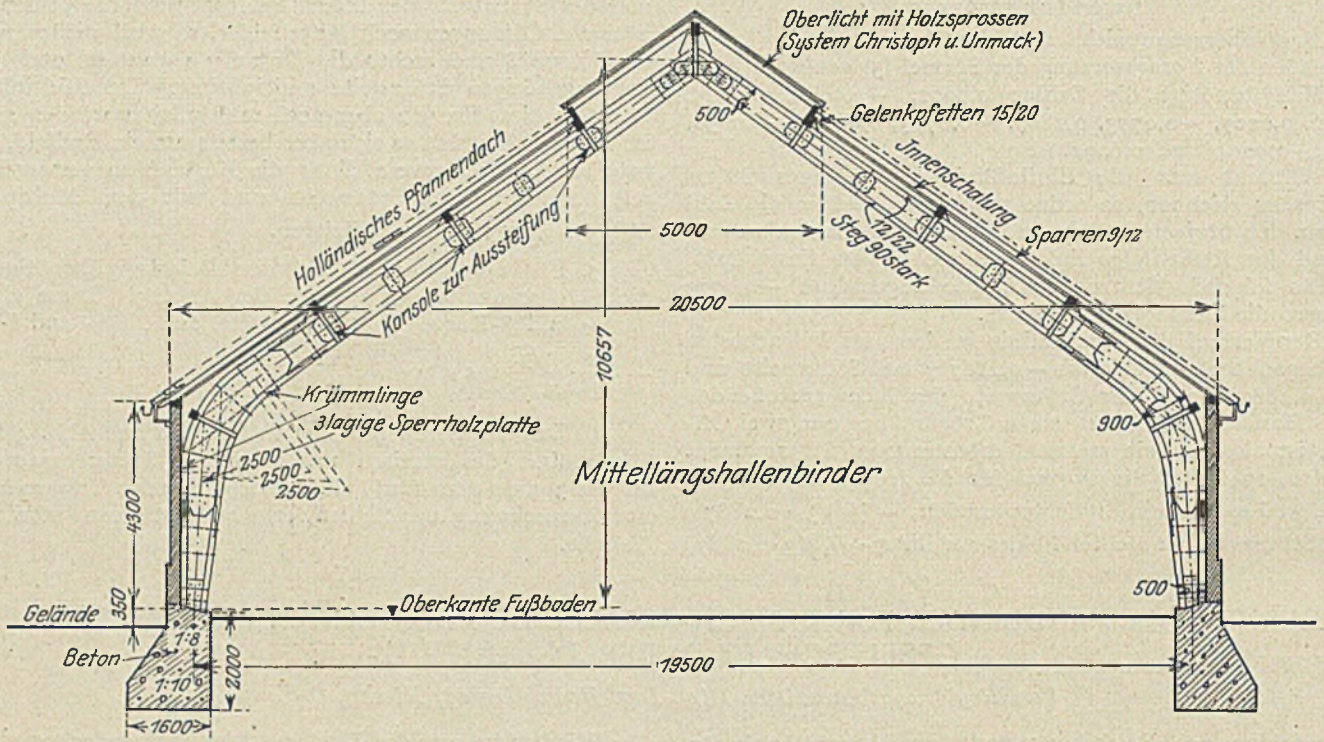


Abb. 3. Ansicht des Vollwandbinders der Schauhalle Lankwitz.

Es wurde mit folgenden Werten für die Belastungen gerechnet:

- Eigengewicht des Pfannendaches einschließlich der inneren Schalung: 85 kg/m² Dachfläche,
- Bindereigengewicht schwankt zwischen 38–45 kg/m² Grundfläche,
- Schnee: 60 bzw. 51 kg/m² Grundfläche,
- Wind: 41 bzw. 60 kg/m² normal auf Dachfläche, 100 kg/m² wagerecht auf Seitenwand.

Die Windkräfte der Seitenwand wurden zu dem Teil, den die Wände bei 1,5 facher Standsicherheit nicht selbst aufzunehmen vermögen, auf die Binder übertragen.

Die Beanspruchungen für Nadelholz wurden den preußischen Bestimmungen entsprechend gewählt.

Die Binderprofile sind I-förmig. Die Höhen schwanken zwischen 50 bis 100 cm. Das Profil ist aus Kanthölzern zusammengesetzt in der Weise, daß auf den Steg, der aus zwei hochkant zueinander stehenden gespundeten Kanthölzern besteht, beiderseits je ein Kantholz flachliegend als Gurtplatte aufgeleimt ist (vgl. Abb. 5). In den drei Fugen sind die vier Hölzer mittels Kaltleim fest miteinander verbunden. In dem mittleren gekrümmten Bogenteil wurden die Stöße der Hölzer angeordnet. Die Steghölzer sind miteinander verzapft. Der Restzwickel ist durch Hartholzkeile ausgefüllt worden. Die eigentliche Stoßdeckung wird durch eine beiderseits angeordnete Sperrholzplatte aus drei Lagen fichtener Bretter von je 22 mm Stärke bewirkt. Diese Sperrholzplatte, die bei den größten Mittelhallenkehlbindern von rd. 28 m Spannweite eine Länge von beinahe 4 m aufweist, ist mittels Bolzen und Hartholzdübel mit den Stegkanthölzern ausreichend verbunden.

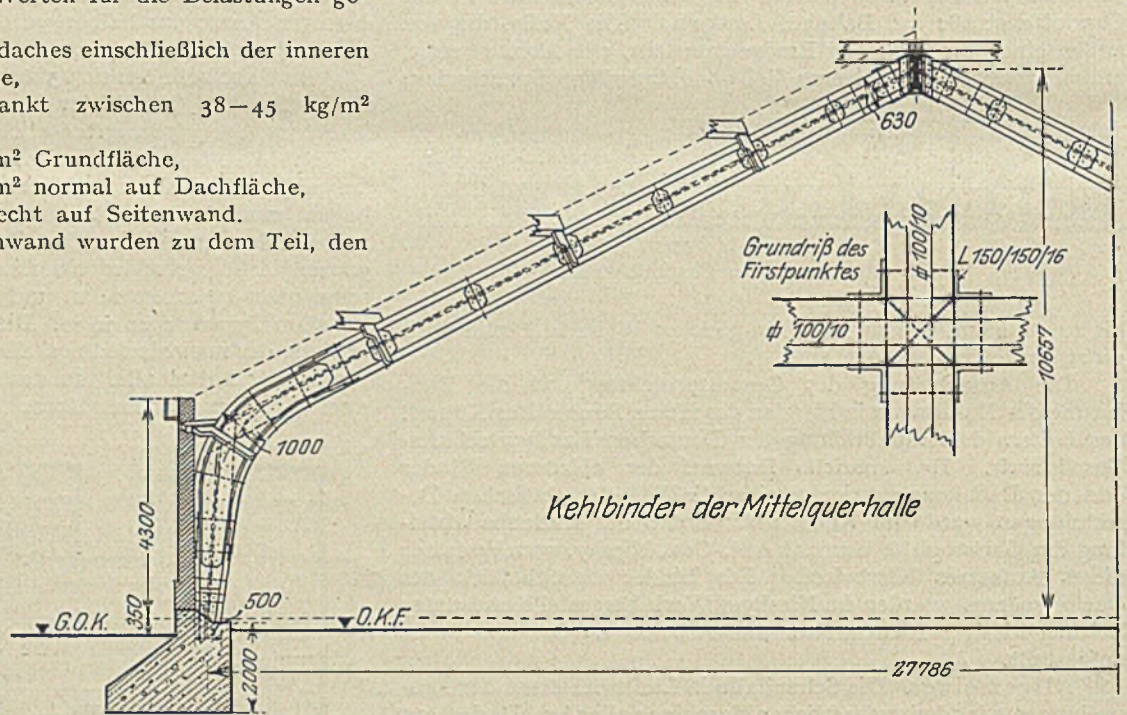


Abb. 4. Ansicht des Kehlbinders.

Die Gurtplatten werden in den gekrümmten Teilen ersetzt durch sogenannte Krümmlinge, d. h. 12 Bretter je 10 mm stark flach unter Druck zusammengeleimt und nach dem vorgeschriebenen Halbmesser von 2500 mm gebogen. Der Anschluß der Krümmlinge an die Gurtkanthölzer wird durch dreimaliges stufenförmiges Absetzen erreicht. Die Stoßflächen sind ebenfalls verleimt. Der Binderquerschnitt ist so bemessen, daß erst am Ende der wagerechten Leimfläche der volle Querschnitt zur Aufnahme der Momente und Normalkräfte benötigt wird. Die Länge der einzelnen Stufen bestimmt sich aus der Größe der anzuschließenden Querschnittsfläche und beträgt durchschnittlich je 30 cm.

Nach den Versuchen hat sich ergeben, daß die zusammengeleimten Stellen die gleiche Festigkeit haben, wie sie die einzelnen Holzfasern von Natur aus besitzen. Der Kaltleim ersetzt vollkommen das natürliche Bindemittel. An den Stellen, wo die Schubkraft den Wert $\tau = 10 \text{ kg/cm}^2$ überschreitet, sind theoretisch eiserne Bolzen erforderlich und demzufolge auch angeordnet worden. Der größeren Sicherheit halber wurden auf Wunsch der Berliner Baupolizei in regelmäßigen Abständen weitere Bolzen längs durch das Binderprofil gehend vorgesehen.

Der knicksicheren Aussteifung des Binderprofils dienen die in bestimmten Abständen unter den Pfetten angeordneten Konsolen (vgl. Abb. 6). Zu diesem Zwecke verstärkte man

Querkräfte, außerdem sind die Flacheisen auf den Gurtplatten noch angeordnet. Die Flacheisen überdecken sich hier im Mittelpunkt gegenseitig. Die Konstruktion des Scheitelpunktes der vier Kehlbinden zeigt die Abb. 4.

