

DER BAUINGENIEUR

12. Jahrgang

1. Mai 1931

Heft 18/19

WETTBEWERB DREIROSENBRÜCKE BASEL.

EIN MARKSTEIN IN DER ENTWICKLUNG DER BALKENBRÜCKEN.

Eindrücke von einem Besuch der Ausstellung der Wettbewerbsentwürfe in Basel.

1. Einleitung.

Der starke Verkehr zwischen den zu beiden Seiten des Rheins gelegenen Stadtteilen Großbasel (links) und Kleinbasel (rechts), sowie der seit dem Weltkrieg immer stärker anwachsende Durchgangsverkehr in der Nord-Südrichtung belastet die drei Basler Rheinstraßenbrücken sehr stark. Eine vierte Überbrückung des Rheins soll dem Verkehr zwischen den stromab gelegenen Stadtteilen die beträchtlichen Umwege ersparen und die bestehenden Brücken, vor allem die Johanniterbrücke, entlasten.

Die Stadt Basel besaß bereits zu Beginn des 13. Jahrhunderts eine feste Rheinbrücke. Es war dies eine Holzbrücke, die erst 1903 durch eine massive Brücke ersetzt wurde. Vgl. die Zusammenstellung der in Basel bestehenden Rheinstraßenbrücken Abb. 1: Neue mittlere Rheinbrücke.

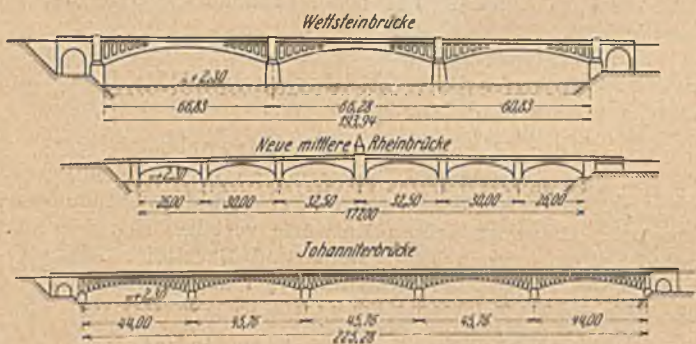


Abb. 1. Die Rheinstraßenbrücken in Basel.

Im Gebiet des Kantons Basel-Stadt sind noch zwei weitere Rheinstraßenbrücken vorhanden, die Johanniterbrücke und die Wettsteinbrücke, beide Brücken mit eisernen Bogen unter der Fahrbahn. Stromauf liegt an der Stadtgrenze noch die eingleisige Eisenbahnbrücke der Umgebungsbahn Basel Bad. Bf.—Basel Zentralbahnhof. Es ist dies ein Fachwerkbalken über vier Öffnungen, mit parallelen Gurten und vierfachem Strebenzug.

Zur Erlangung von Entwürfen für die neue Brücke, die im Zug der Dreirosenstrasse—Voltaplatz—Voltastrasse festgelegt wurde, schrieb das Baudepartement des Kantons Basel-Stadt einen internationalen Wettbewerb aus. Neben dem Entwurf für die eigentliche Brücke wurden auch Vorschläge für die Ausgestaltung der Zufahrten und Straßenanschlüsse auf beiden Seiten des Rheins gefordert. Über die Kosten sagen die Wettbewerbsbedingungen: „Da die Brücke in eine Industriegegend zu liegen kommt, so wird bei der Beurteilung der Projekte besonderes Gewicht auf eine in finanzieller Hinsicht günstige Lösung gelegt. Den städtischen Verhältnissen ist immerhin gebührend Rücksicht zu tragen.“

Jedem Entwurf mußte ein bindendes Angebot für die Ausführung des ganzen Bauwerkes zwischen Voltaplatz und Beginn der Rampe auf dem rechten Ufer beiliegen. Vom Angebot waren außer den Rampen nur ausgeschlossen der Hartgußasphalt der Fahrbahn und Fußwege, die Straßenbahngleise, das Dichten der Rohrleitungen, Einziehen der Kabel, sowie die Beleuchtungskörper samt Zuleitungen.

