

DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang

BERLIN, 30. November 1928

Heft 51

Alle Rechte vorbehalten.

Bemerkenswerte Hallenbauten in Holz.

Von Dipl.-Ing. K. Jost, Köln.

Im folgenden sollen einige von den Kölner Holzbau-Werken, G. m. b. H., Köln, ausgeführte hölzerne Hallenbauten erörtert werden.

1. Gewöhnlich findet der Abbund der weitgespannten Tragkonstruktionen in den Abbundhallen der eigenen Werkanlage statt, jedoch läßt sich dies nicht immer ermöglichen und erscheint auch nicht immer zweckmäßig und wirtschaftlich. Gerade hierin besteht ein wesentlicher Vorteil der Holzbauweise. Die Spezialfirmen sind dadurch nicht an ein enges Betätigungsfeld gebunden, sondern können überall wettbewerbfähig auftreten. Kommt noch hinzu, daß die Baustelle in waldreicher Gegend liegt, so entstehen keine nennenswerten Frachtkosten, die von vornherein schon zu einer Ausführung in Holz drängen. Der Abbund geschieht dann meistens unmittelbar bei dem Sägewerk, wo immer elektrischer Strom vorhanden ist.

Eine solche Bauausführung soll nachstehend näher beschrieben werden:

Die Baustelle liegt im Auslande. Die Halle dient als Rohreislager-schuppen für eine neu errichtete Reisschäl-mühle. Die Hauptabmessungen der Halle sind 60 m Breite, 140 m Länge, 8 m Seitenwand- und 14 m Firsthöhe. — Abb. 1 bringt eine Gesamtaufnahme der Baustelle mit dem fünfstöckigen Mühlenbau und anschließendem Lagerschuppen.

Der erste Abschnitt von 60×70 m mußte mit größter Beschleunigung errichtet werden, um noch die Saison im Frühjahr dieses Jahres ausnutzen zu können (Abb. 2). Mit den Arbeiten wurde nach Weihnachten 1927 begonnen. Ende März konnte die Halle dem Betriebe schlüsselfertig übergeben und mit dem Ausladen des ersten Reisschiffes begonnen werden. — Bei der kurzen Bauzeit ist noch hervorzuheben, daß in den ersten Wochen bei einer Kälte von 13 bis 15° gearbeitet werden mußte. Um durch ungünstige Witterungseinflüsse, besonders Schneefälle, nicht behindert zu werden, wurde der Abbund der Haupttragteile unter einem behelfsmäßig errichteten Schuppen ausgeführt.

Die Binder mit 5 m Belastungsbreite wurden als Zweigelenkfachwerkbinder mit Mittelstützen berechnet (Abb. 3). Der Abstand der mittleren Stützenreihe beträgt 10 m, die Zwischenbinder lagern auf Unterzügen. Die meisten Querschnitte sind zwei- und dreigurtig. Der mittlere Zugstab des Unterzuges mit $V=+22$ t wurde durch vier Rundeisen 35 mm Durchmesser gebildet. Die Zugkräfte wurden durch kehrseits ineinandergelegte U-Eisen in die Gurtungen unter Berücksichtigung des größten Stempeldruckes für Holz übertragen. Es wurde durch diese Wahl eine zentrische und einwandfreie Lagerung der Zwischenbinder auf den Unterzug erreicht (Abb. 4).

Die Hauptbinder nahmen gleichzeitig den seitlichen Winddruck auf. Die mittlere Stütze wird nur senkrecht belastet mit 44 t größtem Druck. Die Pendelsäule wurde in vier Einzelquerschnitten 15/15 cm, quadratisch, aufgelöst mit 15 cm Zwischenabstand. Die Knickaussteifung geschah durch räumlich sich kreuzende Knickhölzer, die ebenfalls durch Dübel angeschlossen wurden (Abb. 5).

Der Abstand der Windstützen in den Giebeln beträgt 5 m, die Höhe der Windböcke 8 m, die Standbreite 2 m. Die Seiten- und Giebelwände wurden ausgeriegelt und 38 cm stark mit Hohlmauerwerk ausgemauert.

Die Schiebetore in den Längswänden von $4,20 \times 3,30$ m laufen in diese Fugen, so daß diese nach außen geschützt liegen und innen nicht stören. Das Dach ist mit Ruberoid auf einer 2,6 cm starken, rauhen Nut- und Federschalung eingedeckt. Die Raupenoberlichter betragen 15% der Grundrißfläche und genügen mit einigen Fenstern in den Giebeln und über den Toren vollständig zur Durchbeleuchtung der Lagerhalle. Die Oberlichter sind kittlos mit Wemasprosse (Glasdach-

werk J. Eberspächer, Eßlingen a. N.) verglast.

Der Rohreis wird in Säcken von 200 kg bis zu 8 m Höhe, zwischen den Bindern bis zu 12 m Höhe gestapelt. Der Fußboden besteht aus Stampfbeton mit starkem Bohlenbelag auf engliegenden Lagerhölzern. Die Reissäcke werden durch Flaschenzüge hochgezogen, die an die Plettenkonstruktionen angebracht sind.

Die fachwerkartige Gliederung der Binder ist nicht immer anwendbar und erwünscht, besonders, wenn eine gute architektonische Innenwirkung und größte Raumaussnutzung verlangt wird, müssen Vollwandkonstruktionen gewählt werden, sowie auch dort, wo die heutige Flachbauweise geringste Konstruktionshöhe vorschreibt.

Am meisten gelangen bei der Verbundbauweise folgende Binderformen zur Anwendung (Abb. 6):

- a) der Balken auf zwei Stützen für Spannweiten bis zu 15 m;
- b) der Dreigelenkbinder für vollständig freie Räume;
- c) der Dreigelenkbinder mit hochgezogenem Zugband, meistens mit eingezogener Decke, für Turnhallen, Kirchen, Saalbauten usw.;
- d) der Zweigelenkbogen mit Zugband auf Massivmauerwerk gelagert oder mit biegefesten Stützen.

Die Vollwandbinder werden aus einzelnen, kiefernen Brett lamellen in Spezialausführung unter Verwendung von bestem Kaltleim hergestellt. Maßgebend für die Querschnittsermittlung sind das Moment, die Norm- und die Querkraft an der zu untersuchenden Stelle, die entweder graphisch

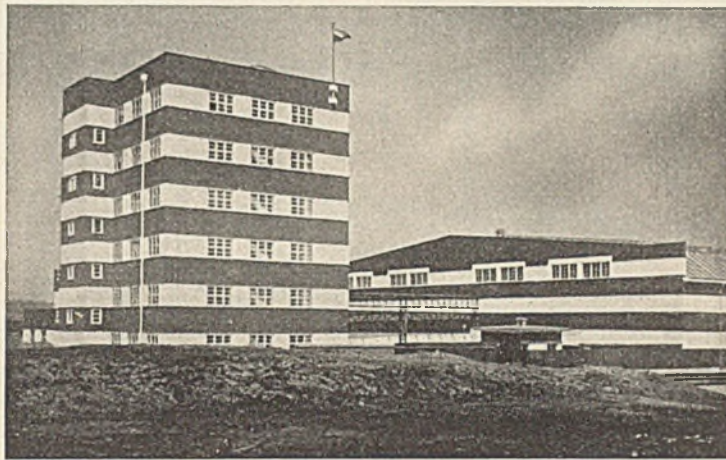


Abb. 1. Gesamtansicht einer Reismühle.

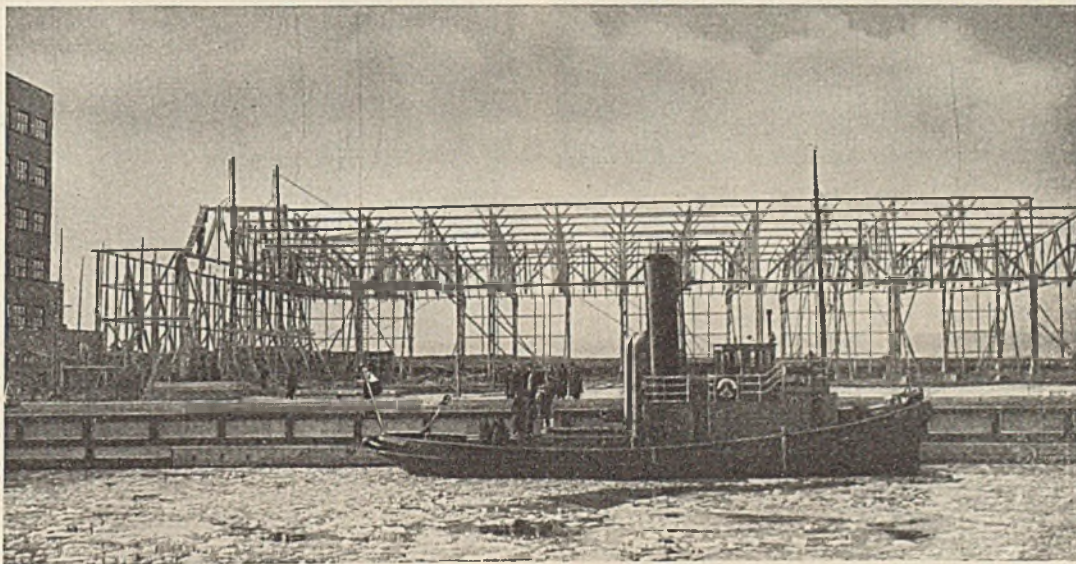


Abb. 2. Aufbau der Hallenkonstruktion für einen Rohreislerschuppen.

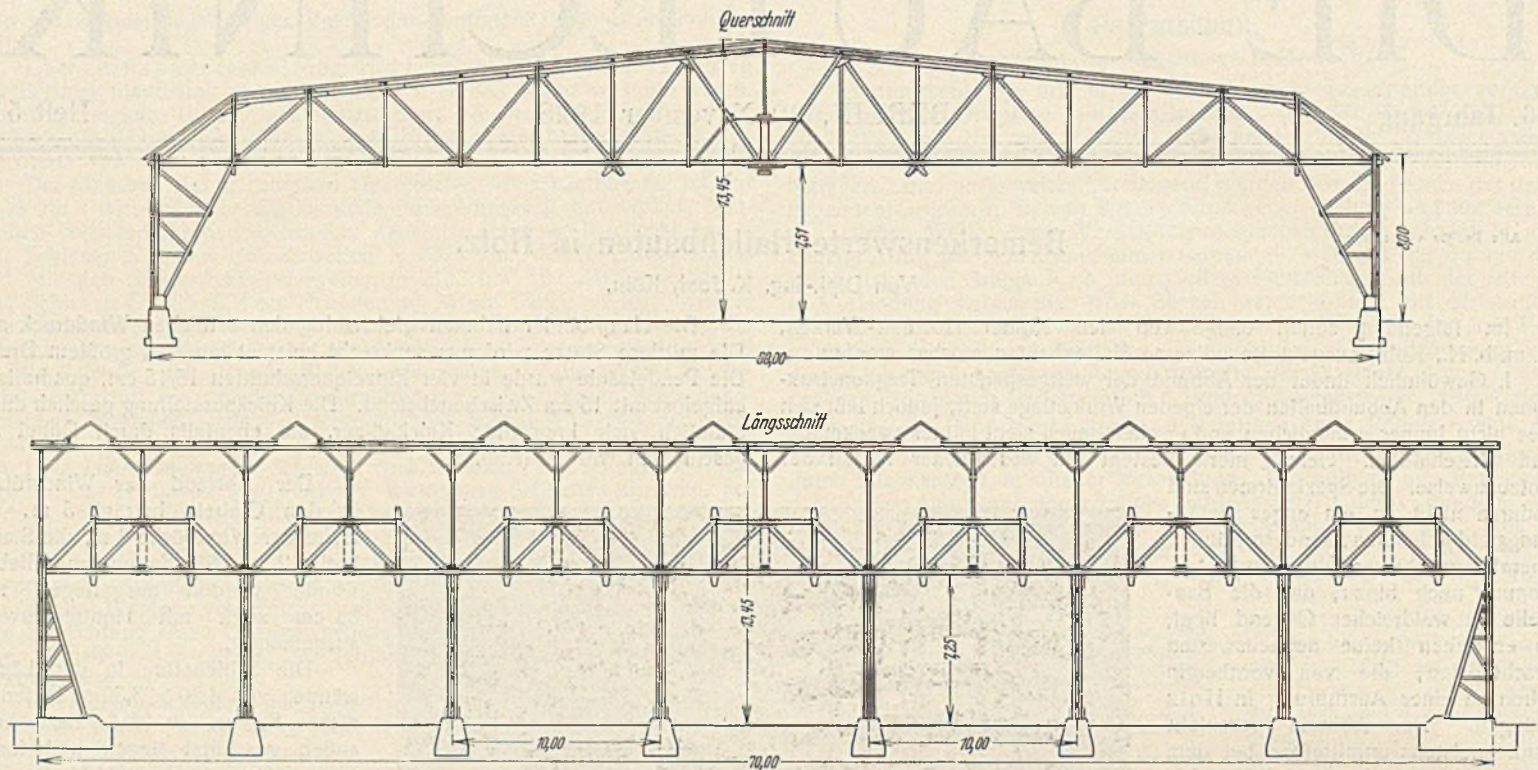


Abb. 3. Quer- und Längsschnitt des Lagerschuppens.

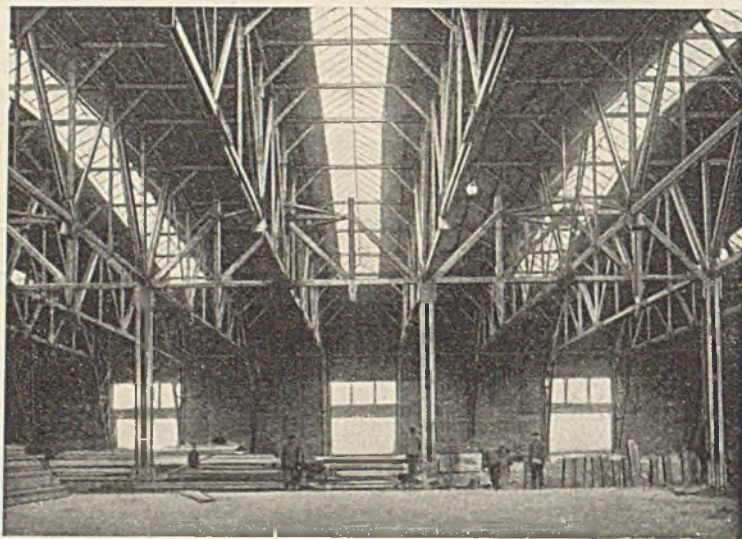


Abb. 4. Innenaufnahme der fertigen Halle.

oder rechnerisch ermittelt werden. Der Querschnitt ist I-förmig, die Flansche sind 16, der Steg 6 cm stark. Die Höhe richtet sich je nach der Beanspruchung.

II. Bei dem Neubau der Durchgangspackkammer am Hauptbahnhof Düsseldorf, durch die Oberpostdirektion Düsseldorf, sind Vollwandbinder in Vorschlag gebracht und auch zur Ausführung gelangt.