Die Binder sind am Auflagerpunkt mit dem Hirnholz stumpf auf das Betonfundament aufgesetzt, nur durch eine Isolierpappschicht gegen Feuchtigkeit gesichert. Die Auflager-

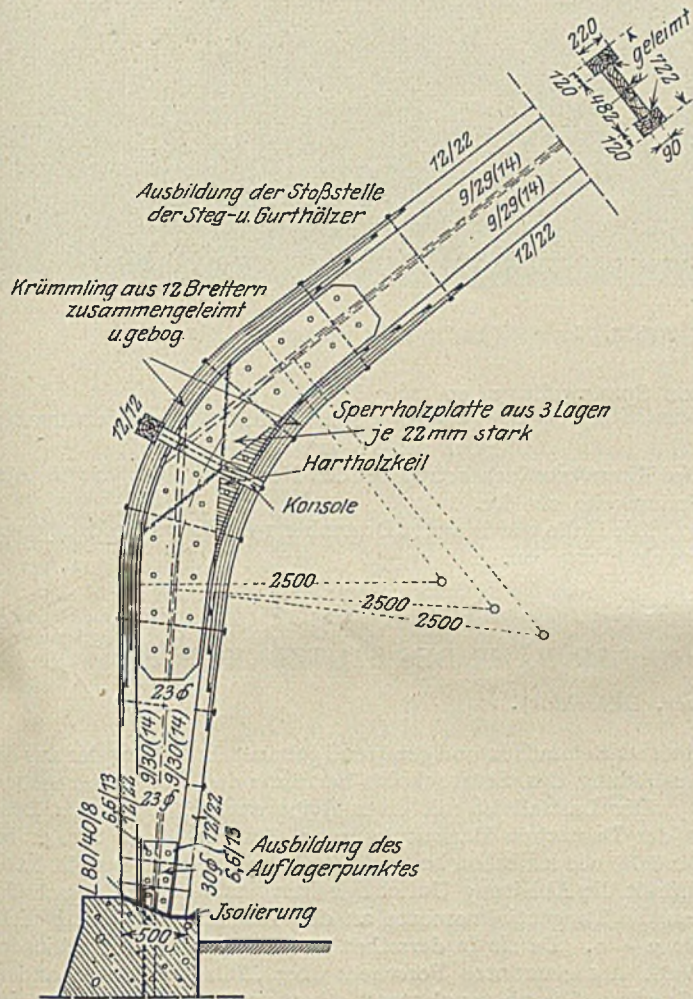


Abb. 5. Einzelheiten der Konstruktion der Vollwandbinder.

zunächst den Steg durch Platten aus Sperrholz und befestigte senkrecht zur Binderebene dreieckförmige Konsolen, die oben in die Pfetten verzapft wurden.

Am Fußpunkt ist der Steg ebenfalls durch Platten verstärkt und die Verankerung mittels zweier Winkeleisen vorgenommen.

Die Ausbildung des Scheitels geht aus der Einzelzeichnung Abb. 7 hervor. Die beiden Binderhälften sind stumpf gestoßen und hierdurch die Druckkräfte gut übertragen. Zur Aufnahme der Querkräfte sind außer der Reibung, die rechnerisch nicht berücksichtigt worden ist, eiserne Dorne im Hirnholz vorgesehen, ferner gehen beiderseits Holzlaschen von einer Binderhälfte zur anderen, die mittels Tellerdübel einwandfrei mit den Bindern verbunden sind und die Querkräfte aufnehmen können. Schließlich sind Flacheisen auf den Gurtplatten oben und unten vorgesehen.

Schwieriger gestaltete sich die Verbindung im Scheitel der vier Kreuzbinder. Hier übertragen starke Winkeleisen die

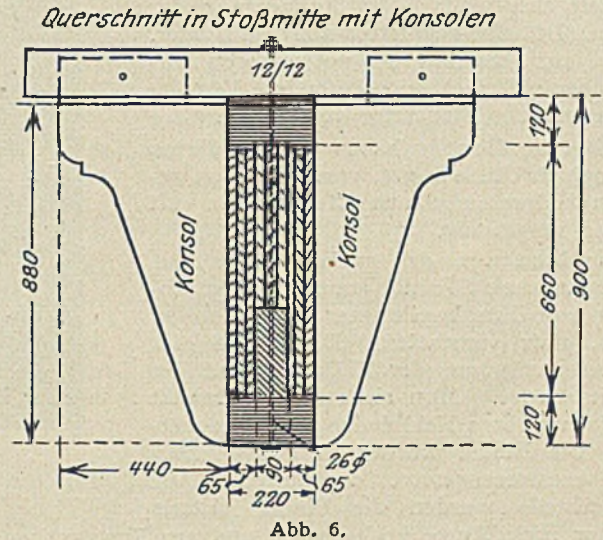


Abb. 6.

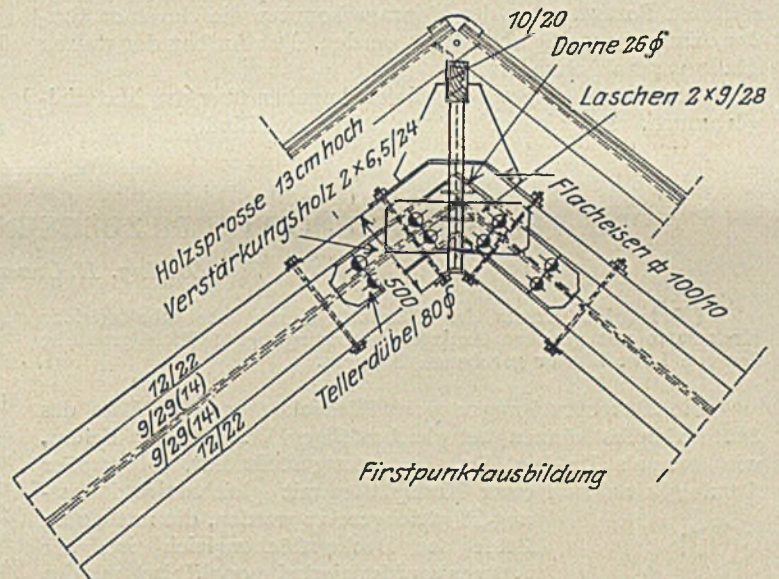


Abb. 7.

fläche ist entsprechend der Resultanten der Auflagerkräfte schräg gelegt, damit eine möglichst gleichmäßige Druckbeanspruchung entsteht. Gegen die Wände sind die Bindergurtplatten mittels Goudronanstrich isoliert.

Als Binderholz wurde ausschließlich Fichte verwandt.

Das Dachgespärre besteht aus Sparren und Pfetten. Die letzteren sind zum größten Teil als Gelenkpfetten ausgebildet und berechnet worden. Im Gelenk sind die Pfetten in der Weise angeschnitten, daß die Koppel- oder Schleppträgerenden mittels schräger Fläche auf den entsprechend schräg geschnittenen Kragträgerenden lagern. Zusammengehalten werden beide Teile durch einen in lotrechter Ebene schrägliegenden Bolzen in Verbindung mit einem Tellerdübel, der in einwandfreier Weise als Gelenkpunkt wirkt. In den Mittelhallen, über den Kreuzbindern, wurden teilweise die Pfetten als verdübelte Balken der großen Stützweite wegen ausgebildet. Die Verdübelung der beiden Balken, aus denen eine solche

Pfette besteht, geschah durch die Spezial-Tellerdübel der Firma Christoph & Unmack. Die auf diese Weise geschaffene Verbindung der beiden Balkenhälften besitzt eine solche Festigkeit, daß der Balken wie ein einfacher Balken beansprucht werden kann und demnach der Wirkungsgrad der Verdübelung gleich 1 gesetzt wird. Besonders schwierig gestaltete sich vielfach die Auflagerung der schweren Dübelbalkenpfetten auf dem Binder. Es sind zur Schaffung der notwendigen Auflagerfläche mehrfach noch besondere Verstärkungshölzer am Bindersteg vorgesehen.

Die Oberlichter haben die der Firma Christoph & Unmack ges. gesch. doppelt geleimten Holzsprossen aus Pitchpineholz mit kittloser Verglasung.

Die Montage der ganzen Halle fand im vergangenen Sommer statt und ging, abgesehen von Unterbrechungen durch mehrere Streiks, glatt vonstatten. Die Abb. 8 gibt eine Innenaufnahme der Halle während der Bauzeit wieder. Man sieht im Mittelpunkt die beiden größten Kehlbinden der Mittelquerhalle. Die Binder wurden in zwei Hälften fertig zusammengesetzt angeliefert. Auf der Baustelle wurden die Binder mittels einfacher Richtbäume hochgezogen und am First verbunden, wobei sie anfangs durch Steifen seitlich gehalten waren. Beim weiteren Fortschreiten der Montage konnten die einzelnen Binder dann gegenseitig abgestützt werden. Der Aufbau der ganzen Halle geschah ohne Unfall.

Zum Schluß folgen noch einige Angaben über den Materialverbrauch. An Fichtenholz benötigte ein Binder



Abb. 8. Innenaufnahme der Halle während des Baues.

von Spannweite 14,00 m: 3,8 m³
19,50 m: 5,2 m³
27,78 m: 8,0 m³ } einschl. des Hobelmaßes.

Der Eisenverbrauch betrug bei den Normalbindern von 19,50 m Spannweite 220 kg.

Die Halle wurde am 1. Dezember 1925 ihrem Bestimmungszweck übergeben.

DIE BEANSPRUCHUNG VON PILZDECKEN IN DER NÄHE DES STÜTZENKOPFES.

Von Dr.-Ing. H. Craemer, Düsseldorf.

Übersicht. Ersatz der Pilzplatte durch eine inhaltsgleiche Kreisplatte mit gleichen Auflagerungsbedingungen; Richtigstellung der von Lewe hierfür gegebenen Formeln.

Die Beanspruchungen von Pilzdecken in der Nähe des Stützenkopfes können bei gleichmäßiger Vollast aller Felder, wie erstmals Dr.-Ing. Dr. Lewe festgestellt hat, mit großer Genauigkeit denen einer Kreisplatte mit gleichartigem Lastangriff gleichgesetzt werden, die mit einem Felde der Decke flächengleich ist; der Stützenkopf ist hierbei monolithisch mit der Pilzplatte verbunden, so daß diese am An-



Abb. 1.