Das Preisgericht konnte mit einfacher Stimmenmehrheit darüber entscheiden, welcher der eingereichten Entwürfe zur Ausführung vorgeschlagen werden sollte. Über die Vergebung des Bauwerkes sagt das Wettbewerbsprogramm: „Die Behörde beabsichtigt, den mit dem ersten Preis ausgezeichneten Entwurf unter Berücksichtigung der eventuell vom Preisgericht gemachten Abänderungsvorschläge von den anbietenden Firmen ausführen zu lassen, nachdem sie sich von der Leistungsfähigkeit derselben überzeugt hat. Es müssen aber unter allen Umständen mehr als die Hälfte der im Angebot enthaltenen Gesamtarbeiten an schweizerische Firmen vergeben werden. . . . Die prämierten und angekauften Entwürfe gehen in das unbeschränkte Eigentum der Stadt Basel über.“

Dem Preisgericht stand zur Prämierung und zum Ankauf von höchstens sieben Entwürfen ein Betrag von 80 000 Franken zur Verfügung, der unter allen Umständen verteilt werden sollte. Dies bot zusammen mit den oben genannten Bedingungen des Programms einen starken Anreiz zur Beteiligung an dem Wettbewerb.

2. Technische Bedingungen des Wettbewerbs.

Die Steigung der Brückenfahrbahn ist mit 2,5% begrenzt, für die Rampen dagegen keine Vorschrift gegeben. In Brückenmitte ist eine parabelförmige Ausrundung des Langsprofils auf 80 m Länge gefordert.

An beiden Ufern des Rheins liegen Eisenbahngleise, die die dort vorhandenen Umschlageinrichtungen bedienen (Rheinhafen St. Johann und Rheinquai Klybeck). Dazu kommen am linken Ufer die Anschlußgleise für das städtische Gaswerk und den Schlachthof. Nach dem geplanten Ausbau der beiden Rheinufer als Hafen wird der Rhein in der Umgebung der Dreirosenbrücke lebhaften Schiffsverkehr zu bewältigen haben. Da die Brücke über dem Hafenbecken liegt, fordert die Rheinschiffahrtsdirektion in der Mitte des Stroms eine Öffnung von 100 m lichter Weite und auf mindestens 80 m Breite eine Höhe der Konstruktionsunterkante von 7 m über dem höchsten schiffbaren Wasserstand (H. S. W. Kote + 2,30¹). Zu beiden Seiten waren ferner Schiffsöffnungen von mindestens je 45 m lichter Weite und 6 m Höhe verlangt. Weiter war auf jedem Ufer ein Treidelweg von 1,50 m Breite vorzusehen. Das Wettbewerbsprogramm verlangt demgemäß für die Strombrücke eine oder drei Öffnungen. Die Gründe, weshalb eine Brücke mit zwei Öffnungen ausgeschlossen wurde, sind nicht ersichtlich. Neben der Straße (Unterer Rheinweg) und den Fußwegen sollen auf Kleinbasler Seite noch zwei normalspurige Eisenbahngleise unterführt werden, wofür im ganzen eine lichte Weite von mindestens 22,5 m erforderlich ist. Der Untere Rheinweg soll durch eine Treppe mit der Brückenrampe verbunden werden. Vorschläge für die Ausnutzung des Raums unter der Rampe und die Gestaltung des Dreirosenareals sind erwünscht.

Bei der Gestaltung der Anlage am linken Ufer ist auf den Gleisanschluß für den Schlachthof Rücksicht zu nehmen. Das Gleis ist evtl. in einem Tunnel unter dem Voltaplatz durchzuführen.

¹ Alle im folgenden angegebenen Höhen beziehen sich auf den Nullpunkt des Basler Pegels = 243,563 über N. N.

Die Breite der Brückenfahrbahn beträgt 12 m, die der Fußwege je 3 m. Der Fahrbahnbelag ist eine 5 cm starke Hartguß-Asphaltschicht, auf den Fußwegen eine solche von 2 cm Dicke. In der Mitte der Straße sind zwei Straßenbahngleise von 1 m Spur vorzusehen. Mit der Brücke ist eine große Zahl von Leitungen verschiedener Art überzuführen, die leicht zugänglich sein müssen.