Im Bauprogramm durch das Postneubauamt wurden bei der engeren Ausschreibung folgende Forderungen gestellt:

1. Die äußere Form und Neigung des Daches muß beibehalten werden.
2. Die Binder (deren Form und Konstruktion der anbietenden Firma über-

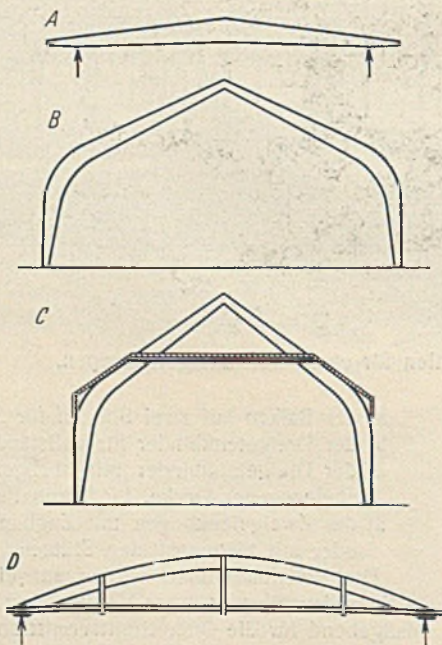


Abb. 6. Vollwandbinder.

lassen bleibt) müssen so konstruiert sein, daß die angegebene lichte Raumfläche frei gehalten wird. Um gegebenenfalls mit der Förderanlage noch höher zu gehen, soll nach Möglichkeit der Binder ohne Zugband bleiben.

3. Um gleichfalls eine lichte Breite zu wahren, müssen auch die Binderfüße leicht gehalten werden und dürfen nur soweit, wie konstruktiv unbedingt notwendig, in den lichten Raum hineinspringen. Um dies leichter auszuführen, sind die Binderfüße nach der Straßenseite zu 10 bis 12 cm in das 38 cm starke Mauerwerk einzulassen.

4. Auf der nach dem Eisenbahngelände hin liegenden Rückwand der Halle gehen die Binderfüße, mit Ausnahme von drei Bindern, die im freien Raum stehen, nicht bis zum Fußboden, sondern stützen sich auf eine etwa 3 m hohe Stützmauer.
5. Das Dach wird mit Schiefer auf 26 cm starker Schalung eingedeckt. Der mittlere Teil wird von Sparpfetten, der nördliche Querbau durch eine normale Sparren- und Pfettenlage getragen. Der südliche Querbau wird nicht als Halle, sondern als Stockwerkbau ausgebaut. An die Pfetten wird im Innern eine Rabitzdecke angehängt.

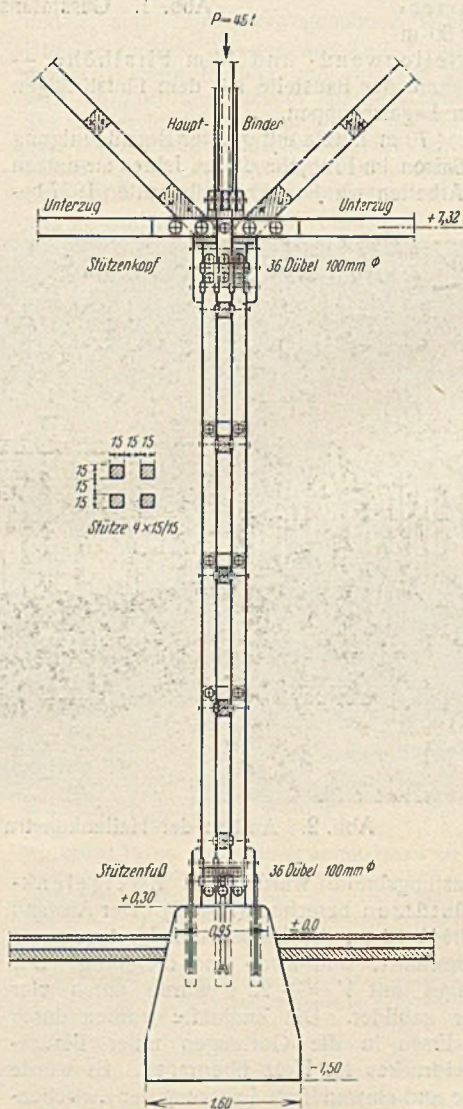


Abb. 5. Mittelstütze der 60-m-Binder.

Eine Sonderbelastung durch die Förderanlage findet nicht statt. Abb. 7 zeigt den unregelmäßigen Grundriß der Packhalle.

Die theoretische Stützweite der Binder schwankt zwischen 13,03 und 17,17 m. Der First,

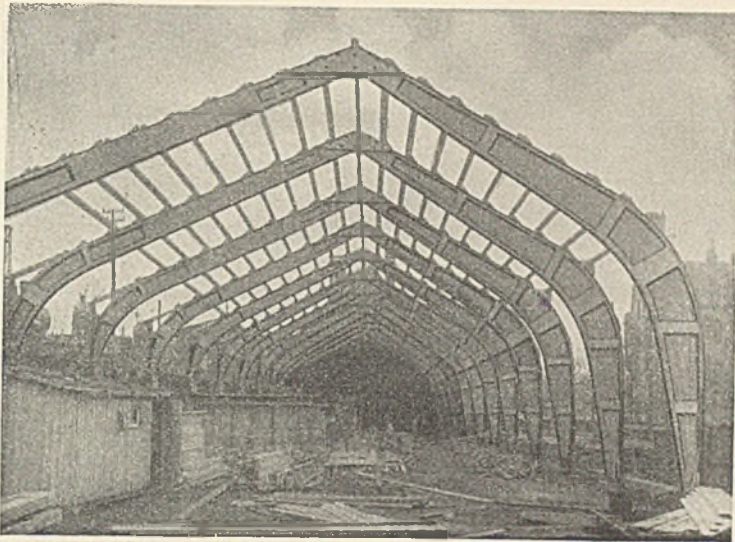


Abb. 8. Vollwanddreigelenkbinder mit ungleicher Stützhöhe.

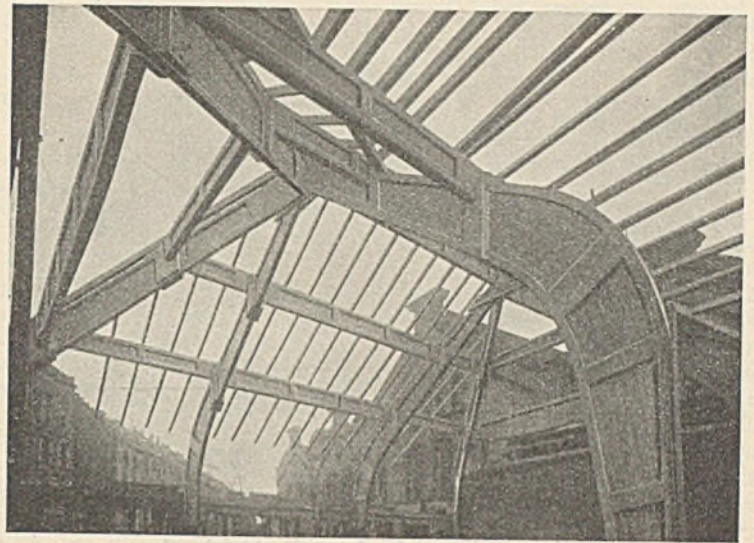


Abb. 9. Walm- und Gratbinder mit Vollwandpfetten der Durchgangspackkammer.

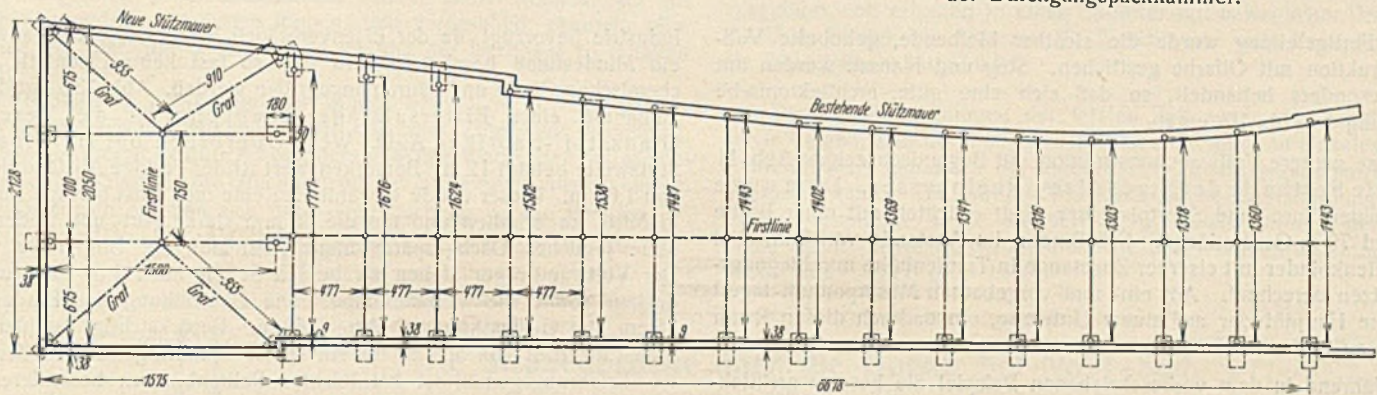


Abb. 7. Grundriß der Durchgangspackkammer, Oberpostdirektion Düsseldorf.

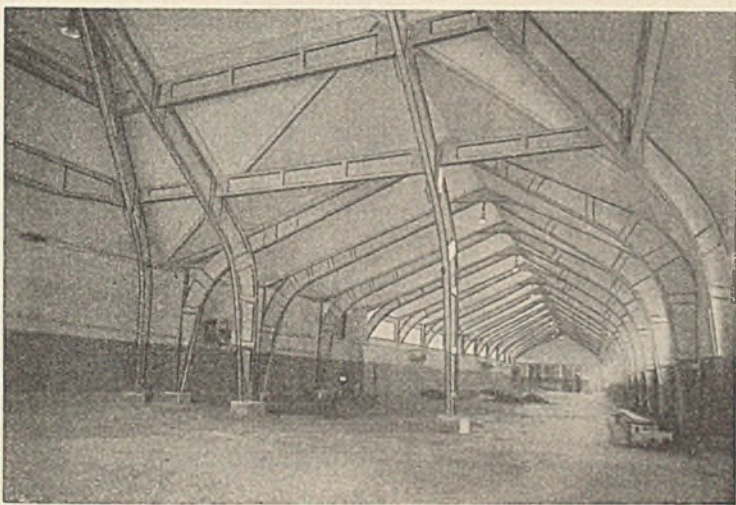


Abb. 10. Innenaufnahme nach Fertigstellung der Halle.



Abb. 12. Zweigelenkvollwandbinder mit Zugband während der Aufstellung.

mit 11,40 m über Bürgersteig, liegt 7 m von Außenkante Straßenmauer, so daß die hintere windschiefe Dachfläche auch unregelmäßige Binderformen ergibt.



Abb. 11. Gesamtansicht der Festhalle für die Stadt Alzey/Rheinhesen.

Jeder Binder mußte einzeln auf dem Reißboden ausgetragen werden. Der Binder wird als Vollwanddreigelenkbinder mit zum Teil ungleicher Stützhöhe berechnet (s. Abb. 8). Der nördliche Teil wurde allseits abgewalmt. Die an die Grat- und Normalbinder gehängten Pletten mit Stützweiten bis zu 9 m wurden ebenfalls vollwandig ausgeführt. Die Einzelheiten sind aus Abb. 9 klar zu ersehen.

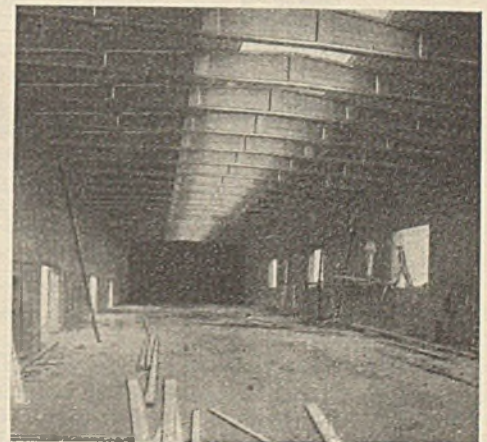


Abb. 13. Salzlagerschuppen für die Vereinigten Glanzstoff-Fabriken A.-G., Werk „Oberbruch“.

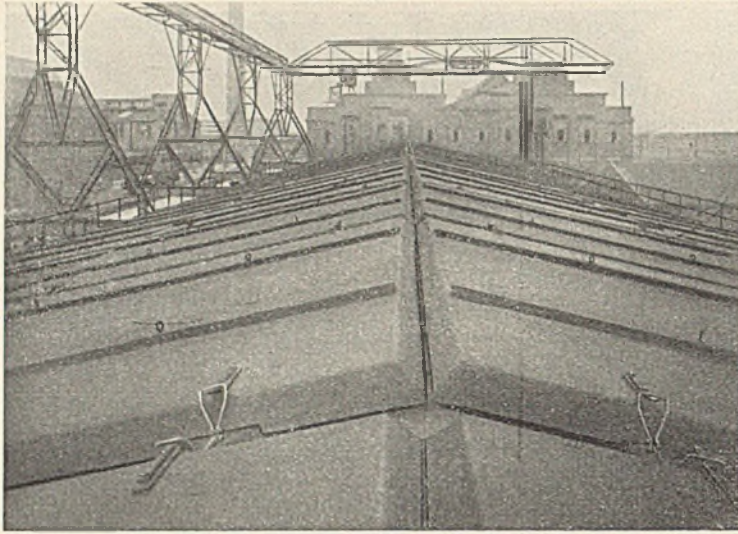


Abb. 14. Dichtung der losen Dachtafeln eines Schwefelkieslagerschuppens.

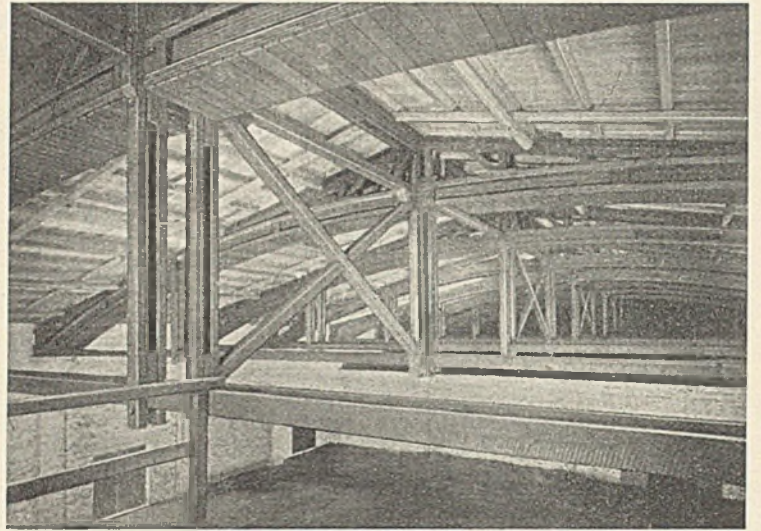


Abb. 15. Binderkonstruktion des Schwefelkieslagerschuppens für die I. G. Farbenindustrie A.-G., Werk Dormagen.

Nach Fertigstellung wurde die sichtbar bleibende, gehobelte Vollwandkonstruktion mit Ölfarbe gestrichen. Steg und Flansch wurden mit Ölfarbe besonders behandelt, so daß sich eine gute, architektonische Innenwirkung (s. Abb. 10) ergab.

III. Eine weitere Vollwandkonstruktion mit Bogendach zeigen Abb. 11 u. 12 — die Festhalle der Stadt Alzey/Rheinhesen. Diese wurde auf dem neuen Turn- und Sportplatz der Stadt errichtet, mit einer Breite von 19 und 70 m Gesamtlänge. Die Binder, im Abstände von 5 m, sind als Zweigelenkbinder mit eiserner Zugstange in Traufenhöhe und biegungsfesten Stützen berechnet. Am ein- und vorgebauten Musikpodium lagert der mittlere Hauptbinder auf einem Unterzug, um dadurch diesen Raum stützenfrei zu halten.