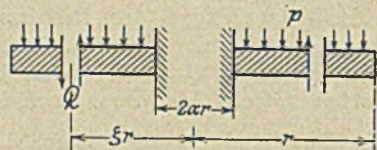


Abb. 2.

schluß an diesen Verdrehungen nur insoweit erleiden kann, als dieser nachgibt. In sehr vielen Fällen wird es genügen, das gegenüber der Platte um ein Vielfaches größere Trägheitsmoment des Säulenkopfes als unendlich anzusehen, so daß man das System einer an ihrer inneren Begrenzung fest eingespannten Ringplatte zugrunde legen kann. An der äußeren Begrenzung der Platte sind die radialen Tangenten an die elastische Fläche ebenfalls wagerecht anzunehmen, wie sich ohne weiteres aus der Formänderung der Pilzplatte in der Mitte der Stützenverbindungsstellen ergibt. Hierdurch ist also die Möglichkeit

einer sehr einfachen und genügend genauen Erfassung der aus der Ausbildung des Stützenkopfes herrührenden Einflüsse gegeben.

Der Lastfall ist mit einer Reihe anderer Fälle von Lewe in der Deutschen Bauzeitung 1922, Zementbeilage S. 142 behandelt; wie ich schon bei anderer Gelegenheit festgestellt habe, enthält die Ableitung Unrichtigkeiten, insbesondere verschwinden die Tangentialmomente an den Rändern der Platte nicht für $\mu = 0$. Da sie in derselben Form in das neu erschienene Werk des genannten Forschers über „Pilzdecken und andere trägerlose Eisenbetonplatten“ übernommen ist, gestatte ich mir, im folgenden das Problem nochmals kurz zu behandeln, damit nicht jeder einzelne vor die Notwendigkeit einer Berichtigung gestellt wird.

Wir gehen aus von der Differentialgleichung der Kreisplatte für axialsymmetrische Belastung:

$$1) \quad \xi^2 \frac{d^2 \varphi}{d\xi^2} + \xi \frac{d\varphi}{d\xi} - \varphi + r^2 \frac{m^2 - 1}{m^2 E i} Q_\xi \xi^2 = 0;$$

Im vorliegenden Falle ist die Schubkraft Q je Längeneinheit des kreisförmigen Schnitts:

$$2) \quad Q_\xi = -\frac{P}{2\pi r} \left(\frac{1}{\xi} - \xi \right);$$

$P = p r^2 \pi$ ist die Säulenlast oder die dieser gleiche auf ein Plattenfeld entfallende Gesamtlast. Setzt man (2) in (1) ein und integriert, so findet man als allgemeine Lösung:

$$3) \quad \varphi - \frac{Pr}{4\pi D} \left(\xi \ln \xi - \frac{1}{2} \xi - \frac{1}{4} \xi^3 \right) + A \xi + \frac{B}{\xi} = 0$$

wenn man mit $D = \frac{m^2 E i}{m^2 - 1}$ den Plattenmodul bezeichnet.

Von der Richtigkeit kann man sich durch Bildung der Derivationen und Einsetzen in (1) leicht überzeugen.

Die Konstanten A und B bestimmen sich, wenn man die Randbedingungen

$$\begin{aligned} \varphi &= 0 \text{ für } \xi = \alpha \\ \varphi &= 0 \text{ für } \xi = 1 \end{aligned}$$

in (3) einsetzt, zu

$$4) \quad A = \frac{-1}{1-\alpha^2} (4\alpha^2 \ln \alpha - 2\alpha^2 - \alpha^4 + 3) \frac{Pr}{16\pi D}$$

und

$$5) \quad B = \frac{\alpha^2}{1-\alpha^2} (1 + 4 \ln \alpha - \alpha^2) \frac{Pr}{16\pi D}.$$

Die radialen und tangentialen Biegemomente je Längeneinheit am Anschluß an den Säulenkopf ergeben sich, wenn man mit Hilfe von (3), (4) und (5)

$$M_r = \frac{D}{r} \left(\varphi' + \mu \frac{\varphi}{\xi} \right)$$

und

$$M_t = \frac{D}{r} \left(\frac{\varphi}{\xi} + \mu \varphi' \right)$$

bildet, wo

$$\mu = \frac{1}{m},$$

und alsdann $\xi = \alpha$ setzt, und zwar wird

$$6) \quad M_{r,\alpha} = \frac{P}{8\pi(1-\alpha^2)} (3 - 4\alpha^2 + \alpha^4 + 4 \ln \alpha)$$

$$7) \quad M_{t,\alpha} = \frac{P}{8\pi(1-\alpha^2)} \mu (3 - 4\alpha^2 + \alpha^4 + \ln \alpha)$$

Die Momente an den übrigen Stellen der Kreisplatte interessieren nicht, da sie nur schlechte Übereinstimmung mit den gesuchten Werten der Pilzplatte zeigen. Die folgende Tafel gibt für die hauptsächlich vorkommenden Werte der Stützkopfausladung, $\alpha = 0, 0,1, 0,2, 0,3, 0,4$ die Auswertung der Gl. (6) und (7) für die Querdehnungszahlen $\mu = 1/4$ und $\mu = 0$.

α	$M_{r,\alpha}$		$M_{t,\alpha}$	
	$m = \infty$	$m = 4$	$m = \infty$	$m = 4$
0,1	-0,2515	0	0	-0,0629 P
0,2	-0,1492	0	0	-0,0373 P
0,3	-0,0950	0	0	-0,0238 P
0,4	-0,0607	0	0	-0,0152 P

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Zuschrift.

Beitrag zur Berechnung von Behälterböden und Stützen.

Zu dem unter obigem Titel in Heft 37, Jahrg. 1925, dieser Zeitschrift erschienenen Aufsätze von Dipl.-Ing. W. Clemens erlaube ich mir folgendes zu bemerken:

Die Berechnung eines Durchlaufträgers, der über den Stützen von Außenmomenten M_p ergriffen wird, läßt sich mit Hilfe der Außenmomentengleichung¹⁾ einheitlich durchführen.

Man findet sie, wenn der Träger nach Abb. 1 freigemacht ist, aus der Bedingung, daß die Summe der Endverdrehungswinkel ν_p und μ_p verschwindet, die Tangente über der Stütze „p“ demnach erhalten bleibt. Mit den für diese Winkel geltenden Ausdrücken folgt unmittelbar die gesuchte Gleichung:

$$1) \quad \frac{l_{p-1}}{j_{p-1}} (2 r M_p + l M_{p-1}) + \frac{l_p}{j_p} (2 l M_p + r M_{p+1}) = 0.$$

$l M_p, r M_p$ usw. sind die infolge der Außenmomente M_p nächst den Stützen p geweckten linken bzw. rechten inneren Momente. Als Zusatzgleichung zu (1) kommt noch die Bedingung:

$$2) \quad M_p = r M_p - l M_p$$

hinzu, durch welche die Forderung erfüllt ist, daß an der freigemachten Stütze die Momentensumme verschwindet. Ist kein Außenmoment

Die Anwendung der Gl. (1) und (4) erfolgt stufenweise für zwei angrenzende Felder. Für den Fall gleicher Feldweiten l und konstantem J vereinfachen sie sich zu:

$$1') \quad l M_{p-1} + 2 (l M_p + r M_p) + r M_{p+1} = 0$$

$$4') \quad R_p = \frac{1}{l} \{ l M_{p-1} - [l M_p + r M_p] + r M_{p+1} \}$$

Anwendung: Berechnet werden die Trägerfälle S. 1018, Post 2 und 3 obigen Aufsatzes.

Zu Post 2:

Vor allem muß (Abb. 3) die Randbedingung bestehen:

$$M_0 + M_A = 0$$

daher:

$$M_A = l M_{p-1} = -M_0;$$

ferner ist nach Gl. (3):

$$r M_p = l M_p = s M_C$$

$$r M_{p+1} = s M_D$$

Für den Trägerteil \overline{ACD} gilt daher durch Anwendung der Gl. (1'):

$$-M_0 + 2 \cdot 2 s M_C + s M_D = 0$$

und für \overline{CDB} :

$$s M_C + 2 \cdot 2 s M_D = 0$$

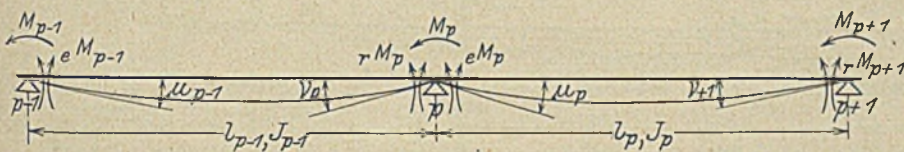


Abb. 1.

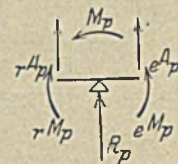


Abb. 2.

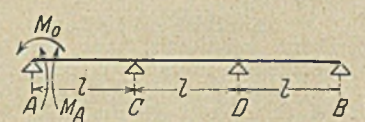


Abb. 3.

vorhanden, so sind die Schnittmomente zugleich auch die Stützenmomente $s M_p$; dann besteht:

$$3) \quad r M_p = l M_p = s M_p.$$

Bei der Freimachung des Trägers wurden in üblicher Weise die nach aufwärts drehenden Momente als positiv bezeichnet.

Für den Auflagerdruck R findet man (Abb. 2):

$$4) \quad R_p = \frac{1}{l_{p-1}} (l M_{p-1} - r M_p) + \frac{1}{l_p} (r M_{p+1} - l M_p).$$

Die einzelnen Summenglieder stellen die Auflagerdrücke $l A_p, r A_p$ nächst der Stütze p dar, wie sie in den freigemachten Trägerteilen l_{p-1}, l_p auftreten.

¹⁾ Siehe Herzka, „Die Berechnung des zweistieligen, symmetrischen Stockwerksrahmens für beliebigen Kraftangriff“, Zeitschrift für Betonbau, 1916, Heft 7—10; als Sonderdruck erschienen bei Lehmann & Wentzel, Wien.