Während der Bauzeit ist eine Schiffsfahrtsöffnung von 40 m Breite und 6 m lichter Höhe (Kote + 8,30) über dem H. S. W. freizuhalten.

Die Stropfpeiler sind auf den blauen Letten zu gründen (Kote - 14,0), die Widerlager auf den gewachsenen Kiesboden, wobei bis Kote - 8,0 Vorkehrungen gegen Unterkolken zu

Für Beton und Eisenbeton gilt folgendes:

a) Normaler Beton mit einer Würfelstärke nach 28 Tagen von 200 kg/cm², ± 25% größte Abweichung vom Mittelwert. Die zulässige Druckbeanspruchung ist bei achsialem Druck 40 kg/cm², für Randspannungen 50 kg/cm². Der Zuschlag für Rippen in der Nähe von Stützen beträgt 0,05 (1200 - σ_c), höchstens 15 kg/cm². Die zulässige Schubspannung bei einfacher Biegung ist τ_{zul} = 3 kg/cm². Die Biegungszugspannung im Beton soll 30 kg/cm² nicht überschreiten.

b) Hochwertiger Beton mit einer Würfelstärke nach 28 Tagen von 350 kg/cm², ± 25% Toleranz. Die zulässige Druckbeanspruchung beträgt für zentrischen Druck 70 kg/cm², für Randspannungen 85 kg/cm². Der Zuschlag für rechteckigen

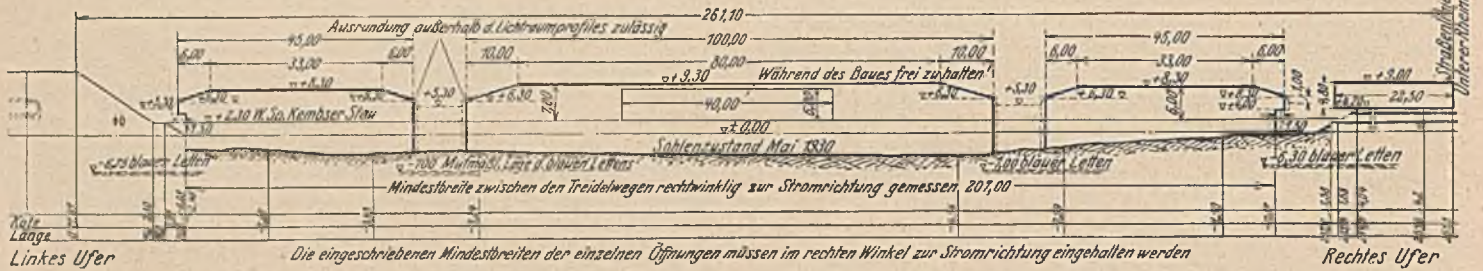


Abb. 2. Längsprofil in der Brückenachse mit den freizuhaltenden Profilen.

treffen sind. Die Bodenpressung an den Kanten darf bei Gründung auf dem blauen Letten 6 kg/cm² bzw. bei Gründung auf dem Kiesboden 4 kg/cm² nicht übersteigen, wobei der Auftrieb nicht abzuziehen ist.

Für die statische Berechnung schreibt das Wettbewerbsprogramm u. a. folgendes vor: Die Fahrbahnkonstruktion ist zu belasten durch einen zweiachsigen Straßenbahnwagen von 22 t Gewicht je Gleis, daneben zwei Lastwagen mit je 16 t Gewicht, die restliche Fläche mit Menschengedränge von 500 kg/m². Soweit ungünstiger, ist mit einem Lastwagen von 30 t Gewicht, ohne Menschengedränge, zu rechnen. Für die Hauptträger: Fußweg und Fahrbahn haben eine gleichmäßig verteilte Last von 500 kg/m² bei Stützweiten bis L = 50 m,

500 - $\frac{10}{15}$ (L - 50) kg/m² für 50 ≤ L ≤ 200 m und 400 kg/m² für L > 200 m. Die Straßenbahngleise sind mit Zügen bis zu je 12 Wagen von 20 t Gewicht (Wagenlänge 9,5 m) zu belasten.