IV. Während in dem vorbeschriebenen Beispiel die bessere architektonische Innenwirkung und größte Raumhaltung für die Wahl der Binder ausschlaggebend war, werden diese Binder heute bei der chemischen

Industrie bevorzugt, da der Eisenverbrauch bei der Verbundbauweise auf ein Mindestmaß beschränkt wird und so fast keine Eisenteile von den chemischen Gasen und Säuren angegriffen werden. Abb. 13 zeigt die Innenaufnahme eines Bittersalz-lagerschuppens für die Vereinigten Glanzstoff-Fabriken A.-G., Werk Oberbruch bei Heinsberg. Die Stützweite beträgt 12 m. Bemerkenswert ist der geringe Abstand der Binder von 1,60 m. Dieser wurde gewählt, um eine möglichst geringe Binderhöhe in Mitte zu erhalten und um die 30 mm starke Nut- und Federschaling ohne jegliches Dachgespärre unmittelbar auf die Binder zu verlegen. Der Vollwandträger stehen an beiden Seiten noch 2 m über und überdachen somit die Verladerampe. Die Überhöhung der Binder beträgt 15 cm, die Gesamthöhe in Mitte 0,68 m. Berücksichtigt ist hierbei noch eine Einzellast von 500 kg für ein später anzubringendes Förderband.

Erfahrungsgemäß ist bei leichten Balkenbindern besonderes Augenmerk auf das elastische Verhalten zu legen und wird die größte vorgeschriebene Durchbiegung von $\frac{1}{400}$ der Stützweite nicht überschritten.

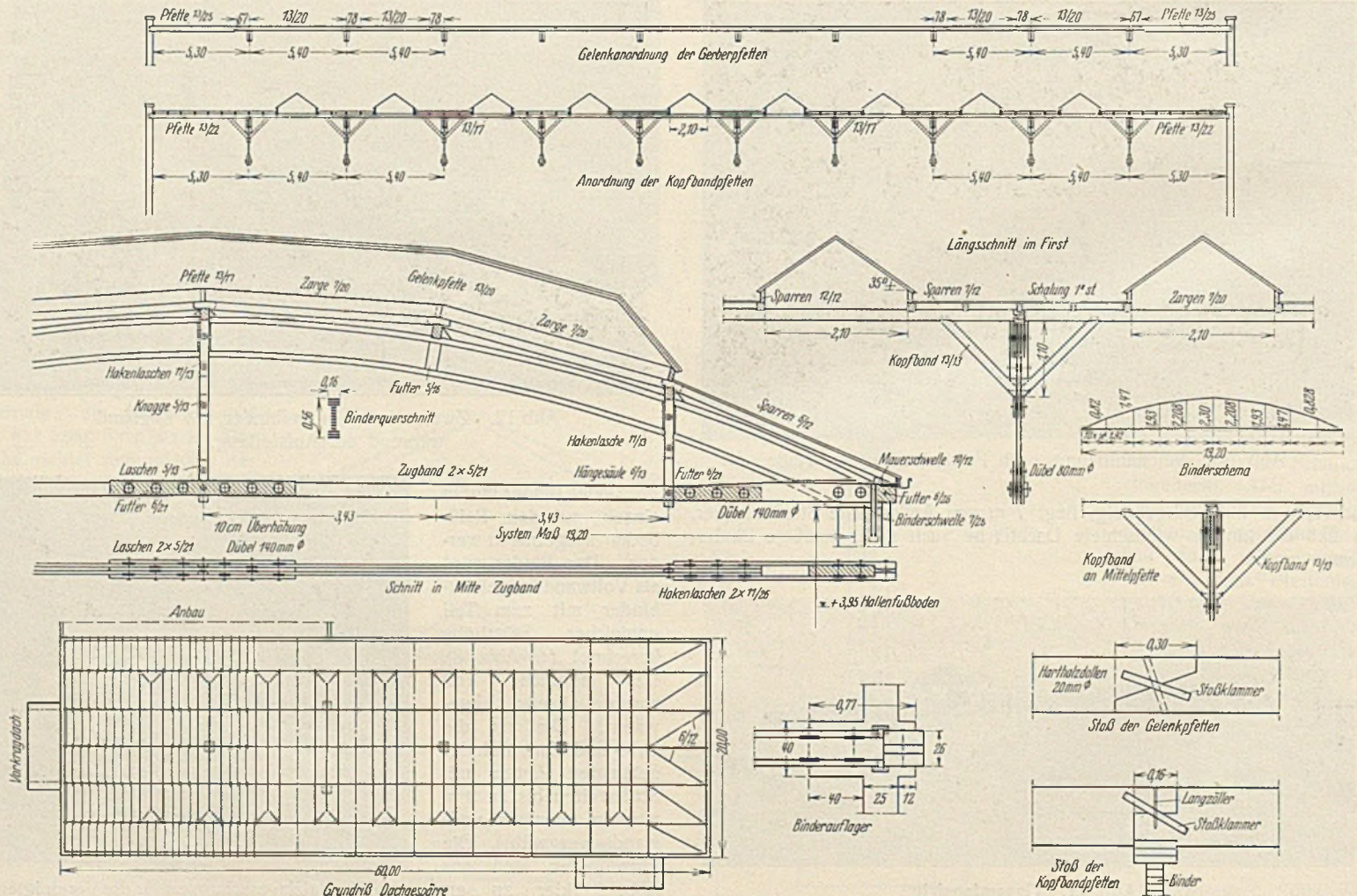


Abb. 16. Konstruktionszeichnung der Dachkonstruktion für die Maschinenfabrik J. Wikschtröm, Düsseldorf.

Die Binderkonstruktion wurde nach Fertigstellung gehobelt und verputzt, ebenfalls die Dachschalung. Auch hier wurde durch eine Farbbehandlung mit farbigem Karbolineum eine gute Innenwirkung erreicht.

Das Firstoberlicht von 2,40 m Breite und 70 m Länge im Lichten der Zargen gemessen ergab eine gute Durchbeleuchtung der Halle.

V. Bemerkenswerte Einzelheiten, die vielleicht einzigartig in ihrer Ausführung dastehen, zeigt der Schwefelkieslagerschuppen für die I. G. Farbenindustrie A.-G., Werk Dormagen. Das Ausladen sowie die Entnahme des Schwefelkieses auf dem Schuppen geschieht durch eine Krananlage, die den ganzen Schuppen bestreicht. Das Schüttgut wird von oben in die Halle eingebracht und entnommen. Es wurde deshalb das Dach des 24,50 m breiten Raumes in jedem Binderfelde in vier einzelne Dachtafeln aufgelöst. Die Dachtafeln haben je eine Größe von 4,50 x 6,40 m. Das Gewicht einer Tafel beträgt etwa 1,58 t. Die Tafeln mußten unter sich entsprechend ausgesteift werden, damit sie die ruckweis auftretenden Kräfte bei dem Abheben durch den Kran aufnehmen konnten. Da die losen Dachtafeln nicht zur knicksicheren Ausbildung der Binder beitragen, und eine Queraussteifung zur größeren Bewegungsfreiheit nur in der Mitte angebracht werden durfte, mußten Doppelbinder angeordnet werden. Der Abstand der beiden Binder wurde für die knicksichere Aussteifung von First bis Auflager rechnerisch zu 54 cm von Mitte zu Mitte festgesetzt. Über den Bindern wurden starke Rinnenhölzer mit dazwischenliegendem, hölzernem Rinnengrund vorgesehen, ebenfalls eine Längsrinne im First, um dadurch die Dichtung der Dachhaut zu erhalten (Abb. 14).

Die theoretische Stützweite der Binder beträgt 24 m. Die Binder sind als Parabel-Zweigelenkbogen mit hölzerner Zugstange ausgeführt. Diese Bogenform ergibt dadurch besonders günstige Werte, daß bei gleichmäßig verteilter Belastung die Drucklinie mit der Systemlinie zusammenfällt.

Die Ordinaten ergeben sich nach der Gleichung für die Parabel:

$$y = \frac{4f}{l^2} \cdot x \cdot x_1.$$

Die Stichhöhe $f = 2,75 \text{ m} = \text{ungefähr } \frac{1}{8,7} l$. Die Höhe der I-förmigen Binder ergab sich zu 40 cm. Die hölzerne Zugstange wird durch gußeiserne Tellerdübel angeschlossen. Nähere Einzelheiten, auch über den Querverband, sind aus Abb. 15 zu ersehen.

Die Bogen wurden in ganzer Länge in der Abbundhalle fertiggestellt und auf Spezial-Tiefeladewagen der D. R. B. mit beiderseitigem Schutzwagen zur Baustelle transportiert.

VI. Bei dem Neubau einer Fabrikanlage für die Maschinenfabrik J. Wikschtröm, Düsseldorf, waren Fachwerk- und Vollwandbinder vorgeschlagen. Da diese Firma in der Halle hauptsächlich ihre Spezialstiftmaschinen für den in- und ausländischen Kundenkreis vorführt, entschloß man sich für die Bogendachausführung mit Zweigelenkvollwandbindern. Abb. 16 bringt die Gesamtanordnung sowie Einzelheiten der Tragkonstruktion. Die theoretische Spannweite der Binder beträgt 19,20 m, die Stichhöhe 2,30 m, die Überhöhung des Zugbandes 10 cm. Der Binderabstand beträgt 5,40 m, die Höhe des Bogenträgers 56 cm. Gewählt wurde ein Pfetten- und Sparrendach. Die drei Pfettenstränge über den Hängestangen wurden als Kopfband-Pfetten ausgebildet, die mittleren Pfettenstränge als Gelenkpfetten. Das Dach wurde mit einer Lage Teer und einer Lage teerfreier Pappe auf einer 2,6 cm starken Nut- und Feder-schalung eingedeckt. Die querliegenden Raupenoberlichter sind kittlos ausgeführt und erhalten je einen Entlüfter mit beweglicher Drosselklappe. Die 7-m-Binder des Anbaues für Waschräume und Verzinkerei wurden als Dübelbalken ausgebildet.

Die Veröffentlichungen der letzten Zeit sowie die angeführten Beispiele zeigen, daß der moderne Holzbau nicht mehr an einzelne „bewährte Binderformen“ gebunden ist, sondern sich an alle gegebenen Verhältnisse anpassen kann. Die streng wissenschaftliche Durchbildung besonders der Knotenpunkte sowie die verfeinerte Durcharbeitung der Werkstattpläne schafft heute Konstruktionen, die der Weiterentwicklung des Holzbaues zum Vorteil gereichen.

Die Straßenbrücke über die Donau bei Novi-Sad.

Alle Rechte vorbehalten. Von Prof. Dr. Karner, Zürich.
(Fortsetzung aus Heft 47.)

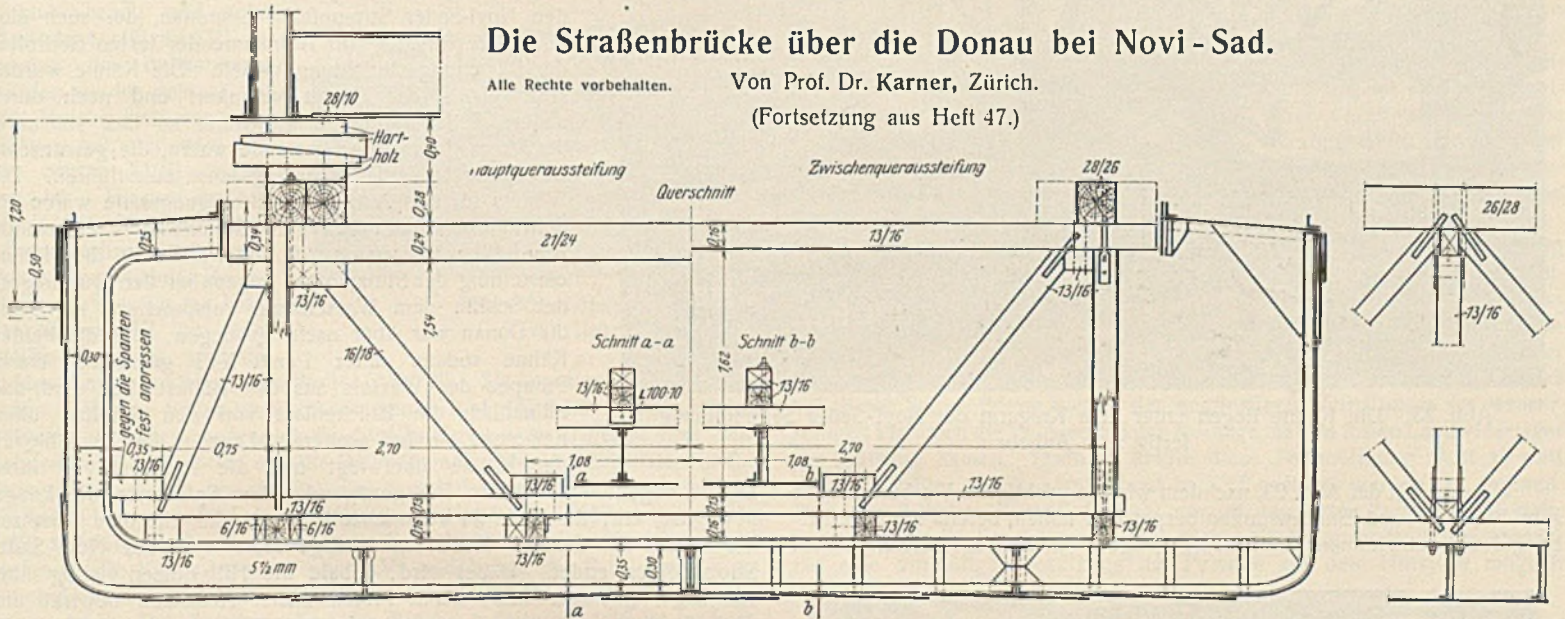


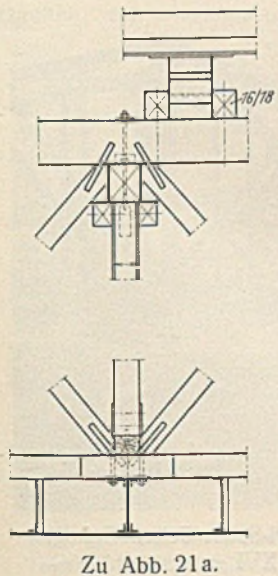
Abb. 21 a. Einzelheiten zur Schiffsausrüstung.

Zu Abb. 21 a.

Die unveränderlich bleibende Tauchtiefe der Schiffe bei allmählichem Anheben der Brückenlast wird durch Lenzen der entsprechenden, vorher eingepumpten Wassermenge und bei allmählichem Absetzen der Last auf die feste Stützung durch Wiederfüllen der Ballastzellen bewirkt. Die für dieses Manöver benötigte Wassermenge ist gleich dem größten Gewichte der auftretenden Brückenlast. Abb. 21 zeigt schließlich konstruktive Einzelheiten der Holzaussteifung der Kähne und die Art der Auflagerung der eisernen Versteifungsträger. Die Entfernung der Querspanten der Schiffe beträgt 60 cm, und mit Ausnahme von zwei mittleren Feldern von je 3 m sind Hauptspante in 3,6 m Entfernung vorhanden; diese sind durch Hauptqueraussteifungen verstärkt. Zwischen zwei Hauptaussteifungen ist eine Zwischenquer-

aussteifung angeordnet. Im Abstände von 2,7 m von der Schiffslängsachse sind kräftige fachwerkartige Holzversteifungsträger eingebaut, deren Obergurt die Stützen für die Knotenpunktaulagerung der eisernen Versteifungsträger abgibt. Abb. 21 b u. 21 c zeigen nur die Schiffshälfte nach der Heckseite, die Hälfte nach der Bugseite ist ähnlich ausgebildet. Die Abdichtung der Holzschottwände in 2 u. 5 (Abb. 20a) geschieht durch vorgespanntes Ölleinen. Die gesamte Holzinnenaussteifung der beiden Kähne können wir schließlich noch in Abb. 22 betrachten. Die Kähne selbst liegen unweit der Baustelle des mittleren Koppelträgers der Brücke, den wir auch im Hintergrunde, gerade während des Abnietens der bereits zusammengebauten Konstruktion sehen.