Daraus folgt sofort:

$$s M_C = \frac{4}{15} M_0; \quad s M_D = -\frac{M_0}{15};$$

ferner aus Gl. (4') der Reihe nach:

$$R_A = \frac{1}{l} (M_0 + s M_C) = \frac{19}{15} \cdot \frac{M_0}{l}$$

$$R_C = \frac{1}{l} (-M_0 - 2 s M_C + s M_D) = -\frac{24}{15} \cdot \frac{M_0}{l}$$

$$R_D = \frac{1}{l} (s M_C - 2 s M_D) = \frac{6}{15} \cdot \frac{M_0}{l}$$

$$R_B = \frac{1}{l} s M_D = -\frac{1}{15} \cdot \frac{M_0}{l}$$

Zu Post 3, Abb. 4:

Aus Gl. (1') folgt:

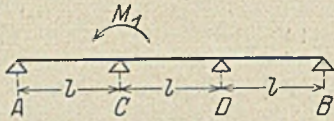


Abb. 4.

$$2({}_1M_C + {}_rM_C) + {}_sM_D = 0$$

$${}_1M_C + 2 \cdot {}_sM_D = 0$$

Hierzu kommt Gl. (2):

$${}_rM_C - {}_1M_C = M_1$$

Die Auswertung ergibt:

$${}_rM_C = \frac{7}{15} M_1; \quad {}_1M_C = -\frac{8}{15} M_1; \quad {}_sM_D = \frac{2}{15} M_1$$

Die Stützdrücke finden sich aus Gl. (4'):

$$R_A = \frac{1}{1} {}_rM_C = \frac{7}{15} \cdot \frac{M_1}{1}$$

$$R_C = \frac{1}{1} (-[{}_1M_C + {}_rM_C] + {}_sM_D) = \frac{3}{15} \cdot \frac{M_1}{1}$$

$$R_D = \frac{1}{1} ({}_1M_C - 2 \cdot {}_sM_D) = -\frac{12}{15} \cdot \frac{M_1}{1}$$

$$R_B = \frac{1}{1} {}_sM_D = \frac{2}{15} \cdot \frac{M_1}{1}$$

Für an beiden Enden nach außen wirkende Momente M (s. Beispiel S. 1020) vereinfacht sich die Anwendung der Gl. (1) und (4') ganz wesentlich, da wegen der Lastensymmetrie $R_A = R_B$, $R_C = R_D$, $M_A = M_B$ und ${}_sM_C = {}_sM_D$ bestehen müssen. Es ist daher:

$$M_A = M_B = -M$$

und aus Gl. (1'): $-M + 2 \cdot {}_sM_C + {}_sM_D = 0$

$${}_sM_C = {}_sM_D = \frac{M}{5}$$

Aus Gl. (4') folgt:

$$R_A = R_B = \frac{1}{1} (M + {}_sM_C) = +\frac{6}{5} \cdot \frac{M}{1}$$

$$R_C = R_D = \frac{1}{1} (-M - 2 \cdot {}_sM_C + {}_sM_D) = -\frac{6}{5} \cdot \frac{M}{1}$$

Wien, 30. Dezember 1925.

Ing. L. Herzka.

Brückenbau bei San Francisco.

Die Verkehrsverhältnisse um San Francisco herum sind zur Zeit der Gegenstand lebhaftester Erörterungen in den Vereinigten Staaten. Die Aufgaben, die dort eine baldige Lösung erheischen, sind nicht nur von lokaler Bedeutung, sie beschäftigen vielmehr wegen ihrer Größe und Schwierigkeit die gesamte dortige Ingenieurwelt. Sie dürften daher auch bei uns einiges Interesse beanspruchen.

Ein Blick auf die Landkarte zeigt uns, was der Stadt San Francisco ihre Bedeutung verschafft hat: ihre einzigartige Lage am Eingang zum großartigsten natürlichen Seehafen der Welt, und als Hinterland Kalifornien mit seinem unermeßlichen Reichtum an Naturschätzen. Hiermit sind aber gleichzeitig gewisse Verkehrsschwierigkeiten gegeben. Die bis zu 20 km breiten Buchten östlich der Stadt schneiden sie gewissermaßen vom Festlande ab, zum mindesten sind sie für den Verkehr von Norden und Osten her außerordentlich hinderlich. Die Verbindung zwischen den um die Buchten herumliegenden Ortschaften wird zwar durch einen lebhaften Fährverkehr aufrechterhalten, aber es scheint doch, als ob die Grenze für die Aufnahmefähigkeit dieses Verkehrsmittels erreicht ist, besonders nach dem lawinenartigen Anwachsen des Automobilverkehrs in letzter Zeit. Im Jahre 1924 beförderten die Dampffähren bereits mehr als $1\frac{1}{4}$ Millionen Automobilfahrzeuge. Die Folge davon ist

natürlich eine zeitweise starke Übertüllung, wenn nicht gar Verstopfung der Fähren. Man befürchtet, daß viele Automobiltouristen deswegen San Francisco vermeiden, und daß, wer dorthin muß, zu Zeiten des stärksten Verkehrs, an Wochenenden und Feiertagen, den weiten und teuren Umweg um die Südspitze der San Francisco Bay vorzieht. Im Eisenbahnverkehr macht sich dieser Überstand wohl weniger fühlbar. Die Züge der Hauptlinien, insbesondere der Southern Pacific R.R., enden in Oakland und Alameda. Hier ist die San Francisco Bay etwa 7,5 km breit, die eigentliche von den Eisenbahnfähren zurückzulegende Wasserstrecke beträgt jedoch nur

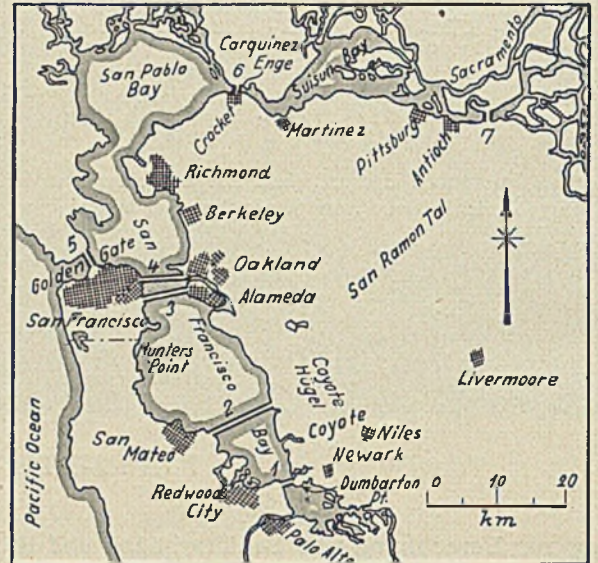


Abb. 1. Lageplan von 7 geplanten Brücken an der San Francisco Bay. Brücke über die Carquinez-Enge bei 6.

etwa 4,5 km, da von Oakland und Alameda aus etwa 3,0 km lange Dämme in die Bucht vorgestreckt sind. Immerhin hat die Stadt San Francisco ein sehr starkes Interesse an einer unmittelbaren Schienenkreuzung der Bucht. Der Grund hierfür zeigte sich deutlich bei einer der letzten Besprechungen, die das Kriegsdepartement mit den beteiligten öffentlichen Körperschaften, selbständigen Unternehmern und Vertretern von Ingenieurfirmen abhielt. Es kam hier hauptsächlich die unmittelbare Verbindung zwischen San Francisco und Oakland-Alameda zur Sprache. Nicht weniger als 13 Projekte wurden vorgelegt¹⁾ und die gegensätzlichen Meinungen prallten scharf aufeinander. Die Vertreter der Kriegsflotte, die in Mare Island, am Nordende der Bucht, einen Kriegshafen besitzt, waren gegen jede Kreuzung, welche die Operationen der Flotte irgendwie stören könnte, ebenso natürlich die Schiffseigentümer. Bezeichnenderweise opponierte

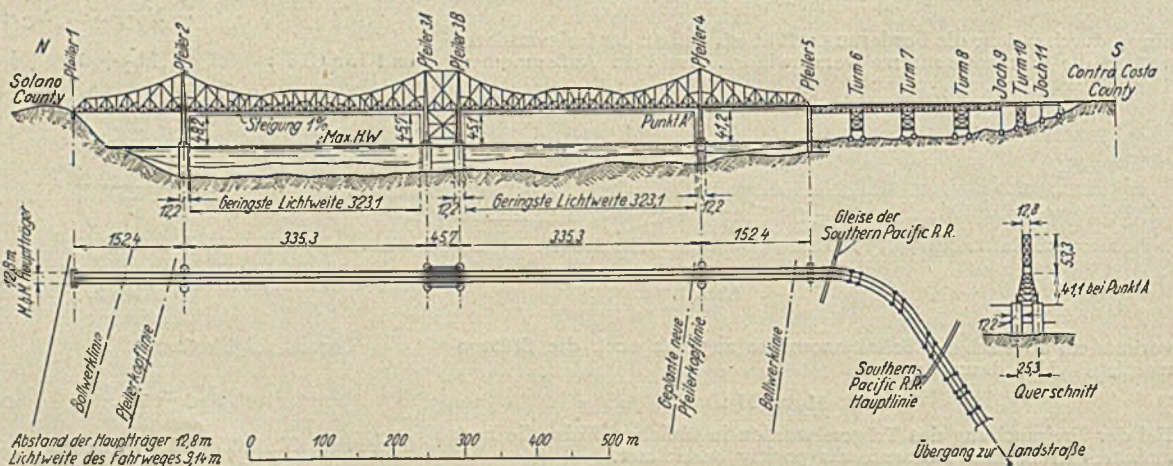


Abb. 2. Grund- und Aufriß der Brücke über die Carquinez-Enge.

aber auch sehr heftig die Stadt Oakland, die, aus der isolierten Lage San Franciscos Nutzen ziehend, das Ziel verfolgt, der größte Seehafen des Pacific zu werden. Hier zeigt sich deutlich die Gefahr, die der Stadt San Francisco tatsächlich droht, wenn sie nicht für eine unmittelbare Verbindung mit dem Festlande sorgt.