Alle Lasten sind mit einem Stoßzuschlag φ = 1,05 + $\frac{5,00}{10 + L}$ zu versehen;

Der Baustoff der eisernen Überbauten ist freigestellt. Für einen Stahl von β_z Zerreiβfestigkeit (Toleranz ± 10%) ist die Proportionalitätsgrenze σ_p = 0,45 β_z, die Fließgrenze σ_F = 0,60 β_z anzunehmen. Die zulässigen Spannungen betragen dann: für Zug und Biegung infolge der Hauptkräfte σ_{zul} = 0,35 β_z, für Haupt- und Nebenkkräfte σ_{zul} = 0,40 β_z. Für Knickspannungen σ_K < σ_p gilt die Eulerhyperbel σ_K = 20 730 000 : λ² in kg/cm², für σ_K > σ_p ist σ_K eine lineare Funktion der Schlankheit λ. Die Gerade für σ_K ist durch die beiden Punkte σ_K = σ_F für λ = 35 bzw. σ_K = σ_p für λ = $\sqrt{20 730 000 : \sigma_p}$ bestimmt.

Für eine exzentrische Druckkraft von der Exzentrizität p und dem Exzentrizitätsmaß m = p/k (k = zugehörige Kernweite des Querschnitts) ist die zulässige Druckspannung für alle Werte λ zu vermindern auf σ_{exzent} = 0,55 (bzw. 0,40; 0,33) · σ_{zent} für m = 1 (bzw. 2,3). Die Knicksicherheit ist zu 3,0 anzunehmen, Druckstäbe mit größerer Schlankheit als λ = 150 sind unzulässig. Die zulässige Schubspannung in der Konstruktion ist τ_{zul} = 0,60 · σ_{zul}. Für Nieten und Schrauben gilt τ_{zul} = 0,80 · σ_{zul}, σ₁ = 2,20 · σ_{zul}. Für Wechselstäbe ist zu setzen $\bar{\sigma}_{zul} = \sigma_{zul} \left(1 - 0,3 \frac{A}{B} \right)$, wenn A der absolut kleinste und B der absolut größte Grenzwert ist.

Querschnitt ist 0,05 (1200 - σ_c) bzw. 0,05 (1600 - σ_c) kg/cm², höchstens 20 kg/cm². Die zulässige Schubspannung ist τ_{zu} = 5 kg/cm².

c) Eisenbewehrung. Für Stahl von β_z = 4000 kg/cm² ist σ_c = 1200 kg/cm² zulässig. Bei hochwertigem Stahl mit mindestens 3600 kg/cm² Streckgrenze gilt σ_c = 1600 kg/cm².

3. Ergebnis des Wettbewerbs.

Es gingen fristgemäß insgesamt 76 Entwürfe ein, wozu noch 18 Varianten der Konstruktion und der Gründungsart kommen. Die eingereichten Entwürfe verteilen sich wie folgt auf die verschiedenen Tragsysteme und Baustoffe. Die angegebenen Kosten gelten für den unter § 1 angegebenen Umfang der Leistungen.

Übersicht der eingereichten Entwürfe.

Zahl	Hauptträgersystem	Gesamtkosten in Mill. Franken	
		von	bis
2	Eiserne Vollwandbalken, kontinuierlich, mit zwei Öffnungen	3,223	3,442
20	Eiserne Vollwandbalken mit drei Öffnungen	2,154	4,009
2	Eiserne Vollwandbalken, mit Stabbogen versteift	2,137	3,772
11	Eiserne Fachwerkbalken mit drei Öffnungen	2,070	4,046*)
7	Eiserne Bogenbrücken mit einer Öffnung	2,569	4,213
1	Hängebrücke, Stahl und Eisenbeton mit drei Öffnungen		5,066
1	Eisenbetonbogen mit einer Öffnung		4,503
22	Betonbogenbrücken mit drei Öffnungen, davon fünf mit Konstruktionen über der Fahrbahn	1,848	4,598*)
10	Eisenbetonbalken mit drei Öffnungen	1,986	3,040
76	Insgesamt	1,848	5,066

* Einschl. Kosten der rechtsrheinischen Rampen.