Abb. 23 zeigt die Kähne fertig zum Anheben. Wir sehen die Quer-Verbindungs-konstruktion zwischen den beiden Versteifungsbrücken, die doppelwandigen Hauptquerträger mit den kräftigen Pfosten zwischen jeder Querträgerkonstruktion, die die Lagerung zum Aufsetzen der Brücke tragen. Ebenso können wir die Hilfsaussteifungen der Brückenhauptträger sehen, die zur Sicherung des Pfostens 14—XIV bei der außerordentlichen Druckbelastung, die er beim Einfahren erfährt, notwendig wurde, und schließlich erkennen wir gut die Anordnung und räumliche Verspannung der Hilfsstützen XVI u. XVIII.



Zu Abb. 21 a.

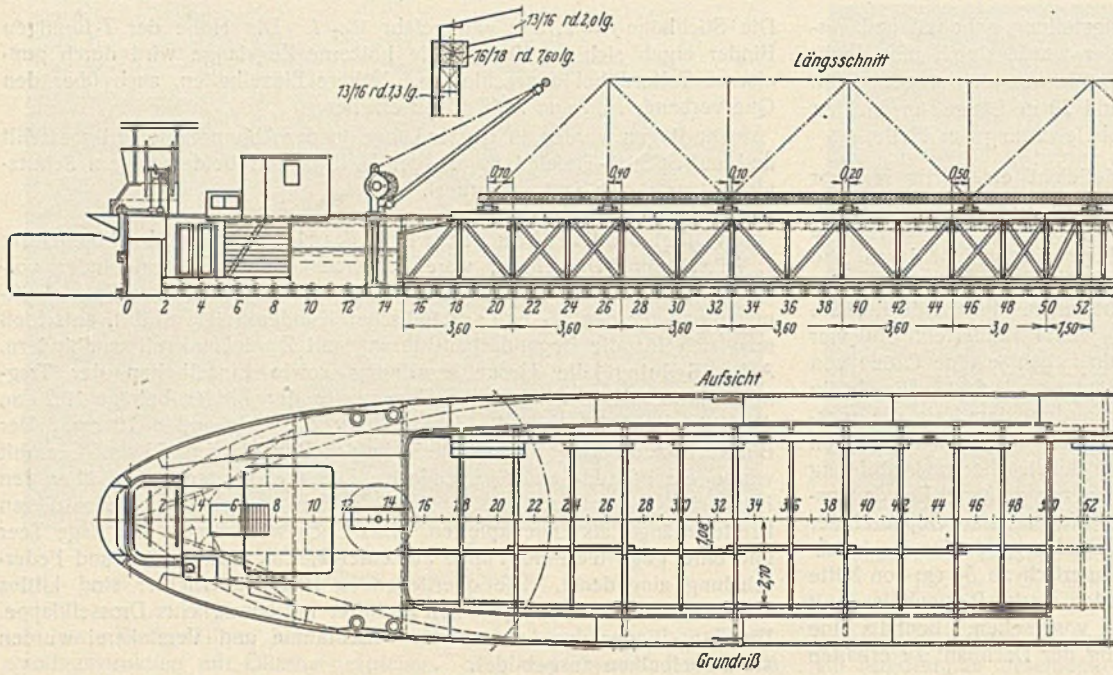


Abb. 21 b. Einzelheiten zur Schiffsausrüstung.

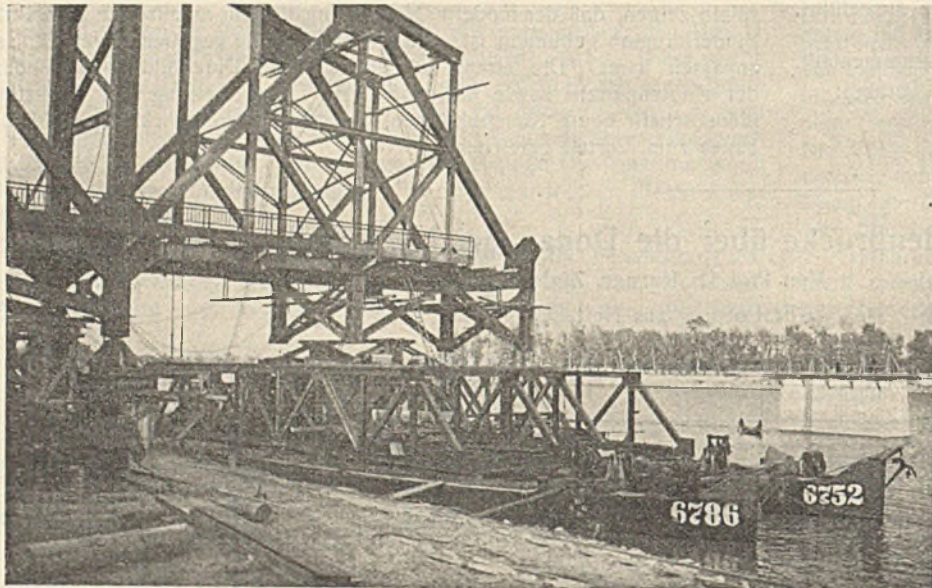


Abb. 23. Die Kähne liegen unter dem Kragarm der Novi-Sader Seitenöffnung fertig zum Anheben.

Wir sind mit der Abb. 23, nachdem wir die wichtigsten Vorbereitungen zum Einfahren und Einschwimmen besprochen haben, bereits zur Beschreibung des Einschwimmens selbst übergegangen. Für die Wahl des Zeitpunktes

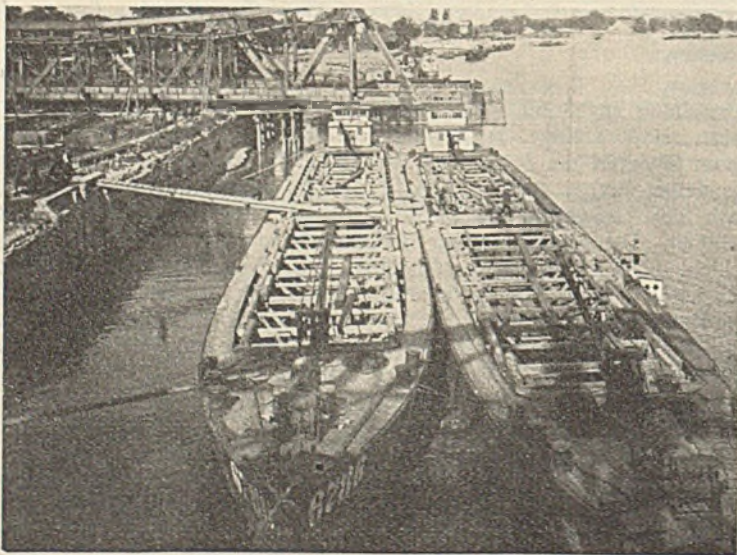


Abb. 22. Holzaussteifung der Schiffe (im Hintergrunde Montage des Koppelträgers).

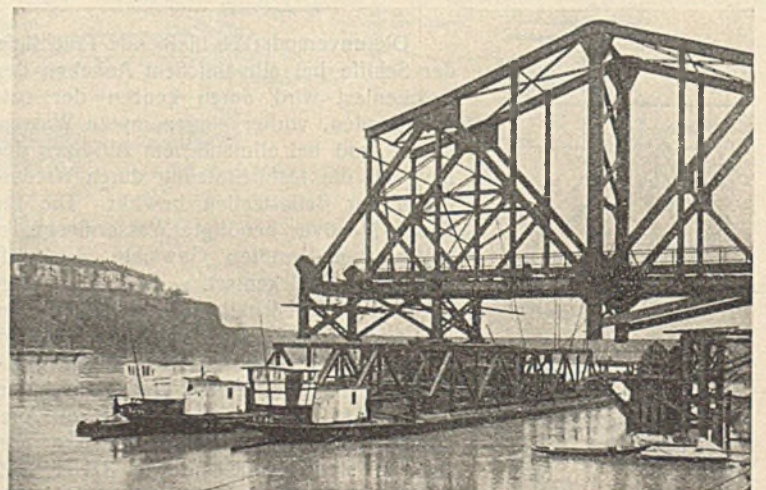


Abb. 24. Längseinschwimmen der Novi-Sader Seitenöffnung, der Kragarm ist in den Punkten XVI unterstützt.

des Einschwimmens war eine sorgfältige dauernde Beobachtung des Wasserstandes der Donau und der Witterungsverhältnisse maßgebend. Die täglichen Meldungen des hydrographischen Dienstes ermöglichen es, Hochwässer, die von der Donau selbst herkommen, einigermaßen richtig vorausszusehen; etwas schwieriger ist es aber mit den Hochwässern der Drau und deren Hauptnebenfluß, der Mur, bestellt, da diese je nach der Entstehungsstelle nur zwei bis drei Tage Laufzeit bis Novi-Sad haben. Starke Wasserspiegelschwankungen während des Einschwimmens bedeuten eine außerordentliche Gefahr, und ebenso sind, besonders im Herbst, die in der dortigen Gegend ganz plötzlich und unvermittelt, auch bei heiterem Himmel auftretenden Stürme äußerst gefährlich.

Am 29. Oktober 1926 wurde mit dem Einschwimmen der Seitenöffnung auf der Seite Novi-Sad begonnen. Abb. 23 zeigt das auskragende Ende der Brücke, das im Punkte 0 bereits auf den Einfahrwagen liegt (s. Abb. 19)

und wasserseitig noch mit den Pylonen auf dem Hilfsjoch aufricht. Am Tage vorher (die Aufnahme stammt vom 28. X.) sind die Kähne bereits unter die Kragarme verholt und ist die richtige Höhenlage für die Abstützung bereits eingestellt worden, nachdem die Ballastzellen der Brückenlast entsprechend gefüllt worden waren. Rechts in der Abbildung können wir den Novi-Sader Strompfeiler erkennen, der auch eine besondere Rüstung zur Aufnahme der festen Seilrollen der Bewegungseinrichtung erhielt. Die Kähne wurden stromauf in der Donau verankert und noch durch andere Seilanordnungen gesichert, so daß sie unter der Stromwirkung nur imstande waren, die gewünschte Bewegung in der Brückenlängsachse auszuführen. Die Winden für den Antrieb der Bewegungsseile waren auf der Fahrbahn des bewegten Brückenteiles aufgestellt. Am frühen Morgen des 29. Oktober wurde die Höheneinstellung der Stützpfosten gegenüber den Querträgern der Schiffe dem Wasserstand entsprechend korrigiert, die Donau war über nacht gestiegen, und die beiden Kähne sodann unter Punkt XVI gefahren. Durch Pumpen des Wassers aus den Ballastzellen wird nun allmählich die Brückenlast von den Schiffen übernommen, bis bei weiterem Lenzen die Tragfähigkeit der Kähne überwiegt und die Pylonen von ihren Lagern abgehoben werden. Bei genügend freiem Spiel setzt die Längsbewegung ein, die Abb. 24 veranschaulicht und die mit dem Absetzen der vordersten Stützen XVIII auf kräftige Holzstapel des Novi-Sader Strompfeilers endet. Dabei wird, sobald die Hilfsstützen richtig über das Lager gebracht sind, durch Fluten zuerst Aufsetzen bewirkt und

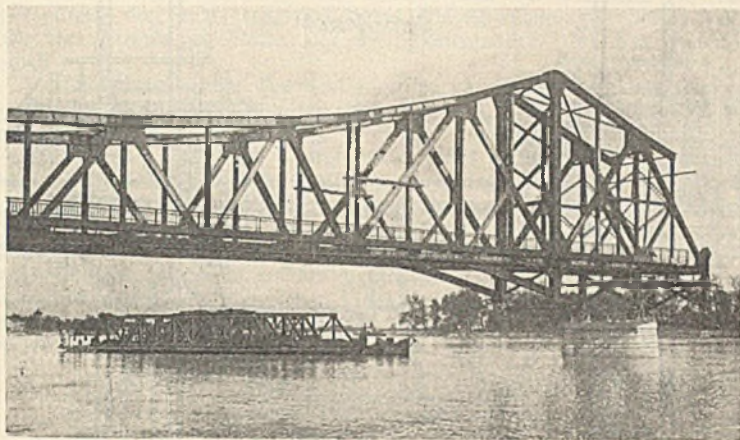


Abb. 26. Längseinschwimmen der Novi-Sader Seitenöffnung, die Brücke ruht mit den Punkten XVI auf dem Pfeiler, die Kähne werden umgesetzt.

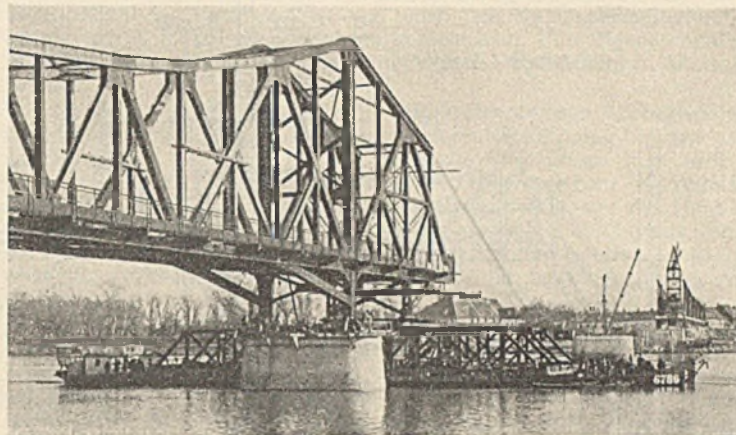


Abb. 27. Längseinschwimmen der Novi-Sader Seitenöffnung, die Brücke wird in den Punkten XVI angehoben, um die Pylonenlager unter XIV einzubauen.

durch weiteres Füllen der Ballastzellen ebenso allmählich wie vor, aber entgegengesetzt, die Last von den Schiffen auf die Stützen am Pfeiler übertragen.

Von nun ab folgte der weitere Vorgang des Versetzens der Kähne und der Längsbewegung der Brücke bis in die endgültige Lage genau so, wie bei der allgemeinen Beschreibung des Montagevorganges geschildert.