Vorläufig liegen diese Pläne aber noch in weitem Felde. Man

¹⁾ Näheres hierüber s. Eng. News Rec. vom 31. 12. 1925, S. 1086 ff.

ist sich noch nicht einmal über die Lage der Kreuzung, viel weniger über die Art des Bauwerks, ob Tunnel oder Brücke, einig. Dagegen sind einige der schon früher vorgeschlagenen Landstraßenbrücken an verhältnismäßig schmalen Übergangsstellen am Nord- und Süden des Buchtgebietes, so bei Dumbarton Point im Süden, bei Antioch und Carquinez im Norden, bereits im Bau weit vorgeschritten. Über die letztere, deren Bau im April 1923 begonnen wurde, liegen im Eng. News Rec. vom September 1925 beachtenswerte Angaben vor. Die Lage der Brücke geht aus der kleinen Kartenskizze (Abb. 1) und die Hauptabmessungen aus dem Grund- und Aufriss (Abb. 2) hervor. Wie ersichtlich, handelt es sich um eine Auslegerbrücke mit zwei Mittelöffnungen und zwei Seitenöffnungen; die Mittelöffnungen enthalten je einen Koppelträger. Bemerkenswert sind die Gründe, die zur Wahl dieses Systems geführt haben. Der erste Entwurf sah eine versteifte Hängebrücke mit einer Mittelöffnung von 488 m und zwei gleichen Seitenöffnungen von je 244 m vor. Der südliche Stropfpeiler stand hierbei in einer Entfernung von nur 122 m von der südlichen Pfeilerköpflinie. Hiergegen erhob die Aufsichtsbehörde der Landschaft Contra Costa Einspruch und verlangte im Interesse der Schifffahrt, daß zwischen Stropfpeiler und äußerster Uferlinie ein Abstand von mindestens 305 m verbleiben sollte. Man hatte nun die Wahl zwischen zwei Tragwerkarten. Wollte man bei der Hängebrücke bleiben, so mußte die mittlere Spannweite auf 595 m erhöht werden. Die gestellte Bedingung ließ sich aber auch erfüllen, wenn man das in Abb. 2 dargestellte Auslegersystem wählte. Bei einer vergleichenden Prüfung ergaben sich für die Auslegerbrücke so überragende Vorteile, daß sie schließlich für die Ausführung allein in Betracht kam. Die Ergebnisse dieser Prüfung sind im folgenden zusammengefaßt.

Die Verankerungen einer Hängebrücke hätten einen Zug von rd. 10 500 t aufnehmen müssen, der noch dazu mehr als 40 m über dem Hochwasserspiegel lag und infolgedessen sehr große und teure Endpfeiler erfordert hätte. Namentlich am Süden wären die großen Pfeiler für die geplante Erweiterung des Güterbahnhofs der Southern Pacific R. R. sehr störend gewesen. Demgegenüber war die Auslegerbrücke mit ihren viel kleineren Endpfeilern, die ausschließlich vertikale Lasten zu übertragen haben, erheblich im Vorteil.

Die Hängebrücke ruht auf zwei Stropfpeilern, die Auslegerbrücke hat zwar vier Stropfpeiler, wodurch aber eine bessere Verteilung der Gesamtlasten auf die Brückenlänge erreicht ist.

Die Gesamtlänge der Hauptkonstruktion beträgt bei der Hängebrücke 1150 m, bei der Auslegerbrücke dagegen nur rd. 1020 m. Die bei letzterer fehlenden 130 m entfallen auf die weniger kostspieligen Zufahrtsbrücken. Die größere Länge der Zufahrtsbrücken hat außerdem

brücke besser als die unter dieser Belastung voraussichtlich weit stärker schwingende Hängebrücke.

Auch erfordert die Aufstellung einer Auslegerbrücke viel weniger Mühe, Kosten und Zeit. Die möglichste Verkürzung der Bauzeit ist hierbei von besonderer Bedeutung, da die auf 6 000 000 \$ geschätzten Baukosten durch Brückenzölle in Höhe des früheren Fahrtarifes amortisiert werden sollen, was natürlich eine beschleunigte Inbetriebnahme der Brücke wünschenswert macht.

Zum Schluß noch einige Angaben über das für die Brückenträger verwendete Material und dessen Gewicht. Für die Seitenöffnungen, die Fahrbahnträger und die Zufahrtsbrücken wurde Kohlenstoffstahl, für die Koppelträger, die Auslegerarme, die Konstruktion zwischen den beiden Mitteltürmen sowie für die Türme selbst Siliciumstahl vorgesehen. Eine Ausnahme bilden nur die großen Augenstäbe in den Hauptträgern, die aus geschmiedetem Kohlenstoffstahl hergestellt werden. Die Gewichte der verschiedenen Baustoffe wurden wie folgt geschätzt: Kohlenstoffstahl 9890 t, Siliciumstahl 2470 t, geschmiedeter Kohlenstoffstahl 950 t, Gußstahl 55 t, insgesamt 13 635 t. Die Notwendigkeit, das Eigengewicht der Brücke noch weiter herabzumindern, wird voraussichtlich eine weitergehende Verwendung des Siliciumstahls erforderlich machen.

Den weiteren Berichten über dieses immerhin beachtenswerte Bauwerk kann man mit Interesse entgegensehen. Mit ihm ist, wie gesagt, erst der Anfang zur Bewältigung jener ungeheuren Aufgaben gemacht, die dem Ingenieur in der Umgebung von San Francisco noch bevorstehen.

Magistratsbaurat
Cajar.

**Hervorragende
Ingenieurbauten
des Jahres 1925
in den Ver-
einigten Staaten.**

In 42 Lichtbildern
bringt die New Yorker

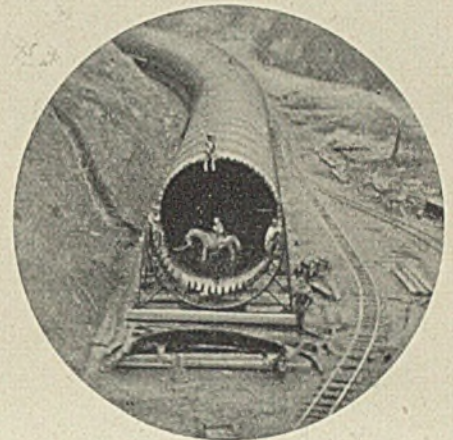


Abb. 1.

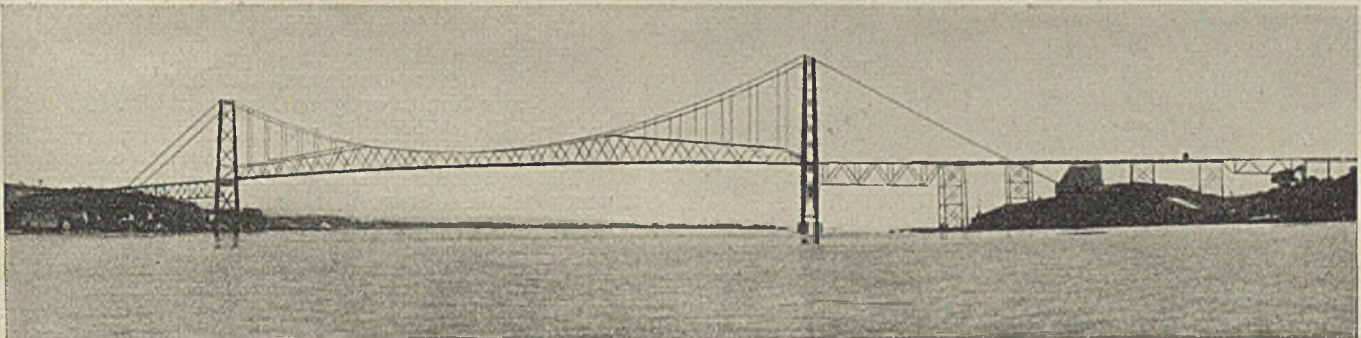


Abb. 2.

die Vorteile, daß sich eine größere Nachgiebigkeit der Brückenkonstruktion in der Längsrichtung und günstigere Steigungsverhältnisse der Zufahrtsrampe ergeben.

Die sehr großen Windstärken, die hier zeitweise, und zwar meistens senkrecht zur Brückenachse auftreten, verlangen eine besonders sorgfältig ausgebildete Aussteifung der Brücke in der Querrichtung. Die hierfür erforderlichen Wind- und Querverbände fügen sich der Konstruktion einer Auslegerbrücke ohne Schwierigkeiten ein. Wollte man bei der Hängebrücke eine gleiche Steifigkeit erreichen, so würden sich auf Grund der großen konstruktiven Schwierigkeiten die geschätzten Kosten der Brücke um wenigstens 2 000 000 \$ erhöhen.

Das Auslegersystem hat gegenüber der Hängebrücke außerdem den Vorzug vollkommener statischer Bestimmtheit, der hier, abgesehen von der dadurch erreichten Materialersparnis, im Hinblick auf die zu erwartenden Erschütterungen durch Erdbeben besonders ins Gewicht fällt. Auch die geringere Höhe der Turmpfeiler ist in dieser Beziehung von Vorteil.

Verstärkungen, die durch anwachsende Verkehrslasten in späteren Jahren notwendig werden, lassen sich bei einer Auslegerbrücke einfacher, billiger und schneller anbringen als bei einer Hängebrücke. Es ist sehr wahrscheinlich, daß die Brücke schon in nächster Zukunft für Güterzug-Eilverkehr eingerichtet werden muß. Hierfür eignet sich die in jeder Hinsicht steifere Konstruktion der Ausleger-

Zeitschrift Engineering News-Record vom 14. Januar 1926 (S. 65—72) eine Übersicht der hervorragenden Ingenieurbauten des Jahres 1925 in den Vereinigten Staaten. Die zwei eigenartigsten sind nachstehend wiedergegeben (Abb. 1 u. 2).

Berechnung eiserner Brücken.

Die Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft gibt unter Ziffer 82 D 5268 nachstehende Verfügung vom 19. Juni 1926 bekannt:

„Es scheinen Zweifel darüber zu bestehen, ob die bei der Berechnung oben offener Brücken anzunehmende Seitenkraft von $\frac{1}{100}$ der größten Stabkraft der beiden benachbarten Gurtstäbe als Haupt- oder als Zusatzkraft zu betrachten ist. Diese Seitenkraft ist als Hauptkraft aufzufassen; für die Pfosten, Querträger und Querrahmen, die hiermit zu berechnen sind, gelten demnach die zulässigen Spannungen der Spalte 3 der Tafel 15 in den Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken (BE). Das Eisenbahn-Zentralamt ist beauftragt, Deckblätter zu den Berechnungsgrundlagen zu verteilen.

Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft
Hauptverwaltung
I. A.: Schaper.“

Der Welland-Schiffahrtskanal.

Der jetzige Umbau des Welland-Schiffahrtskanals, der die Niagarafälle auf der Westseite umgeht, ist der dritte seit der Eröffnung des Kanals im Jahre 1829 und verkürzt die Länge um 4 km

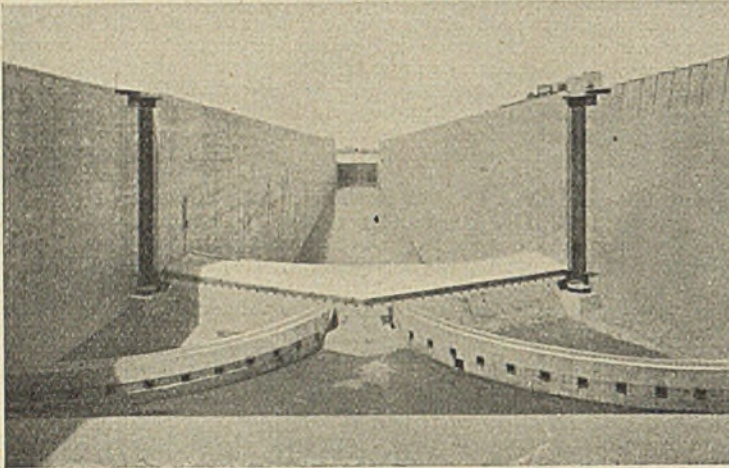


Abb. 1.

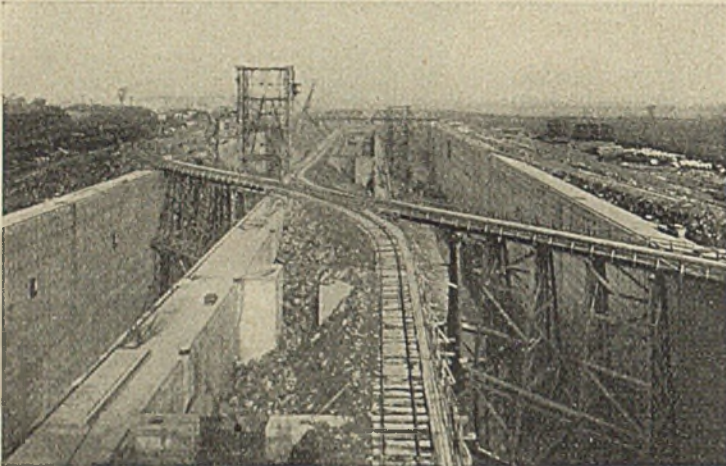


Abb. 2.

auf 40 km, die Durchfahrzeit von 18 auf 8 Stunden, bringt die Sohlbreite auf 60, die Wasserspiegelbreite auf 93 m, die Wassertiefe auf 7,5 m, vermindert die Zahl der Schleusen von 25 auf 8 und erweitert sie auf 240 und 24 m nutzbare Länge und Weite und 9 m Wassertiefe über den Drempeln. Der Höhenunterschied zwischen dem Eriesee und dem Ontario-See wird durch 7 Schleusen, darunter 3 Zwillingsschleusen, mit je 1,4 m Gefälle überwunden, die erste dient als Schutzschleuse gegen die Wasserstandsschwankungen des Eriesees, die 3,6 m erreichen gegen nur 2 m am Ontariosee. Die Abb. 1 u. 2 veranschaulichen diese gewaltigen Bauwerke. Die Umläufe mit 3,6 m Weite und 4,8 m Höhe füllen oder entleeren die Schleusen durch 25 Öffnungen, 0,9 auf 1,2 m, in jeder Wand in 8 Minuten; das Schleusungswasser der sechs unteren Schleusen wird zur Vermeidung starker Strömungen in den Haltungen aus Ausgleichbecken von 25 bis 60 ha Fläche, bei der siebenten Schleuse zum Teil aus der Haltung genommen. Die Mündungen des Kanals sind durch Wellenbrecher aus Beton von 3,3 m Höhe geschützt (Abb. 3), die auf Betonsenkkästen von 33 m Länge, 15 m Breite und 9,3 bis 4,8 m Höhe ruhen. Die Senkkästen (Abb. 4) sind in zerlegbaren Prahmen hergestellt, mit Hilfe von einstweiligen hölzernen Zwischenböden schwimmend an Ort und Stelle gebracht, durch Wassereinlassen auf den vorbereiteten Felsgrund versenkt und mit Steinen ausgefüllt und an der Seeseite

hinterfüllt worden. Die Ausgaben für den Umbau haben schon 60 Mill. Dollar überschritten, wobei noch fast die Hälfte der Erdbewegung von rd. 30 Mill. m³, des Felsaushubs von 5,8 Mill. m³ und der Betonmassen von 2,4 Mill. m³ zu leisten ist. (Aus Engineering vom 9. April 1926, S. 451—454 u. 466 und Taf. 38—41 mit 19 Abb.) N.

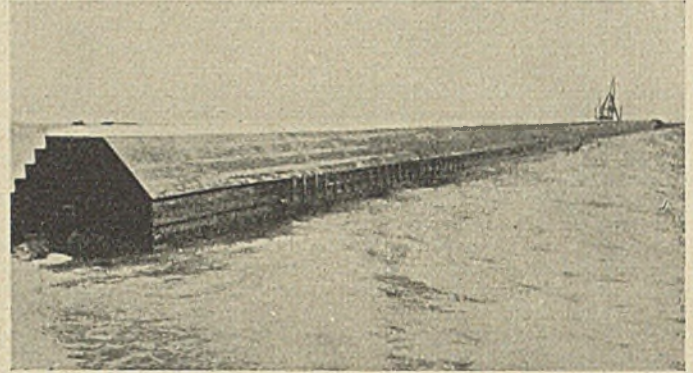


Abb. 3.

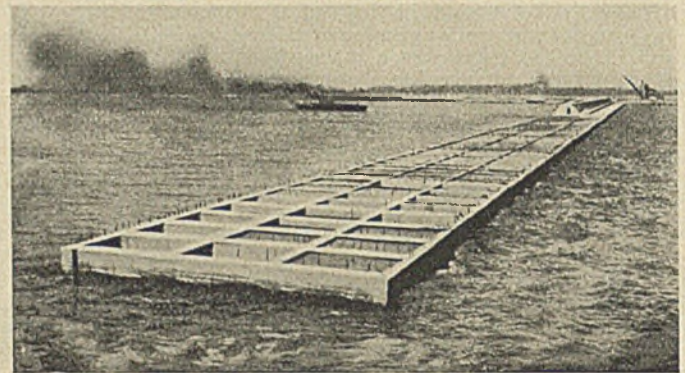


Abb. 4.

Kennzeichnung der Niete aus hochwertigem Baustahl (St. 48).

Die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft gibt unter Ziffer 82 D 4049 II. Ang. nachstehende Verfügung vom 18. 6. 1926 bekannt:

„Im Anschluß an die in der Zeit vom 8. bis 11. Juni 1926 in Altona abgehaltene Besprechung mit den Dezernenten für Brücken- und Ingenieurhochbau und den Vertretern des Deutschen Eisenbauverbandes.

Auf Grund eingehender Versuche ordnen wir hiermit an, daß die Setzköpfe der Niete aus hochwertigem Baustahl künftig abgeflacht werden und das erhabene H auf der Abflachung angebracht wird. Um unbedingt sicher zu gehen, daß das H beim Schlagen der Niete nicht verschwindet, sind die Gegenhalter an der Stelle, die dem H gegenüberliegt, mit einer Vertiefung zu versehen.

Bei Absatz V d) der „Vorläufigen Vorschriften für die Lieferung von Eisenbauwerken aus hochwertigem Baustahl St. 48“ ist handschriftlich auf diese Verfügung hinzuweisen.

Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft
Hauptverwaltung
I. A. Schaper.“

Personalien.

Von der Technischen Hochschule Braunschweig ist auf den einstimmigen Antrag der Bauingenieurabteilung die Würde eines Dr.-Ing. E. h. verliehen worden an Herrn Ingenieur Heinrich Butzer in Dortmund in Anerkennung seiner hervorragenden Verdienste um den praktischen Eisenbetonbau im In- und Ausland und um seine wissenschaftliche Förderung.

Zum Rektor Magnificus der Technischen Hochschule Karlsruhe ist für das kommende Jahr Herr Professor Dr.-Ing. E. Probst von der dortigen Bauingenieurabteilung gewählt worden.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Internationale Ausstellung für Binnenschifffahrt und Wasserkraftnutzung Basel.

Die technischen Exkursionen.

Die Exkursionen wiederholen sich wöchentlich während der 2½ Monate der Ausstellung.

Montagstour: In Autocars zu den Rheinkraftwerken Augst und Laufenburg. Abfahrt ab Basel Centralbahnplatz. Besichtigung des Kraftwerkes und der Schiffsschleuse Augst. Fahrt nach Laufenburg, Mittagessen. Nachmittags Besichtigung des Kraftwerkes Laufenburg und Rückfahrt nach Basel.

Dienstagtour: Besuch der Kraftwerke Eglisau und Schaffhausen sowie des Rheinfalls. Eisenbahnfahrt Basel—Zürich, dann Exkursion in Autocars von Zürich nach dem Kraftwerke Eglisau, Besichtigung desselben, Fahrt im Autocar an den Rheinfall, Mittagessen. Nachmittags Fahrt nach Schaffhausen, Besichtigung des historisch interessanten Moserdammes über den Rhein und des Elektrizitätswerkes der Stadt Schaffhausen. Rückfahrt im Autocar nach Zürich und per Bahn nach Basel. (Die Tour wird nur bei Teilnahme von mindestens 10 Personen ausgeführt.)