- Das Preisgericht zog 12 Entwürfe in die engere Wahl:
- 5 eiserne Vollwand-Balkenbrücken mit drei Öffnungen,
 - 2 eiserne Bogenbrücken mit einer Öffnung,
 - 4 Beton-Bogenbrücken mit drei Öffnungen,
 - 1 Beton-Balkenbrücke mit drei Öffnungen.

Es wurden fünf Preise verteilt und zwei Entwürfe angekauft, nämlich: fünf eiserne Brücken und zwei Betonbrücken. Die Preisträger sind bereits in Nr. 3 dieser Zeitschrift bekanntgegeben. Im folgenden werden die preisgekrönten und angekauften Entwürfe kurz besprochen. Auch von den nicht preisgekrönten Arbeiten sollen einige Beispiele gegeben werden.

4. Entwurf Nr. 5 (Kennzahl 123 123) [hierzu Abb. 3—7].

1. Preis 15 000 Franken.

Verfasser: Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Werk Gustavsburg in Mainz-Gustavsburg
Grün & Bilfinger A.-G., Mannheim
Architekt Prof. O. R. Salvisberg, Zürich.

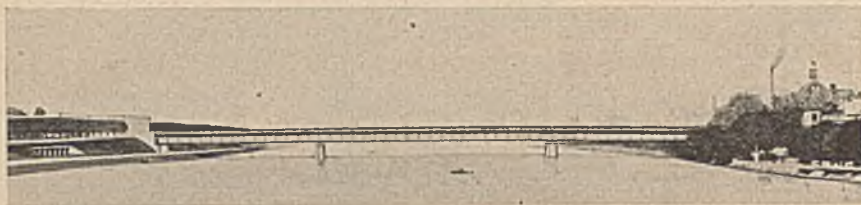


Abb. 3. Gesamtansicht von Süden, Standpunkt A.

Ein kontinuierlicher eiserner Vollwandbalken von $75 + 105 + 75$ m Stützweite oder 255 m Gesamtlänge überspannt mit seinen Seitenöffnungen außer den nach Abb. 2 geforderten Mindeststützweiten auf dem rechten Ufer auch noch den Unteren Rheinweg mit den beiden Ufergleisen, so daß eine besondere Überbrückung dieser Verkehrswege entfällt. Auf dem linken Ufer ist das Widerlager soweit hinausgerückt, daß auf der Berme in Kote $+4,70$ noch ein, und bei Anordnung einer Ufermauer zwei Eisenbahngleise hindurchgeführt werden

der Uferflucht liegende Widerlager sind bei diesem Entwurf vermieden geblieben.

Der Querschnitt Abb. 6 zeigt, daß es möglich ist, mit nur zwei unter der Fahrbahn liegenden Hauptträgern auszukommen. Die Fahrbahnlangträger laufen kontinuierlich über die 5 m voneinander entfernten Querträger durch. Die Fahrbahndecke besteht aus einer Eisenbetondecke von 16,5 cm Dicke, aus hochwertigem Zement hergestellt und mit 2 cm starkem Zementglattstrich versehen.

Die Steigung der beiden Rampen beträgt 2%, die auf der Brücke ist nach einer Parabel auf 255 m Länge ausgerundet. Die Fahrbahnmitte liegt im Brückenscheitel auf Kote $+15,28$, an den Widerlagern $+14,00$. Die Brücke selbst ist eine gerade.

Die in einem Winkel von 3° zur Stromachse geneigten Pfeiler sind außermittig belastet.

Die Hauptträger laufen an den Pfeilern ohne Vouten durch. Die beiden Hauptträger aus Stahl 52 liegen in 10 m Abstand, die Fußwegkonsole kragen 4 m aus. Die Maste für die Aufhängung der Beleuchtungskörper und Straßenbahnüberleitung sind außen an den Geländerpfosten befestigt.



Abb. 4. Schrägansicht von Südwesten, Standpunkt B.