Wir wollen nur noch einige Abbildungen zum besseren Verständnis betrachten. Nachdem die vorderste Stütze XVIII auf dem Strompfeiler abgesetzt und gesichert ist, werden die Kähne verholt und unter die Pylonenstützen XIV gebracht; die Ballasträume werden wieder gelenzt, bis die Brückenlast von den Kähnen getragen wird und die Stütze XVIII wieder frei ist. Diesen Zustand bietet Abb. 25. Nach dem Längsverfahren um zwei Feldweiten wird die Brücke abermals, diesmal mit Hilfe der Stütze XVI auf dem Pfeiler abgesetzt, und die beiden Kähne umfahren den Pfeiler (Abb. 26). Sie kommen dann abermals unter XVIII zu liegen und schwimmen mit der Brücke um die letzten beiden Feldweiten weiter, bis die Einfahrgänge unter 0 genau über dem Landwiderlager Novi-Sad und die Pylonen genau über den Lagerstapeln des Strompfeilers liegen, wo sie vorläufig zum Aufsitzen kommen. Abb. 27 ist ein besonders gutes Bild, das den Bauzustand beider Seitenöffnungen gleichzeitig wiedergibt. Auf der Novi-Sader Seite ist bereits die Hilfsstütze XVIII entfernt, die Kähne liegen unter XVI und haben die Brücke nochmals angehoben, um die Holzstapel durch die Stahlgußlager für die Pylonen zu ersetzen. Der Zusammenbau der Brücke in Peterwardein ist im Fortschreiten, und wir können die Montageeinrichtung, den Turmkran und

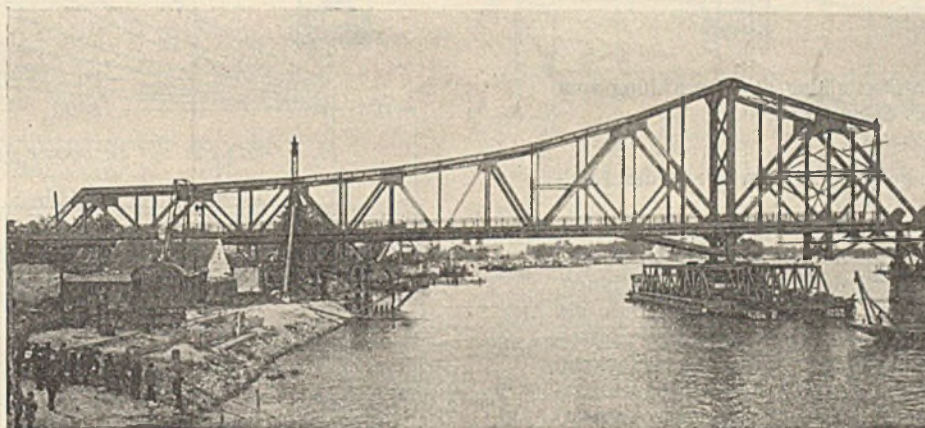


Abb. 25. Längseinschwimmen der Novi-Sader Seitenöffnung, die Brücke ist in den Punkten XIV unterstützt.

den seitlichen Schwenkmast gut sehen. Abb. 28 zeigt schließlich die Novi-Sader Seitenöffnung fertiggestellt, die Hilfskonstruktionen zum Längseinschwimmen sind entfernt, dafür aber bereits die Hilfsbühnen mit den Einrichtungen zum Einhängen und Anheben der Mittelöffnung aufgebaut, ebenso wie der zweite Schrägstab am Pylonenfuß montiert erscheint. Abb. 29, eine Fliegeraufnahme vom 16. November 1926, vervollständigt die bisherigen Darstellungen, da sie einen vorzüglichen Überblick über die ganze Brückenbaustelle vermittelt. Die Seitenöffnung in Novi-Sad ist in endgültiger Stellung, die in Peterwardein ist noch am Lande in der Montage begriffen, und die Mittelöffnung ist auf dem Novi-Sader Ufer ebenfalls bereits fertiggestellt. Die beiden Kähne liegen etwas stromauf von der Mittelöffnung am Novi-Sader Ufer.

Mit dieser Darstellung des Einschwimmens der Seitenöffnung Novi-Sad ist im Prinzip auch das Einschwimmen der Peterwardeiner

Öffnung als erledigt zu betrachten. Wir müssen nur berücksichtigen, daß bei dieser Seitenöffnung wegen der ungünstigen Verhältnisse am wasserseitigen Pfahljoch die Pylonen bei der Montage erst am festen Landwiderlager zur Stützung kamen. Dadurch kragte diese Seitenöffnung nicht so weit vor, um beim ersten Längsfahren in XVI gestützt werden zu können. Das erste Anheben konnte vielmehr nur im vordersten Punkte XVIII stattfinden, und die Brücke wurde bei dieser Stützung so weit vorgezogen, bis eine vorläufige Abstützung der Pylonen auf dem Hilfsjoch möglich

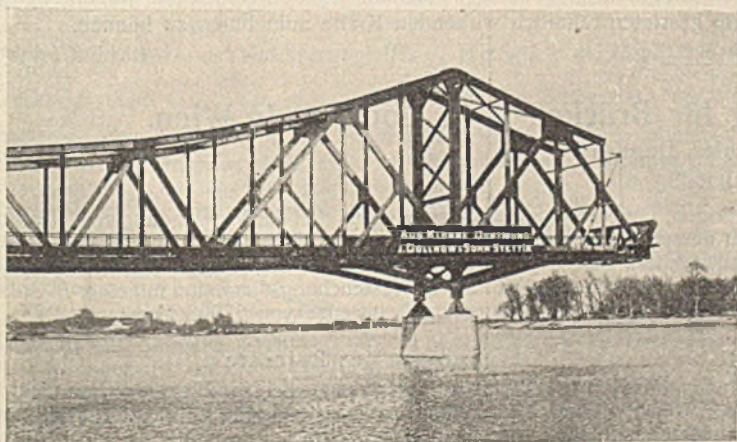


Abb. 28. Die Novi-Sader Seitenöffnung ist fertig montiert, Aufbau der Hilfsbühnen und Einrichtungen zum Hochziehen des Koppelträgers.



Abb. 29. Blick auf die Baustelle und Bauzustand Mitte November 1926.

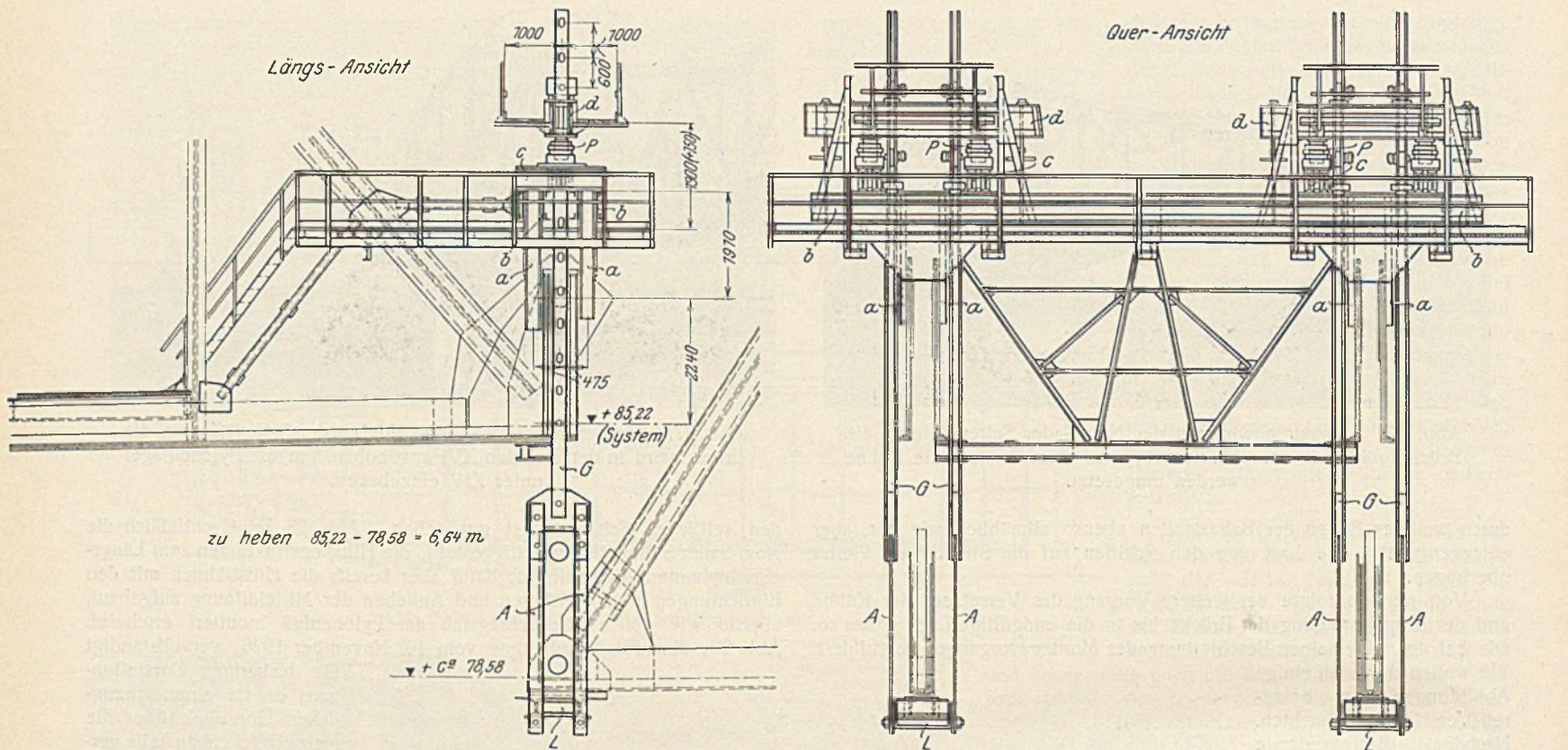


Abb. 30a bis c. Schematische Darstellung der Vorrichtung zum Hochheben des Schwebeträgers.

wurde. Von da ab war der Vorgang derselbe wie auf der Novisader Seite.

Zum Einhängen und Hochziehen der Mittelöffnung zwischen den bereits in richtiger Lage montierten Kragarmen der Seitenöffnung bedurfte es einer besonders sorgfältigen Hilfseinrichtung, die in Abb. 30 schematisch dargestellt ist. Abb. 30a und 30b, die die Längs- bzw. Queransicht der ganzen Einrichtung zeigen, lassen zunächst erkennen, daß der Koppelträger wesentlich tiefer eingehängt werden muß, damit auch beim Quereinschwimmen genügend freies Spiel für die möglichen Schwankungen des schwimmenden Brückenteiles besteht. Bei mittlerem Wasserstande ist daher eine Hubhöhe von rd. 6,6 m vorgesehen, um den Koppelträger bis zu seiner richtigen Höhenlage anzuheben. Am auskragenden Arm jeder Seitenöffnung ist eine besondere Arbeitsbühne eingerichtet, die aus verschiedenen Teilen besteht. An die Endknotenbleche des Knotenpunktes XVIII (unsere Abbildung stellt die Seite mit dem Pendel, also mit dem beweglichen Gelenk dar) sind $\square 30$ (a) angeschraubt, die mit Hilfe von kräftigen Knotenblechen, die an die Flanschen der \square -Eisen anschließen, zwei doppelwandige, genietete Träger (b) tragen, die über die ganze Brückenbreite reichen, somit die beiden Hauptträgererebenen verbinden und die Haupttragkonstruktion für die Bühneneinrichtung darstellen. Nach unten sind diese Träger durch ein lotrechtes Fachwerk mit den Kragenden in Verbindung, um eine gute Queraussteifung zu besitzen. Quer zu diesen Trägern b und symmetrisch zu jeder Hauptträgererebene der Brücke sind je zwei Trägerlagen aus I-Eisen 40 (c) bestehend verlegt, die die Druckwasserpressen P tragen. Diese wiederum stützen gelenkig gelagerte

doppelwandige genietete Träger (d), zwischen denen die Flacheisenstäbe G der eigentlichen Aufhängung in noch zu beschreibender Weise in beliebiger Höhenlage festgehalten werden können. Etwa in der Höhe der Untergurte der Träger b ist eine große Bühne mit Holzbohlenbelag vorgesehen, und mit den Trägern d verbunden sind beiderseitig kleinere Bühnen, die die Bewegung der Pressen mitmachen. Alle Teile der Bühnenkonstruktion sind übersichtlich und gut zugänglich, sowie entsprechend steif mit der auskragenden Brückenkonstruktion verbunden, um alle irgendwie gearteten räumlich wirkenden Kräfte aufnehmen zu können.

(Schluß folgt.)

Bericht über die II. Internationale Tagung für Brücken- und Hochbau in Wien.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. Dr.-Ing. Gehler, Dresden.

(Schluß aus Heft 49.)

B. 2. Die Bemessung zentrisch und exzentrisch gedrückter Stäbe auf Knickung.

Der Bericht von Prof. Dr. Ros, Zürich, behandelt die Ergebnisse der wertvollen Versuche, die 1926 bis 1928 von der Eidgen. Materialprüfungsanstalt Zürich sowie von der Techn. Kommission des Vereins Schweiz. Brückenbauanstalten (T.K.V.S.B.) und der Generaldirektion Schweiz. Bundesbahnen (S. B. B.) mit mittig und außermittig gedrückten eisernen Stäben bei gelenkiger Lagerung durchgeführt worden sind. Für den mittigen Kraftangriff wurde die bekannte Theorie von Engesser und Kármán zugrunde gelegt, und für den außermittigen Kraftangriff sowie bei Querbelastung das Verfahren von M. Ros und J. Brunner (Bericht Nr. 13 der Anstalt und der Gruppe 6 der T.K.V.S.B., Zürich, August 1926). Hierbei wurden folgende Annahmen gemacht: Vollwandige Stäbe recht-

eckigen, unveränderlichen Querschnittes (bei der Verwendung von I-Trägern zu Versuchszwecken waren diese in allen Teilen des Querschnittes in sich knicksicher), gelenkige Lagerung, Ebenbleiben der Querschnitte, als Biegelinie die Sinuslinie, das übliche Druckstauchungsdiagramm mit einer P-Grenze von 1900 kg/cm² und einer Quetschgrenze von 2700 kg/cm².

Ergebnisse des Referates:

1. Das Knickproblem wird als Gleichgewichtsproblem, das sich nicht auf das Erreichen einer bestimmten Randspannung zurückführen läßt, von einem einheitlichen Gedanken beherrscht.

2. Das T.K.V.S.B.-Verfahren für die Bestimmung der Tragkraft zentrisch und exzentrisch gedrückter Stäbe besitzt allgemeine Gültigkeit und läßt sich auf Werkstoffe verschiedenster Spannungsdehnungsdiagramme ausdehnen.

3. Die Übereinstimmung der Theorie und der Versuche ist, vom Standpunkte der Praxis aus, eine gute. Die Abweichungen liegen innerhalb des Streuungsgebietes der Festigkeitsqualität des Stahlmaterials selbst.

4. Die Exzentrizität des Kraftangriffes vermindert die Knicktragkraft bei gedungenen und mittleren Stäben $l:i < 100$ viel stärker als bei schlanken Stäben.

Die Exzentrizität des Kraftangriffes wird durch das Exzentrizitätsmaß $m = p:k$ ausgedrückt, worin p = ursprünglicher Exzentrizitätshebel am unverbogenen Stab und k = Kernweite des rechteckigen Stabquerschnittes ist.

Der verhängnisvolle Einfluß des exzentrischen Kraftangriffes auf das Tragvermögen der Stäbe gelangt in deutlicher Weise zum Ausdruck. Im Kernrande gedrückte Stäbe ($m = 1$) tragen für Schlankheitsgrade von $l:i$ bis 100 rund die Hälfte (55%) von zentrisch auf Druck beanspruchten Stäben ($m = 0$) (s. Abb. 10).