Mittwochtour: Besichtigung der Hochdruckanlagen im Wäggital. Reise Basel—Zürich per Bahn; von hier in Autocars längs des linken Zürichseeufers nach Siebnen und in das romantische Wäggital. Besichtigung der Staumauer und des Stausees. Mittagessen in Innertal; Rückfahrt nach der Zentrale Rempen, Besichtigung der Druckleitung, Wasserschloß, Zentrale, Staumauer und Stausee

Rempen. Autofahrt nach Siebnen, Besichtigung der Druckleitung und Zentrale. Rückfahrt über die Seebrücke nach Rapperswil und längs des rechten Ufers des Zürichsees nach Zürich. (Die Tour wird nur bei einer Beteiligung von mindestens 10 Personen ausgeführt.)

Donnerstag- und Freitagstour: Nach den Kraftwerken der Schweizerischen Bundesbahnen an der Gotthardlinie. Eisenbahnfahrt von Basel über Luzern und längs des Vierwaldstättersees nach Amsteg, Mittagessen. Besichtigung der Druckleitung und Zentrale Amsteg, Abfahrt nach Gurtellen, Besichtigung der Bogenstaumauer am Pfaffensprung und der Wasserfassung. Bahnfahrt Gurtellen—Göschenen durch den Gotthardtunnel nach Ambri; Fahrt mit der Drahtseilbahn von Ambri nach dem Ritomsee, Besichtigung der Staumauer, des Stausees und der Wasserfassung. Mittagessen. Rückfahrt mit der Drahtseilbahn nach Ambri, Besichtigung der Zentrale, Eisenbahnrückfahrt Ambri—Basel. (Die Tour wird nur bei einer Beteiligung von mindestens 10 Personen ausgeführt.)

Samstagstour: Besichtigung der Eisenwerke Clus und der Niederdruckwerke Wangen a. A. und Olten-Gösgen. Abfahrt im Autocar ab Basel, Fahrt durch den Jura nach der Balsthaler Clus. Besichtigung der L. von Rollschen Eisenwerke in Clus. Mittagessen. Fahrt nach Olten, Besichtigung der Wehranlage und der Niederdruckzentrale Gösgen, Rückfahrt über den Hauenstein nach Basel.

Internationale Ausstellung für Binnenschifffahrt
und Wasserkraftnutzung Basel.

Der Pressedienst.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 22 vom 3. Juni 1926.

- Kl. 12, Gr. 41. V 20145. Franz Völlmecke, Dortmund-Scharnhorst, Am Westheck 343. Verfahren zum Ausbessern beschädigter Holzgerenne für Kohlenwäschen mit Zementmörtel. 20. XII. 23.
- Kl. 19a, Gr. 8. S 67189. Dipl.-Ing. Alois Siebeck, Ratingen. Schienenunterlegplatte, insbes. für Grubenbahnen. 25. IX. 24.
- Kl. 19a, Gr. 15. St 38268. Otto Stinner, Eichwalde, Kr. Teltow. Sicherung für Laschenschrauben. 6. VIII. 24.
- Kl. 19a, Gr. 28. K 90680. Dr.-Ing. Otto Kammerer, Charlottenburg, Lyckallee 12, u. Wilhelm Ulrich Arbenz, Zehlendorf (Wannseebahn), Sophie-Charlotten-Str. 11. Gleisrückmaschine; Zus. z. Pat. 363593. 21. VIII. 24.
- Kl. 19a, Gr. 28. S 62449. Siemens-Schuckert-Werke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Bohrknarrenhalter zum Arbeiten an eingebauten Gleisschwellen mit einem Druckbügel. 24. III. 23.
- Kl. 19a, Gr. 29. B 121661. Julius Brune, Hamborn, Marienstr. 3. Als Handstock ausgebildete Meßvorrichtung mit aufklapp- und feststellbaren Schenkeln. 5. IX. 25.
- Kl. 20a, Gr. 1. W 69732. Franz Wagner, Dresden-Blasewitz, Weinbergstraße 3. Ablaufanlage für Verschiebebahnhöfe. 26. VI. 25.
- Kl. 20h, Gr. 4. T 30713. August-Thyssen-Hütte, Gewerkschaft, Hamborn. Hubvorrichtung für Gleisbremsen. 19. VIII. 25.
- Kl. 20h, Gr. 7. P 51325. J. Pohlig, Akt.-Ges., Köln-Zollstock. Rangieranlage. 19. IX. 25.
- Kl. 20i, Gr. 3. P 50894. General Railway Signal Company, Rochester, V. St. A.; Vertr.: Dr. K. Michaelis, Pat.-Anw., Berlin W 25. Elektrische Lichtsignalvorrichtung. 11. VII. 25. V. St. Amerika 11. VII. 24.
- Kl. 20i, Gr. 3. W 70166. The Westinghouse Brake & Saxby Signal Co. Ltd., London; Vertr.: Dr. A. Levy und Dr. F. Heinemann, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Lichtsignal. 12. VIII. 25. V. St. Amerika 23. I. 25.
- Kl. 20i, Gr. 28. L 63527. C. Lorenz Akt.-Ges., Berlin-Tempelhof. Wechselstromblockeinrichtung. 1. VII. 25.
- Kl. 37a, Gr. 4. St 35840. Georg Streubel, Quedlinburg. Holzwand aus Derbholzstangen nach Patent 399326; Zus. z. Pat. 399326. 17. I. 22.
- Kl. 37e, Gr. 13. V 19030. Walther Voigt, Leipzig-Schleußig, Stieglitzstraße 99. Vorrichtung zum Reinigen gebrauchter Schalungsbretter. 17. III. 24.
- Kl. 80a, Gr. 34. Z 13160. Julius Gottlob Zwicker, Berkeley, V. St. A.; Vertr.: Dr.-Ing. H. Friedmann, Pat.-Anw., Berlin W 15. Maschine zum Herstellen von Röhren, vornehmlich aus Beton o. dgl. 31. V. 22.
- Kl. 80b, Gr. 3. E 32692. Elektroschmelze G. m. b. H., Zschornowitz, Bez. Halle. Verfahren zur Herstellung von Schmelzzement. 24. VI. 25.

- Kl. 80b, Gr. 18. Sch 74073. Fa. Schuhmachersche Fabrik Bietigheim, Stuttgart. Verfahren zur Herstellung von porösen Steinen für Filterzwecke. 8. V. 25.
- Kl. 80b, Gr. 18. Sch 74075. Fa. Schuhmachersche Fabrik Bietigheim, Stuttgart. Verfahren zur Herstellung von porösen Materialien, besonders für Filterzwecke. 8. V. 25.
- Kl. 81e, Gr. 126. W 67183. Werschen-Weißföhrer Braunkohlen-Aktiengesellschaft u. Max Jaschke, Halle a. d. S. Absetzvorrichtung zum Verstärken von Abraummassen. 25. IX. 24.
- Kl. 84a, Gr. 3. L 61546. Dipl.-Ing. Paul Leybold, Geißlingen Stg. Antrieb für Freifallschützen. 29. X. 24.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 22 vom 3. Juni 1926.

- Kl. 5c, Gr. 10. 430816. Theodor Bußmann G. m. b. H., Essen. Ruckweise mittels eines Handhebels bedienbare Zugvorrichtung zum Rauben von Grubenstempeln. 17. VI. 24. B 114507.
- Kl. 19d, Gr. 7. 430694. Fa. Polenski & Zöllner, Driesen N.-M. Vorrichtung zum Ein- und Ausbau von Gleisbrücken; Zus. z. Pat. 416083. 9. I. 24. P 47307.
- Kl. 20g, Gr. 1. 430823. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Drehscheibe mit Wagenkipper. 24. XI. 25. M 92167.
- Kl. 20i, Gr. 3. 430491. The Westinghouse Brake & Saxby Signal Co. Ltd., London; Vertr.: Dr. A. Levy u. Dr. F. Heinemann, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Eisenbahnlichtsignal. 13. III. 25. W 68780. Großbritannien 13. III. 24.
- Kl. 35b, Gr. 1. 430673. Johannes Kahrman, Berlin-Halensee, Eisenbahnstr. 4. Verladebrücke mit einer Katze für Greifer- und Kipperbetrieb. 9. VII. 20. K 73742.
- Kl. 37c, Gr. 11. 430591. Karl Preß, South-Bend, Indiana, V. St. A.; Vertr.: Leonhardt Preß, Thiersheim, Oberfranken. Vorrichtung zum Asphaltieren und Teeren von Dächern. 15. III. 24. P 47705.
- Kl. 37f, Gr. 7. 430593. Octave Borguet u. Maurice Borguet, Braine le Comte, Belg.; Vertr.: J. Havemann, Pat.-Anw., Nürnberg. Entlüftungsschacht. 20. III. 23. B 108984.
- Kl. 37f, Gr. 8. 430507. Fa. Breest & Co., Berlin. Schiebeter. 29. X. 24. B 116295.
- Kl. 80b, Gr. 3. 430768. Siemens & Halske Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Einrichtung zur Prüfung der Bindezeit von Zement. 15. II. 25. S 68940.
- Kl. 81e, Gr. 126. 430545. Friedrich Brennecke, Borna b. Leipzig. Abraumkippenförderer. 5. III. 25. B 118517.
- Kl. 84d, Gr. 2. 430546. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck. Trockenbagger mit ortsveränderlich einstellbarem Gegengewicht. 17. XI. 23. L 58967.
- Kl. 85c, Gr. 1. 430669. Theodor Franz, Bochum-Riemke, Elisabethstraße 15. Verfahren zur Reinigung von Abwässern. 22. I. 24. F 55300.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Eisenbeton-Zahlentafeln. Von Weese, Oberregierungsbaurat a. D. Teil II. Zusammengestellt in Übereinstimmung mit den Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton vom September 1925. III. Auflage. 1925. Preis 14,— RM. Zu beziehen durch den Selbstverlag Weese, Kirchmöser (Havel).