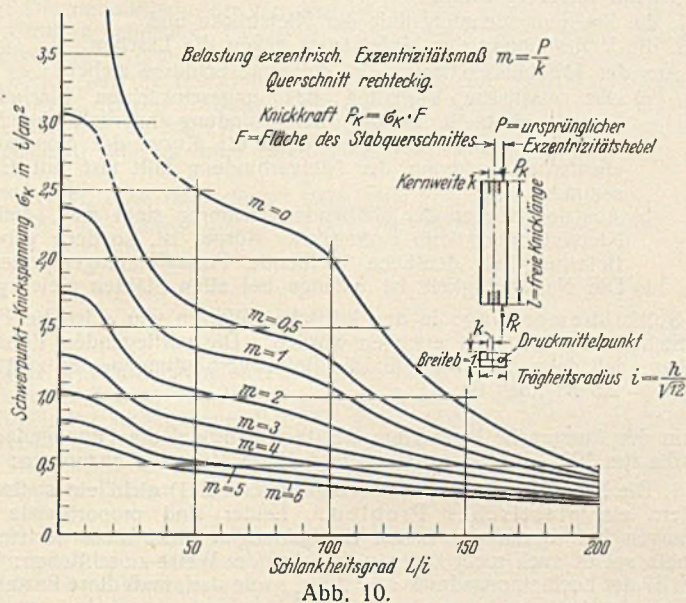


Abb. 10.

5. Mit wachsender Exzentrizität nimmt das Tragvermögen in vergleichsweise geringerem Maße ab als das Exzentrizitätsmaß selbst zunimmt.

6. Da Exzentrizitäten des Kraftangriffes infolge geometrisch nicht genau gerader Stabachse (Richten), nicht ganz gleichmäßiger Gefügebeschaffenheit (Unhomogenität), praktisch unmöglicher genauer Zentrierung des Kraftangriffes (Reibungen, Einspannungen) und (bei Fachwerkstäben) infolge von Nebenspannungen vernieteter Knotenpunktverbindungen nicht zu vermeiden sind, ist es gerechtfertigt, insbesondere mit Rücksicht auf die mögliche Größe der Nebenspannungen von 20% der Grundspannungen, bei der Beurteilung der wirklichen Knicksicherheit mit einem Exzentrizitätsmaße $m = 0,25$ zu rechnen, entsprechend dem Kraftangriff im Viertel der Kernweite.

7. Bei mittelschlanken Stäben $l:i = 40$ bis 100 wird, im Gegensatz zu den anderen Schlankheitsgraden, durch die Einspannungen der Stabenden die Knickfestigkeit nur wenig erhöht.

Geringe Nachgiebigkeiten der eingespannten Stabenden genügen bei wenig schlanken Stäben, um die Erhöhung der Tragkraft infolge der Einspannung wieder aufzuheben. Da die Knotenbleche eiserner Fachwerke nachgewiesenermaßen sich verformen und bei Überschreitung der Proportionalitäts- bzw. Fließgrenze die Nebenspannungen infolge steifer Knotenverbindungen rasch abnehmen und nicht mehr mit den Hauptspannungen proportional wachsen, ist es logisch, für nicht S-förmig verbogene, auf Druck beanspruchte Fachwerkstäbe (in der Regel Gurturen) bei der Berechnung der Knicksicherheit die ganze theoretische Stablänge und nicht die 0,8-fache als Knicklänge zu Grunde zu legen.

8. Die Kenntnis des Knickbiegefeldes f_k ermöglicht die Ermittlung der Knick-Querkräfte $Q_{max} = P_k \cdot f_k \cdot \frac{\pi}{l}$ und damit die Bemessung der Verbindungen von gegliederten Knickstäben (Vergitterungen, Bindebleche).

9. Für Konstruktionsstähle, deren Druck-Stauchungs-Diagramme höhere oder niedrigere Quetschgrenzen aufweisen, als das ideale, der theoretischen Untersuchung zu Grunde gelegte Diagramm, sind die σ_k -Werte der T.K.V.S.B.-Kurven sinngemäß im Verhältnis der entsprechenden Werte der Proportionalitäts- und Quetschgrenzen zu erhöhen oder zu erniedrigen (Annäherungsverfahren).

Trägt man die auf diese Weise bestimmte theoretische σ_k -Kurve des Si-Stahles für zentrisches Knicken ein, so stimmen die Versuchsergebnisse mit den theoretischen Werten sehr gut überein.

10. Bei exzentrisch gedrückten Stäben wird auch die Knickkraft für die zur Exzentrizitätsebene winkelrechte Richtung abgemindert, und zwar dann, wenn in einem Querschnittselement die Proportionalitätsgrenze überschritten wird. Die Abminderung beträgt bei den untersuchten rechteckigen Querschnitten 25 bis 45%.

Da diese Knicksicherheit vom Schlankheitsgrade des Stabes, von der Exzentrizität des Kraftangriffes und auch von der Querschnittsform abhängig ist, ist jeder Fall für sich zu untersuchen. Von allgemein gültigen Angaben ist bis zur Vervollständigung dieser Untersuchungen Abstand zu nehmen.

11. Beim Kraftangriff, der nach beiden Hauptachsen exzentrisch wird, erleidet die Knicktragkraft einen sehr starken Abfall, der bei den untersuchten Stäben bis zu 55% geht. Da die Verhältnisse hier noch verwickelter sind als beim Ausknicken in der zur Kräfteebene winkelrechten Richtung (s. Punkt 10), so empfiehlt es sich erst recht, vor der Hand von der Aufstellung allgemein gültiger Regeln abzusehen und bis auf weiteres auf Grund der vorliegenden Rechnungsverfahren und Untersuchungsergebnisse die wirkliche Knicktragkraft zu ermitteln bzw. genügend genau einzuschätzen.

12. Eine in der Mitte eines zentrisch gedrückten Stabes wirkende Querbelastung (Seitenlast) vermindert die Knicktragkraft. Diese Abminderung ist abhängig von dem Schlankheitsgrad $l:i$ des Stabes, sowie der Größe der Querbelastung. Die Kurven der Abb. 11 geben den Aufschluß über diese zum Teil sehr große, bis auf 10% heruntergehende Abminderung.

Die Bemessung auf Knicken von zentrisch gedrückten, exzentrisch in einer Hauptachse gedrückten, sowie zentrisch gedrückten und gleichzeitig durch eine in Stabmitte unveränderliche Querbelastung beanspruchten

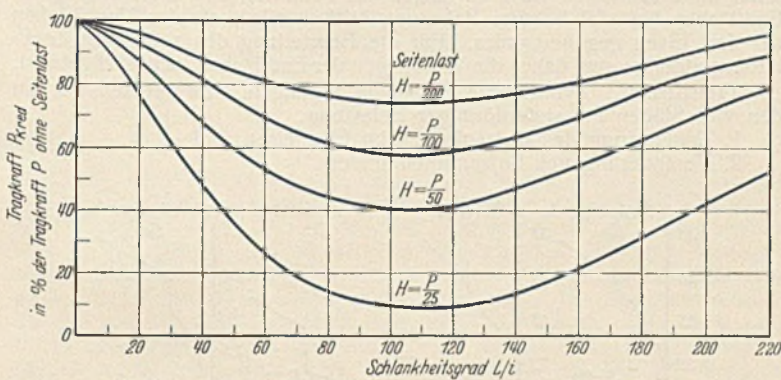


Abb. 11.

Stäben, ist auf Grundlage der Graphikons der Abb. 10 u. 11 in einfacher und klarer Weise möglich. Bei Stabquerschnitten, die von der Rechteckform abweichen, sind die Abminderungen bzw. Erhöhungen der Knickkräfte auf Grund dieses Verfahrens einzuschätzen oder genau zu untersuchen. (Der Fehler ist verhältnismäßig klein, etwa 5 bis 10%.)

Die Prüfung der Knicksicherheit bei exzentrischem Kraftangriff in zur Kräfteebene winkelrechter Richtung, sowie des Knicktragvermögens von nach beiden Hauptachsen exzentrisch gedrückten Stäben, ist bis auf weiteres auf Grund der angegebenen Verfahren von Fall zu Fall durchzuführen, da sich hierüber allgemeine Angaben in einer für die Praxis leicht anwendbaren Weise vor der Hand noch nicht machen lassen.

In der Aussprache wurde die Richtigkeit der grundlegenden Annahmen Engessers und Kármáns bestritten von den Herren Brozsko (Warschau), Chwalla (Wien), Huber (Warschau). Ferner sprachen noch die Herren Engelund (Kopenhagen), Grüning (Hannover), Kayser (Darmstadt), der über seine sehr bemerkenswerten Knickversuche berichtete, Kossalka (Budapest) und Ratzersdorfer (Breslau).

B. 3. Versuche über Lochleibungsdruck.

Der Berichterstatter, Herr Findeisen, Dresden, führte etwa folgendes aus: Die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft hat in den Jahren 1926/27 Versuche zur Nachprüfung des zulässigen Lochleibungsdruckes bei Bolzen- und Nietverbindungen durchführen lassen. Es handelte sich um die Klärung der Bedenken, die gegen die hohen Werte des zulässigen Lochleibungsdruckes erhoben worden sind, da vermutet wurde, daß hierdurch die bleibenden Formänderungen so stark anwachsen, daß sie nicht mehr verantwortet werden können. Diese Aufgabe sollte durch Ermittlung der Formänderungen an einer Anzahl Bolzen- und Nietverbindungen gelöst werden. Nach den Vorschriften der Deutschen Reichsbahn beträgt der zulässige Lochleibungsdruck bei jeder Stahlart (St 37, St 48, St Si) das 2,5fache der zulässigen Normalspannung. Somit wird durch die Zahl 2,5 ein Bereich gekennzeichnet, der bei der Beurteilung der Versuchsergebnisse zu beachten war. Das Verhältnis der beiden Größen $\sigma_{l,zul} : \sigma_{zul}$ wurde α genannt.

Die Probekörper waren durchweg Zugstäbe, bestehend aus doppelt verlaschten Flacheisen mit nur einem Bolzen oder einem Niet auf jeder Seite des Stoßes. Die Bolzen bzw. Niete waren sämtlich 23 mm dick. Auch war die Stärke der Flacheisen und Laschen überall gleich, nur die Breite dieser Eisen und der Endabstand des Loches waren ab und zu verschieden. An diesen Proben wurden nun bei steigender Belastung folgende Formänderungen gemessen:

1. die Erweiterung der Löcher in der Krafrichtung,
2. die Verschiebung des mittleren Flacheisens gegen die beiden Laschen und
3. die Wölbungen der Endflächen des mittleren Flacheisens an der Stoßstelle.

Die eigentlichen Versuche umfaßten sechs Gruppen A bis F.
 Gruppe A. Zylindrische Bolzen- und Nietverbindungen. Von vier Versuchskörpern waren je zwei mit zylindrisch eingepaßten Bolzen und je zwei durch Vernietung verbunden. Mit diesen Stäben waren folgende Versuche vorzunehmen:

1. Bei den beiden verbolzten Proben war durch stufenförmige Belastung das Langziehen der Löcher im mittleren Eisen zu verfolgen.
2. Bei den Nietverbindungen war die Verschiebung der drei Eisen gegeneinander bei stufenförmiger Belastung zu bestimmen.

Die Versuche zu 1. ergaben, daß die Linien für die Locherweiterung einen scharf ausgeprägten Knick haben. Dieser Knick liegt für St 37 im Bereiche von $\alpha = 1,6$ bis 2,0 und für St 48 von $\alpha = 2,0$ bis 2,4. Es erscheint daher bedenklich, mit der Beanspruchung über die Knickstellen hinauszugehen.

Die Versuche zu 2. zeigen für St 37 einen deutlichen Knickpunkt, für St 48 nur eine stetige Krümmung.

Gruppe B. Nietverbindungen. Untersucht wurden zwölf Stäbe, bei denen das Eintreten einer Wölbung auf den Endflächen des Flacheisens beobachtet werden sollte. Die Messungen ergaben, daß die Wölbungen der Endflächen bei den Proben mit dem kleinsten Randabstand $e = 1,75 d$ am frühesten einsetzen, und zwar bei $\alpha = 2,6$. Für die Proben mit dem Randabstand $e = 2,0 d$ ergibt sich $\alpha = 3,0$, und für den Randabstand $e = 2,5 d$ liegen die α -Werte über 3,0. Da man den Randabstand nie unter $2,0 d$ ausführen wird, so zeigen die Versuche, daß die Wölbung der Endflächen bei viel höherer Belastung kritisch wird, als das Verschieben der drei Eisen gegeneinander. Für die Beurteilung des zulässigen Lochleibungsdruckes sind daher die Wölbungen der Endflächen nicht maßgebend.

Gruppe C. Zylindrische Bolzenverbindungen. Zu messen war an den vier Stäben bei stufenförmiger Belastung:

1. Erweiterung des Bolzenloches im Flacheisen und
2. Veränderung des Bolzendurchmessers.

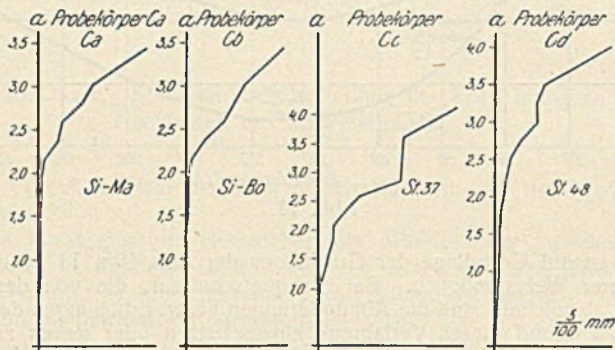


Abb. 12.

Bei sämtlichen Stahlorten zeigte sich, daß die bleibenden Locherweiterungen bei $\alpha = 2,0$ beginnen und von da an bedenklich werden (vergl. Abb. 12).

Gruppe D. Konische Bolzenverbindung mit Schrauben. Zu messen war an den sechs Proben bei stufenförmiger Belastung:

1. die Verschiebung der Laschen gegen den Mittelstab in der Querschnittsebene des Bolzens,
2. die Wölbung der Endflächen des Mittelstabes.

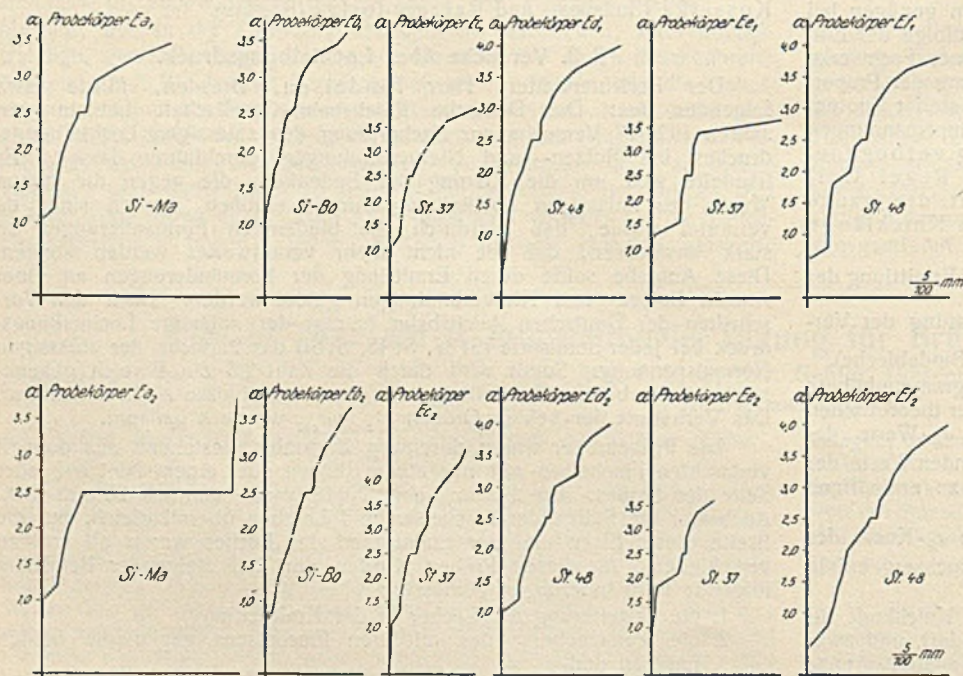


Abb. 13.

Die Versuche ergaben, daß Beanspruchungen, die zu dem Werte $\alpha = 2,5$ führen, unzulässig sind.

Gruppe E. Nietverbindungen. Zu messen war an zwölf Proben bei stufenförmiger Belastung:

1. die Verschiebung der Laschen gegen den Mittelstab und
2. die Wölbung der Endflächen des Mittelstabes. Außerdem sollte nach Erreichung der Laststufe $\alpha = 2,5$ nochmals zwölfmal auf $\alpha = 2,5$ be- und entlastet werden und hierauf die Laschenverschiebung gegen den Mittelstab und die Wölbung der Endflächen nochmals ermittelt werden.

Die zwölfmalige Be- und Entlastung hat gemäß Abb. 13 eine Stauchung oder Verfestigung des Materials zu Folge gehabt. Die Größe der gegenseitigen Verschiebungen der drei Eisen hat bei $\alpha = 2,5$ bereits Werte erreicht, die kaum zuzulassen sind.

Gruppe F. Nietverbindungen. Zu messen war an den vier Proben bei stufenförmiger Belastung:

1. die Spannungsdehnungslinie der Nietstrecke und
2. die Verschiebung des Mittelstabes gegen die Laschen.

Aus den Ergebnissen lassen sich folgende Schlüsse ziehen:

- a) Das elastische Verhalten des ungeschwächten Flacheisens (Gerade E) bleibt in der Nietverbindung innerhalb des Meßbereiches nahezu bestehen, denn die Kurve der gemessenen elastischen Dehnung der Nietverbindung fällt fast mit E zusammen.
- b) Aus den Kurven der bleibenden Dehnung sieht man, daß die Nietverbindung kein einheitlicher Körper ist, sondern von 4 t Belastung an deutliche bleibende Formänderungen erleidet.
- c) Die Nachgiebigkeit ist anfangs bei allen Stählen gleich groß.

Schlußbemerkung: In den kritischen Werten von α ist die Frage der Sicherheit noch nicht erwogen worden. Die vorliegenden Versuche ergaben, daß dann, besonders für die Bolzenverbindungen, der zulässige Wert $\alpha = 2,5$ zu hoch ist.

In der Aussprache legte Herr Gehler, Dresden, die Grundgedanken dar, die ihn 1925 dazu veranlaßt hatten, diese Versuche anzulegen:

1. Die Nietverbindungen sind (vergl. Referat B. I) nicht ein statisches, sondern ein plastisches Problem. Leider sind proportionale Beziehungen bei diesen plastischen Erscheinungen nicht mehr vorhanden. Deshalb sei es auch nicht zulässig, in folgender Weise zu schließen: Weil für St 37 der Lochleibungsdruck $\sigma_l = 2,5 \sigma_{zul}$ sein darf, muß diese Beziehung auch für St Si zutreffen, für den also $\sigma_l = 2,5 \cdot 2100 = 5250 \text{ kg/cm}^2$ sein müßte. Vom praktischen Standpunkte aus betrachtet, besteht die Kernfrage darin, ob bei derartigen Beanspruchungen die Nietlöcher unrund und die Niete im Betrieb locker werden können, so daß sie vorzeitig erneuert werden müßten.

2. Zwischen Bolzen und Nieten ist ein wesentlicher Unterschied. Der Schaft, der beiden gemeinsam ist, wird im plastischen Bereich verbogen. Beim Niet müssen die Verbiegungen infolge der sogen. Klammerwirkung der Nietköpfe wesentlich kleiner als beim Bolzen sein. Die Nietköpfe pressen sich nämlich in die äußeren Flächen der Laschen ein und bewirken somit eine Art Einspannung des Nietschaftes. Diese günstige Wirkung verleiht dem Niet eine etwa um 75% höhere Tragfähigkeit, als sie der Bolzen hat.

3. Benutzt man die Ergebnisse der neuen Plastizitätsforschung nach Girtler, Mises und Schleicher, so erhält man eine Darstellung, in der als Ordinaten die Werte $y = \sigma_e = \sqrt{2EA}$ und als Abszissen die Werte des hydrostatischen Druckes $p = \frac{1}{3}(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)$.

3) Siehe W. Gehler, Taschenbuch für Bauingenieure, 5. Aufl., Bd. I, Kap. Festigkeitslehre, S. 251.

Mit Hilfe einer solchen Darstellung ist es Herrn Gehler gelungen, die Ergebnisse unserer Nietversuche hinsichtlich des Beginns des Fließens vorauszusagen.
 4. Unsere bisherigen Versuche haben jedenfalls schon das Ergebnis gezeigt, daß bei Bolzen und insbesondere auch bei konischen Bolzen erhöhte Vorsicht geboten ist. Hier sind die Bedenken, die Herr Gehler in Übereinstimmung mit Herrn Bleich erhoben hat, voll berechtigt. Für Bolzen darf s. E. als höchster vertretbarer Wert des Lochleibungsdruckes $\sigma_l = 1,5 \sigma_{zul}$ angenommen werden.

5. Ferner ergibt sich aus unseren Nietversuchen die Mahnung, den Endabstand der Niete nicht zu klein zu wählen. In der Druckzone bildet sich ein scharf umrissenes Gebiet plastischer Verformung aus, das etwa von einer Ellipse begrenzt wird. Der äußerste Punkt, also der Ellipsenscheitel, liegt bei den hier untersuchten zweischnittigen Nietverbindungen im Stabe etwa um $1,5 d$ von der Lochmitte entfernt. Somit ist als Randabstand $2,0 d$, besser $2,5 d$, dringend zu empfehlen.

6. Die Frage des zulässigen Lochleibungsdruckes der Niete ist heute noch nicht entschieden. Herr Gehler schließt aus Abb. 12 u. 13, daß er bis auf weiteres keinen höheren zulässigen Lochleibungsdruck als $\sigma_l = 2,0 \sigma_{zul}$, insbesondere für St Si annehmen wird. Diese Streitfrage kann erst dann endgültig entschieden werden, wenn die Ergebnisse der in Stuttgart auf An-

regung von Herrn Schaechterle zurzeit im Gange befindliche Versuche vorliegen werden.)⁴⁾

An der weiteren Aussprache beteiligten sich die Herren Dörnen (Derne) und Weidmann (München), die beide für die Beibehaltung der jetzigen Reichsbahnbestimmungen mit $\sigma_1 = 2,5 \sigma_{zul}$ eintraten.

Sektions-Vorträge,

die von den Rednern angemeldet worden waren, wurden an den folgenden beiden Tagen, 26. und 27. September, gehalten. Da diese Darbietungen in den Fachzeitschriften veröffentlicht werden, seien hier jeweils nur Name und Thema angeführt.

H. Schmuckler, Berlin: Stahlkonstruktionen für den Wohnungs- und Hochbau; P. Joosting, Utrecht: Die Eisenbahnbrücke über den Koningshaven in Rotterdam; F. Zelisko, Wien: Tragwerke und Hochbauten bei den neuen Personenseilbahnbahnen in Oesterreich; J. Melan, Prag: Die neue Elbebrücke bei Außig; A. Hawranek, Brünn: Probleme des Großbrückenbaues; Fücksel, Berlin: Über elektrisches Schweißen im Eisenbau; Kriwoschein, Prag: Anwendung der genauen Theorie von Bleich auf die Berechnung von Hängebrücken mit drei Öffnungen; Bernhard, Berlin: Neuere Messungen dynamischer Brückenbeanspruchungen;⁵⁾ G. Seckler, Straßburg: Fahrtafel aus Eisenbeton auf eisernen Brücken unter Eisenbahngleisen; A. Doernen, Derne: Ver-

⁴⁾ Vergl. „Die Bautechnik“ 1928, Heft 7. u. 8.

⁵⁾ S. „Die Bautechnik“ 1928, Heft 41, Beilage „Der Stahlbau“ 1928, Heft 13, S. 145.

besserung der Nietverbindungen; K. Bernhard, Berlin: Vollwandige oder Fachwerkfüllungen eiserner Tragwerke vom künstlerischen, konstruktiven und wirtschaftlichen Gesichtspunkte aus; R. Schuhmann, Wien: Erfahrungen bei der Erhaltung von Straßenbrücken; H. Kulka, Hannover: Über die angreifenden Kräfte im Eisenwasserbau; L. Karner, Zürich: Die statischen und wirtschaftlichen Fragen bei der Anwendung von Kabelzugbändern für weitgespannte Bogenbrücken; L. Kopeček, Pilsen: Der Eisenbau in der tschechoslowakischen Republik mit besonderer Berücksichtigung des Wettbewerbes um einen Entwurf der Nusler-Brücke in Prag; J. Beke, Budapest: Neuartige Verwendung des versteiften Stab-bogens bei der Straßenbrücke in Győr in Ungarn; P. Eberspächer, Eßlingen: Glasdächer und Korrosion; E. Chwalla, Wien: Die Stabilität zentrisch und exzentrisch gedrückter Stäbe aus Baustahl; J. Brummer, Resita: Neue Methode der Aufstellung hoher Fachwerksäulen und -maste mittels Doppelhebel; E. Erhard, Wien: Konstruktionsentwurf für den Bau der Sängerbundes-Festhalle, Wien 1928.⁶⁾

Durch die reiche Fülle wertvoller fachwissenschaftlicher Darbietungen ist die Wiener Tagung für jeden Teilnehmer zu einem Erlebnis geworden. Die Eröffnungsfeier in der Hofburg, der Empfang durch den Verkehrs- und Handelsminister in Schönbrunn, der Festabend beim Bürgermeister der Stadt Wien, sowie der Ausflug nach dem Semmering und der Raxalp brachten unvergeßliche Eindrücke. Als nächster Tagungsort des Internationalen Kongresses für Brücken- und Hochbau 1931 oder 1932 wurde Paris gewählt.

⁶⁾ Vergl. „Die Bautechnik“ 1928, Heft 33.

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W8). Das am 24. November ausgegebene Heft 22 (I R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Dr. Heymann: Das Problem der Kleinstwohnung. — Dr.-Ing. H. Delius: Die städtebauliche Bedeutung des Tempelhofer Westfeldes. — Ein Bauungsplan-Entwurf zu einer Gartenvorstadt für Quedlinburg.

11. Deutscher Baupolizeitag 1928 in Dresden, veranstaltet von der Vereinigung der höheren technischen Baupolizeibeamten.¹⁾ In der öffentlichen Versammlung wies der Vorsitzende, Stadtrat Dr.-Ing. Küster, auf den wachsenden Aufgabenkreis der Baupolizei hin und betonte, daß die Öffentlichkeit ihre Bedeutung noch nicht in vollem Umfange erkenne und würdige.

Alsdann sprach Stadtbaurat Dr.-Ing. Schmidtman, Stuttgart, über „die strafrechtliche Verantwortlichkeit der Baupolizeibeamten“. Die heutigen Zustände im Hochbau, insbesondere die Hast bei der Ausführung, erschweren die Tätigkeit des technischen Baupolizeibeamten und setzen ihn der Gefahr aus, in die gerichtliche Verfolgung von Bauunfällen mit hineingezogen zu werden. Der Redner erörterte die Verstöße gegen allgemein anerkannte Regeln der Baukunst und die Vergehen der fahrlässigen Körperverletzung und fahrlässigen Tötung in ihrer Beziehung zum Baupolizeibeamten und bot eine Reihe von Anregungen zur Klärung des Problems.

Oberingenieur Dipl.-Ing. Wittig, Magdeburg, behandelte das Thema: „Die Erschütterungen der Gebäude durch Verkehrseinflüsse und die Maßnahmen zu ihrer Abwehr“.

Er wies zunächst auf die Notwendigkeit planmäßiger Untersuchungen hin, durch die allein über die Wirkungen der Verkehrsstöße auf benachbarte Gebäude Klarheit zu erlangen sei. Er stellte fest, daß die für Erdbebenmessungen vorhandenen Instrumente und Skalen bei ihrer Anwendung auf Verkehrsbeben zwar Mängel zeigten, aber zunächst genügten, um sich in das Neuland der Verkehrsbeben hineinzuarbeiten. Sodann erläuterte er die Umstände, die einen Einfluß auf die Stärke der Erschütterungen haben. Als Maßnahmen zu ihrer Abwehr schlug er u. a. vor: geräuschlose Pflasterung, elastische Bettung von Gleisanlagen, Geschwindigkeitsregelung, Herstellung starken Mauerwerks und kräftiger Balkenlagen bei den Gebäuden, Verbot der Benutzung von Vollgummireifen für schwere Fahrzeuge.

Anschließend berichtete Baurat Thein, Hamburg, über die seismometrische Methode der Erschütterungsmessung und ihre praktische Anwendung bei Verkehrserschütterungen usw. und erläuterte die Schädlichkeit der Erschütterungen je nach ihrer Herkunft, sowie die sehr beschränkte Anwendungsmöglichkeit der empirischen und absoluten Erdbebenstärkeskalen. Der Baupolizei sei in der Anwendung seismometrischer Untersuchungstechnik ein neues Mittel an die Hand gegeben, um nicht nur bei Beschwerden einwandfreie Entscheidungen zu treffen, sondern auch den Grad der Schädlichkeit der Erschütterungen für die Gebäude zur Abwendung der Gefahren rechtzeitig festzustellen.

Sodann sprach Ministerialrat Dr.-Ing. Schubart, Berlin, über die „Baupolizei in den Vereinigten Staaten von Amerika“.

Das starke Streben in Amerika nach Besitz und Reichtum führt dort dazu, die persönliche Freiheit des Bürgers möglichst wenig zugunsten staatlicher Ämter zu beschränken. In den Sozialgesetzen ist von obrigkeitlicher Fürsorge nicht viel zu spüren, Bauarbeiterschutzvorschriften findet man in den Bauordnungen nicht. Die Baupolizei liegt in den Händen der Staaten und Städte, Rahmenvorschriften erläßt die Bundes-

regierung. Die Baupolizeiverwaltungen sind vorwiegend technische Einrichtungen. Die Bauordnungen baut man nicht wie bei uns auf der Grundlage allgemeiner Gesetze auf, sondern man macht sie zum Gegenstand von Sondergesetzen. Die Mitarbeit privater Fachleute bei ihrer Vorbereitung sichert den Baugesetzen größere Volkstümlichkeit als bei uns. Dispense von Mindestforderungen gibt es nur selten. Die Baupläne müssen bis ins kleinste durchgearbeitet sein, dann werden sie aber auch sehr rasch, in wenigen Tagen, genehmigt. Auf die Kontrolle der Bauausführungen wird großer Wert gelegt. Abweichungen von den genehmigten Plänen werden schwer geahndet. Die technischen Beamten haben eine große Machtfülle, für die Zeit ihrer Tätigkeit müssen sie hohe Kauttionen stellen.

Der Redner gab zum Schluß eine Reihe von Anregungen zur Änderung des baupolizeilichen Verfahrens in Deutschland, im Hinblick auf die Verhältnisse in Amerika, die aber nicht in jeder Beziehung mustergültig sind und sich nicht ohne weiteres als Vorbild für Deutschland verwenden lassen.