Die letzte Auflage der sehr zweckmäßigen und in der Praxis bestens eingeführten Tabellen erschien im Jahre 1916. Demgemäß bedingten die neuen Vorschriften für den Verbundbau vom September 1925 eine teilweise Umarbeitung und Ergänzung, die jetzt vorliegt. Dieser Notwendigkeit dient der z. Zt. neu erschienene Teil II, so daß jetzt die Tabellen in Teil I und II vorliegen. Teil I konnte deshalb bestehen bleiben, weil ein erheblicher Teil der Tabellen auch nach Einführung der neuen Bestimmungen Gültigkeit behält. Teil II bringt als Ergänzung bzw. Umänderung: Zahlentafeln über die zulässigen Biegemomente für Nutzhöhen für Rechteckquerschnitte bzw. Plattenbalken mit $d \gg x$ für Nutzhöhen bis 29 cm bei $\sigma_c = 1500$ bzw. 1250 und 1000 kg/cm² (bei $h < 10$ cm bzw. 8 cm). Weitere Tabellen

geben die Spannweite von Decken bei einem Biegemoment $\frac{q l^2}{8}$ $\frac{q l^2}{11}$ $\frac{q l^2}{12}$ $\frac{q l^2}{15}$ $\frac{q l^2}{18}$ bei Verwendung von Normal- bzw. hochwertigem Zement, und St. 37, dann weiter für letztere Zementart und St. 48 und die hierfür zugelassenen Spannungswerte. Zum Schlusse sind Tafeln für die zulässigen Biegemomente der Steineisendecken gegeben für $\sigma_a = 1200, 1000, 900$ kg/cm² sowie für die zulässige Spannweiten solcher Decken bei $\sigma_a = 1200, \sigma_d = 36$, ferner $\sigma_c = 1000, \sigma_d = 30$ und $\sigma_e = 900; \sigma_d = 27$ kg/cm².

Die außerordentlich praktisch angelegten Zahlentafeln bilden eine wertvolle Ergänzung des bisher erschienenen ersten Teils des Weesseschen Werkes und werden, allen neuzeitlichen Forderungen Rechnung tragend, dessen weitere allgemeine Einführung in der Praxis des Verbundbaues fördern. Dem Verfasser gebührt Dank und Anerkennung der beteiligten Fachkreise für seine vorbildliche und bedeutsame Arbeit.
M. F.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Der neue Betriebsbahnhof der Allgemeinen Berliner Omnibus-Aktiengesellschaft (ABOAG) in der Helmholtzstraße.

Der Berliner Westen soll künftig mehr denn bisher mit Omnibuslinien versehen werden. Der Betriebsbahnhof, der zu dieser Erweiterung des Betriebes notwendig ist, wurde in Charlottenburg auf dem Gelände zwischen Spree und Landwehrkanal nahe der Einmündung des Kanals in die Spree errichtet. Die großzügig gebaute Anlage wurde am 23. Juni von der Ortsgruppe Brandenburg der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen besichtigt. Herr Regierungsrat a. D. Quarg, Direktor der ABOAG, und Herr Baurat Ahrens, der sämtliche Betriebsanlagen der ABOAG gebaut hat, übernahmen liebenswürdigerweise die Führung.

Das Gelände an der Helmholtzstraße war das einzige noch verfügbare größere Gelände in solcher Nähe der Stadt, wohl weil der Baugrund außerordentlich schlecht und erst in 4 bis 8 m Tiefe tragfähig ist. Die neueren Erfahrungen in Amerika, London und Paris hat man sich beim Entwurf zunutze gemacht; erstrebt wurde eine möglichst große stützenfreie Rangierfläche. Die Hallen bedecken eine Fläche von ca. 8000 m², ihre Länge beträgt 90 m. Die Wagenhalle ist 53 m, die Waschhalle 19 m, die Werkstatthalle 10 m breit. Überspannt werden die Hallen von vollwandigen Dreigelenkbogen mit Zugband (Ausführung A. Druckenmüller G. m. b. H.). Der Binderabstand beträgt 18 m¹). Mit der einen Stirnseite stößt die Halle an eine Straße, nach der anderen Seite ist sie nach Bedarf zu erweitern, da der Binder unmittelbar an die Stirnwand gesetzt ist.

Die Tore nach der Straße sind nur für den Notfall bestimmt. Für den Betrieb befinden sich auf der Hofseite Ein- und Ausfahrtwege zur Helmholtzstraße. Die Halle bietet Raum für 200 Wagen. Diese fahren, wenn sie aus dem Verkehr gezogen werden, von der Helmholtzstraße auf den Hof, dort übernimmt ein Hofchauffeur den Wagen, fährt ihn in die Waschhalle; nachdem dieser dort gründlich gereinigt ist, nimmt der Wagen in der Wagenhalle Aufstellung. Beim Reinigen werden die Wagen mit Schläuchen, die von oben herabhängen, abgespritzt; das Wasser wird durch Gatter nach unten abgeführt. Heizbare Gruben zum Ausbessern der Wagen von unten sind eingebaut.

Da eine solche große Anzahl von Omnibussen in einem Raum Aufstellung findet, hat die Feuerpolizei ganz besondere Sicherheitseinrichtungen verlangt. Eine Sprinkleranlage wurde eingebaut; ihre Kosten belaufen sich auf ca. 130 000 M. Es ist ein Trockenrohrsystem mit Läuteeinrichtung. Sprinklerköpfe für 70° Schmelztemperatur bilden den Verschluss. Das Rohrsystem steht unter 2 at Druck. Sobald ein Sprinklerkopf durchschmilzt, tritt die Sprinkleranlage automatisch in Tätigkeit. Gespeist wird sie zuerst von einem 30 m³ fassenden Wasserbehälter, der unter 14 at Druck steht. Ein Differentialventil stellt den Ausgleich zwischen den 14 at des Wasserkessels und den ungefähr 2 at in der Trockenleitung her. Sobald die Sprinkleranlage in Tätigkeit kommt, schalten auf das Läuten hin die anwesenden Leute die Pumpen ein, die aus den 25 m³ fassenden Wasserbehälter und aus der öffentlichen Wasserleitung pumpen. Neben der Sprinkleranlage sind außerdem Feuerhydranten, Sandeimer, Feuerlöschapparate usw. vorhanden.

Die Benzinanlage befindet sich außerhalb der Halle auf dem Hof. 200 Wagen sind in 2 Stunden mit je 130—200 l Brennstoff zu versehen. Vorhanden sind 5 Füllstellen nebeneinander. Die Füllung geschieht nicht durch Füllsäulen, sondern von einer Brücke in leichter Eisenkonstruktion. Drei unterirdische Kessel von je 60 m³ enthalten das

Benzin. Ihre Fundierung machte in dem schlechten Baugrunde große Schwierigkeiten. Jede Benzinzapfstelle liefert 150 l in der Minute. Das Benzin läuft durch Schläuche durch 2 Messer von der Brücke nach unten zu. Der Benzinverwalter hat in einem kleinen Raum die 10 Ablegestellen auf einer Tafel vereint vor sich. Oben im Benzinhaus sind Wohnungen und Büroräume.

Besuch der Baseler Ausstellung.

Um unseren Mitgliedern den Besuch der Baseler Ausstellung zu erleichtern, haben wir gemeinsam mit dem Zentralverein für deutsche Binnenschifffahrt und dem Deutschen Wasserwirtschafts- und Wasserkraft-Verband bei der Eisenbahndirektion Berlin den Antrag gestellt, am 15. Juli d. J. einen Sonderzug von Berlin nach Basel zum Besuch der Ausstellung laufen zu lassen mit einem Drittel Fahrpreismäßigung. Nach Angabe des Referenten der Eisenbahndirektion wird dem Antrag voraussichtlich stattgegeben werden. Der Sonderzug würde voraussichtlich am 15. Juli nachmittags 4 Uhr von Berlin Anhalter Bahnhof ausgehen, Halle, Erfurt, Frankfurt a. M. zur Aufnahme von Fahrgästen berühren und am 16. früh gegen 10 Uhr in Basel eintreffen. Der Zug soll im allgemeinen 3. Klasse, jedoch auch einige Wagen 2. Klasse führen. Damit das Verkehren des Sonderzuges mit Sicherheit zustandekommt, ist es dringend notwendig, daß die Fahrkarten so früh wie möglich bei den Fahrkartenausgabestellen der obengenannten Stationen bestellt werden. Näheres durch Veröffentlichung der Reichsbahn oder durch Befragen bei den Fahrkartenausgabestellen der Wohnorte der Mitglieder.

Sollte wider Erwarten die erforderliche Benutzerzahl nicht erreicht werden, so wird durch die Reichsbahn das Nichtfahren des Sonderzuges einige Tage vorher öffentlich bekanntgemacht werden. Auf die Veröffentlichung der Reichsbahn ist daher auf jeden Fall zu achten. Für den Fall des Nichtfahrens des Sonderzuges wird auf die Möglichkeit, Preisermäßigungen für gewöhnliche Züge bei Beteiligung von 30 Personen zu erlangen, hingewiesen.

Ein weiterer Sonderzug ist zum Beginn der Weltkraftkonferenz in Basel, 29. September d. J., in Aussicht genommen.

Leerlaufarbeit!

Leerlaufarbeit ist für jeden Ingenieur etwas Überflüssiges, das abgebaut werden muß. Auch im Vereinswesen sollte es keine vermeidliche Leerlaufarbeit geben. Diese wird uns leider von vielen Mitgliedern dadurch verursacht, daß sie immer noch mit dem Beiträge für das laufende Jahr rückständig sind und uns zu wiederholten Mahnungen und damit zu Ausgaben und Arbeiten zwingen, die produktiv viel besser angewandt werden können. Wer also seinen Beitrag für das laufende Jahr noch nicht bezahlt hat, wolle ihn schleunigst auf das Postscheckkonto Berlin Nr. 100 329 einzahlen.

Sammlung von kleineren Druckschriften.

Die deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen beabsichtigt, in ihrer Geschäftsstelle eine Sammlung von kleineren Druckschriften anzulegen, die gewöhnlich im Buchhandel nicht zu haben sind. Dahin gehören z. B. Verwaltungsberichte von Behörden aller Art oder Privatgesellschaften, ferner Denkschriften über auszuführende oder ausgeführte Bauanlagen, wie sie häufig von Baubehörden, Interessentengruppen u. ä. veröffentlicht werden.

Wir bitten unsere Mitglieder uns behilflich zu sein, eine solche Sammlung, die für viele Arbeiten des Bauingenieurwesens von Wert ist, zustande zu bringen und bitten uns entsprechende Druckschriften geschenkweise zu überlassen.

¹) Konstruktionsangaben erscheinen u. a. im Jahrbuch der D. G. f. B. 1926.