Zum Schluß sprach Baurat Stern, Köln, über „den heutigen Stand der Baukontrolle bei Eisenbetonarbeiten“. Die von ihm aufgestellten Richtlinien für die Einführung der vom Deutschen Beton-Verein ausgearbeiteten „Vorläufigen Leitsätze für die Baukontrolle im Eisenbetonbau“ sollen ihren endgültigen Wortlaut in einer nochmaligen Ausschußberatung erhalten.

Der Ausbau der österreichischen Wasserkräfte. Das österreichische Wasserkraft- und Elektrizitätswirtschaftsamt veröffentlicht auf Grund amtlicher Angaben und in Zusammenarbeit mit dem Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft eine Statistik über den Ausbau der Großwasserkräfte Österreichs. Die Übersicht umfaßt die Wasserkraftanlagen von mindestens 500 PS, soweit sie im Jahre 1918 bereits vorhanden waren, in den Jahren 1919 bis 1927 neu errichtet wurden und soweit sie seit Beginn des Jahres 1928 in Angriff genommen sind, schließlich auch den Stand der Hochspannungsfernleitungen.

Im Jahre 1918 wurden 43 Stromlieferungsunternehmen, 93 Eigenanlagen und 4 Bahnkraftwerke oder insgesamt 140 Kraftwerke gezählt. Ende 1927 waren 233 Anlagen vorhanden, von denen 83 Stromlieferungsunternehmen, 142 Eigenanlagen und 8 Bahnkraftwerke sind. Die Jahresmittelleistung stieg von 233 634 PS auf rd. 500 000 PS, die Wasserkraftleistung von 321 660 PS auf 1 102 757 PS und das größte Arbeitsvermögen von 1283 Mill kWh auf 2795 Mill. kWh. Die Zahl der Anlagen ist in Niederösterreich und Wien von 26 auf 44 gestiegen, in Kärnten von 20 auf 39, in Oberösterreich von 20 auf 34. In Vorarlberg hat sich die Leistung nahezu vervierfacht, dann folgen Tirol, Kärnten, Niederösterreich mit Wien und Oberösterreich. Die Zahl der Eigenanlagen ist von 93 auf 142 gestiegen und deren jährliche Arbeitsleistung ist etwa gleich der Hälfte derjenigen von Stromlieferungsunternehmen. Von diesen Eigenanlagen entfallen 11 auf die Herstellung von Aluminium, Karbid, Ferrosilizium und sonstige chemische Erzeugnisse, 59 auf Sägewerke, die Papier-, Pappe- und Holzstoffindustrie, 46 auf Berg- und Hüttenwerke sowie die Maschinen- und Metallindustrie, 19 auf die Textilindustrie und 7 auf die Baustoff- und Glasindustrie. Die Bahnkraftwerke verteilen sich auf Salzburg, Niederösterreich mit je einem Werk, sowie auf Tirol, Vorarlberg und Kärnten mit deren je zwei. Die Baulänge der Hochspannungsfernleitungen ist von 2712 km im Jahre 1918 auf über 10 000 km im Jahre 1927 ausgebaut worden. Wu.

Landstraßenbrücke in den Nord-Carolina-Bergen. Im Zuge der Asheville-Spartanburg-Landstraße ist kürzlich nach einem Bericht in Eng. News-Rec. vom 26. Juli 1928 von der Landstraßen-Kommission des

¹⁾ Vergl. „Die Bautechnik“ 1928, Heft 37.

Staates Nord-Carolina eine Betonbrücke fertiggestellt worden, die sich durch eine besonders schöne Linienführung der Bogen auszeichnet.

Die Brücke führt über eine tiefe Schlucht und liegt talwärts von einer Stauwand. Das Flußbett des Tales ist für gewöhnlich trocken, da das abfließende Wasser des Staubeckens durch ein unter der Brücke hindurchführendes Rohr zu Tal nach dem Kraftwerk geleitet wird. Die Gründung der Pfeiler konnte daher ohne besondere Wasserhaltungen vorgenommen werden.

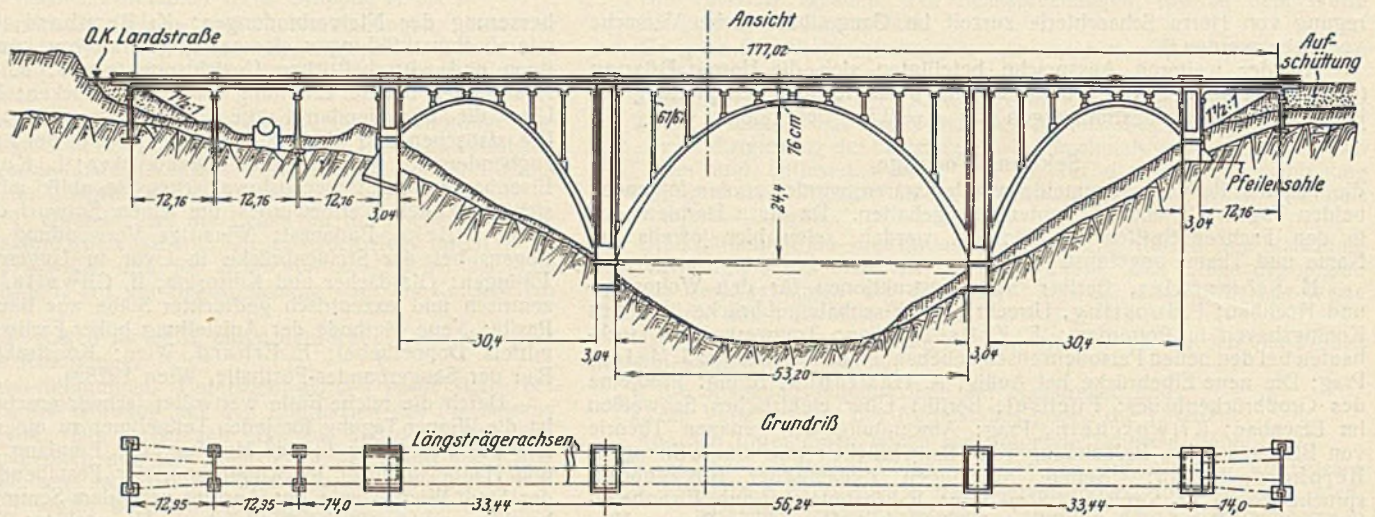
Die Gesamtlänge der Brücke beträgt etwa 177 m, die Spannweiten der Bogen und der seitlichen Anschlüsse sind aus der Abbildung ersichtlich. Die symmetrische Mittelöffnung von 53,2 m Spannweite liegt im Scheitel etwa 41 m über der Talsohle bei einer Pfeilhöhe von rd. 24,4 m. Sie besteht ebenso wie die seitlichen unsymmetrischen Druckbogen aus je zwei Gurten, die im Scheitel des Mittelbogens 125 cm breit und 76 cm hoch sind. Die Achsen der Gurte liegen etwa in 5 m Abstand voneinander. An den Fußpunkten der Fahrbahnstützen sind die Gurte durch biegungsfeste Stäbe verbunden. Die Stützen haben einen Querschnitt von 61 × 61 cm. Sie tragen die auf drei Längsträgern ruhende Fahrhanddecke, die über je zwei Spannweiten ununterbrochen durchläuft.

Neben der etwa 6 m breiten Fahrbahn kragen seitliche Fußstege aus. In den beiden Endöffnungen erweitert sich die Fahrbahn auf etwa 9 m. Die Endöffnungen der Balkenbrücken haben daher vier Längsträger erhalten. Die Mittelöffnung wurde in fünf und jeder Seitenbogen in je drei Abschnitten betoniert. Der Baustoff wurde von einem Kabel aus zugeführt, das über der Brückenachse etwa 210 m frei gespannt war. Der Bau wurde zum großen Teil während des Winters ausgeführt, so daß bei dem Mischen des Betons warmes Mischwasser benutzt werden mußte.

Eine Kanalverbindung zwischen Wolga und Don. Die Wolga-Flotte bestand 1912 aus 3300 Dampfern und 6998 anderen Schiffen mit einem Tonnengehalt von 8,5 Mill. t. 1913 wurden 25 Mill. t Fracht auf der Wolga befördert, während die russischen Eisenbahnen zusammen nicht mehr als 130 Mill. t zu befördern hatten. Der Umstand, daß die Wolga in das Kaspische Meer mündet, bringt sie in Verbindung mit dem wichtigen Hafen Baku. Aber das Kaspische Meer ist ein Binnenmeer, und es fehlt der Wolga ein Ausgang, auf dem ihre Schiffe auf die Weltmeere gelangen könnten. Da kommt es ihr zu statten, daß sie sich bis auf etwa 50 km dem Don nähert, der sich in das Schwarze Meer ergießt und dadurch in schiffbarer Verbindung mit dem Mittelmeer und weiterhin mit den die Ozeane durchquerenden Schifffahrtswegen steht. Schon im 16. Jahrhundert wurde der Plan erörtert, beide Flüsse durch einen Kanal miteinander in Verbindung zu bringen, der Mangel an Geldmitteln und auch an technischer Erfahrung ließ ihn aber nicht zur Ausführung kommen. Neuerdings ist er nach einer Mitteilung in „Engineering“ wieder aufgegriffen worden. Der Ausgangspunkt an der Wolga würde in der Nähe von Stalingrad liegen, einer Stadt etwa 400 km oberhalb der Mündung. Der Don würde bei Kalach erreicht werden. Der Kanal würde bei dieser Linienführung etwa 100 km lang werden. Der Don müßte auf eine Länge von etwa 500 km durch Einbau von Schleusen zur Aufnahme der Wolga-Schiffe ausgebaut werden, und in seinem Mündungsgebiet müßte weiter ein Kanal von Rostow bis Taganrog angelegt werden.

Die Kosten für die Durchführung dieser weit ausschauenden Planungen werden auf 130 bis 150 Mill. Rubel (275 bis 305 Mill. R.-M.) geschätzt. Die jährlichen Unterhaltungskosten der Wasserstraßen, die ein Großschiffahrtsweg im wahren Sinne des Worts sein würden, sind mit 5 Mill. Rubel (10 Mill. R.-M.) anzusetzen. Man glaubt aber, diese Kosten aufwenden zu dürfen, weil dadurch namentlich die Beförderung von Kohle aus dem Donez-Becken in das Gebiet der Wolga sehr verbilligt werden würde, während gleichzeitig bei der Ausfuhr von Rohstoffen, wie Holz, Getreide u. dergl., Öl aus Baku usw., erhebliche Ersparnisse gegenüber der Beförderung auf Schienen zu erzielen wären, so daß in zehn Jahren die Baukosten getilgt und die Unterhaltungskosten gedeckt werden könnten, eine Erwartung, die wohl über das Ziel hinaus schießt, ohne daß damit die Bedeutung des andeutungsweise geschilderten Planes verkannt werden soll.

Technische Hochschule Hannover. Die akademische Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber wurde verliehen dem technischen Direktor des Werkes Brückenbau C. H. Jucho, Eduard Schellewald zu Dortmund, in Anerkennung seiner großen, durch Anwendung wissenschaftlicher Methoden erworbenen Verdienste um die wirtschaftliche Betriebsführung im Eisenbau.



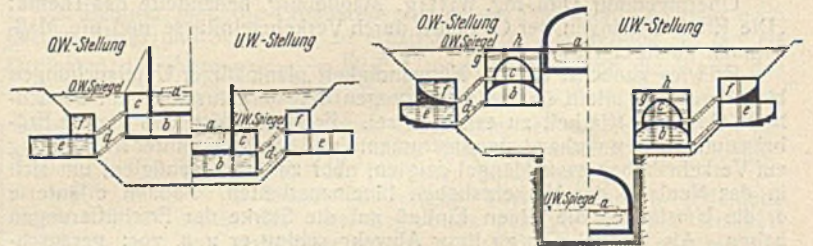
Bauunglück in Vincennes. Hierüber hat auf Anfragen Herr Zivil-Ingenieur Henry Lossier in Argenteuil bei Paris dem Deutschen Beton-Verein (E. V.) folgendes mitgeteilt:

Es handelt sich um ein Bauwerk, dessen Traggerüst nicht aus Eisenbeton bestand, sondern aus Eisenschwelle, d. h. aus Stützen in Eisenkonstruktion mit Ziegelausmauerung. Lediglich die Decken waren aus Eisenbeton hergestellt. Das Bauwerk wurde durch eine italienische Bauunternehmung ausgeführt ohne die Mitwirkung eines Architekten und unter Bedingungen, die auf den ersten Blick vollkommen mangelhaft erschienen, sowohl bezüglich der Gründung als auch der Baustoffe. Es handelt sich also keinesfalls um einen normalen Bau. Nach dem Ergebnis der letzten Untersuchung scheint es, daß das Bauwerk infolge der zu schwachen eisernen Innenstützen, die den Eisenbeton trugen, eingestürzt ist. Die Gründung scheint ebenfalls unsicher zu sein.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Schwimmender Schleusentrog mit einer oder mehreren Belastungskammern. (Kl. 84b, Nr. 457 466 vom 30. 1. 1926, von Leopold Rothmund in Stuttgart.) Um den Schleusentrog und mit ihm die Schiffsgelände mit Hilfe von Belastungswasser im Oberwasser der Haltung so zu heben und zu senken, daß nur die für die Beschleunigung und Verzögerung des Troges und für die Überwindung der bei der Trogbewegung auftretenden Reibungskräfte erforderliche Arbeit aufgewendet wird, wird der Trog *a* so gebaut, daß sein Gewicht einschließlich des Gewichtes der Wasserfüllung und der Belastungskammern *b*, *c* gleich ist dem Auftrieb, den er in der Oberwasserstellung erfährt. Bei dieser Troglage sind die Belastungskammern entleert, das Pendelwasser befindet sich vollständig in den Gegenbehältern *e*, *f*, und die Wasserspiegel der Belastungskammern



und Gegenbehälter liegen in gleicher Höhe. Wird der Trog *a* gesenkt, so beginnt das Wasser durch die Verbindungsleitungen *d* aus den Gegenbehältern *e*, *f* in die Belastungskammern *b*, *c* überzufließen, und man erreicht durch entsprechende Höhenanordnung und Formgebung der Belastungskammern und Gegenbehälter, daß das Troggewicht sich bei jeder Änderung der Schwimmlage um ebensoviel vermehrt bzw. beim Heben vermindert wie der Auftrieb.

Bei gewölbter Trogdecke *a* sind auch Belastungskammern und Gegenbehälter im Inneren entsprechend gewölbt. Nach vollzogener Eintauchung befindet sich das Pendelwasser in den Belastungskammern, und die Gegenbehälter sind entleert. Der oben geschlossene Trog schwebt eingetaucht bis zur Unterwasserstellung wie die sogenannte Tauchschleuse. Die Kammern und Behälter sind außerdem mit Luftrohren versehen, die das Zu- und Ausströmen von Luft ermöglichen, solange der Trog nicht völlig untergetaucht ist.

INHALT: Bemerkenswerte Hallenbauten in Holz. — Die Straßenbrücke über die Donau bei Novi-Sad (Fortsetzung). — Bericht über die II. Internationale Tagung für Brücken- und Hochbau in Wien (Schluß). — Vermischtes: Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen. — 11. Deutscher Baupollzeitung 1928 in Dresden. — Ausbau der österreichischen Wasserkraft. — Landstraßenbrücke in den Nord-Carolina-Bergen. — Kanalverbindung zwischen Wolga und Don. — Technische Hochschule Hannover. — Bauunglück in Vincennes. — Patentschau.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.