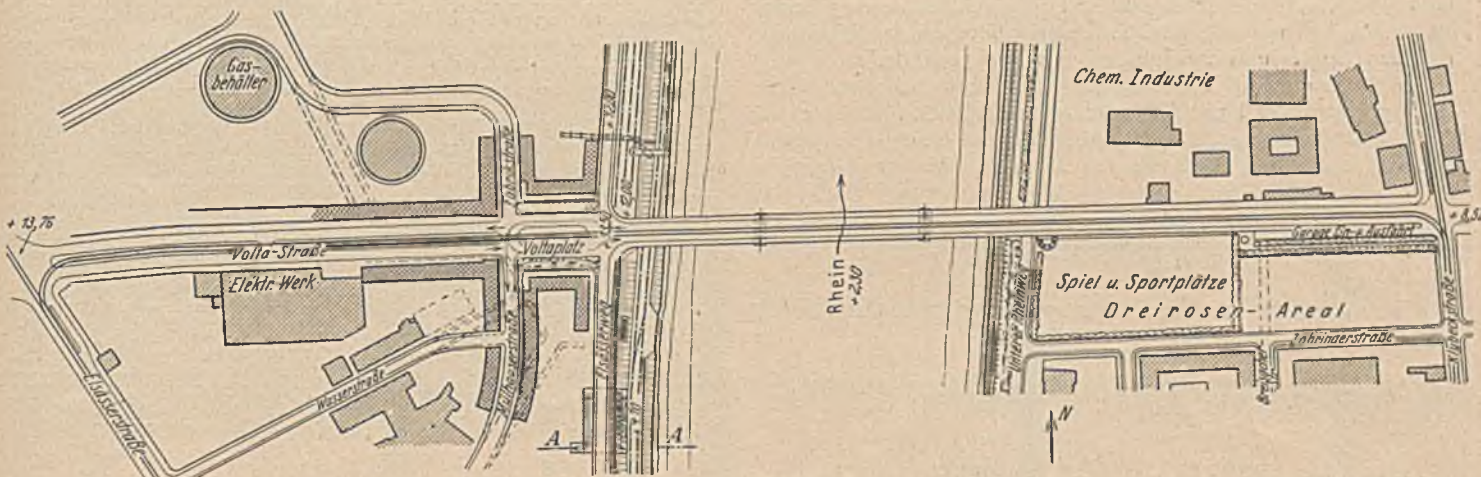


Abb. 5. Lageplan mit Vorschlägen für die Ausgestaltung der beiderseitigen Rampen und Anschlüsse.

können. Der Schlachthof kann so einen freiliegenden Gleisanschluß erhalten und die im Wettbewerbsprogramm vorgesehene Untertunnelung des Vollaplatzes mit den zugehörigen Gleiseinschnitten vermieden werden.

Es wird dadurch möglich, die auf dem linken Ufer, unterhalb der Dreirosenbrücke liegenden Ladegleise für den allgemeinen Umschlagverkehr auch zwischen Dreirosen- und Johanniterbrücke fortzuführen, so daß der Ladequai auf Großbasler Seite eine Gesamtlänge von rd. 1 km erreicht.

Die beiden Uferlinien laufen glatt durch, Wasserstraße und Uferwege sind zu einer Verkehrseinheit zusammengefaßt. In

Die Stegblechhöhe der einwandigen Hauptträger nimmt von 3,84 m am Widerlager bis auf 4,65 m am Pfeiler und 4,82 m in Brückenmitte zu. Das Stegblech ist 18 mm dick, in der Nähe der Strompfeiler 20 mm. Außer den Pfosten in den Ebenen der Querträger sind noch sekundäre Längsversteifungen auf der Innenseite der Stegbleche angeordnet.

Die Stabilität der Stegbleche sowie des Rostes der Aussteifungen ist in der statischen Berechnung eingehend untersucht. Die Durchbiegung ergibt sich bei vollbelasteter Mittelöffnung für eine gleichmäßig verteilte Belastung von $p = 0,463 \text{ t/m}^2$ zu $f = 0,134 \text{ m}$, d. h. zu $1/784$ der Stützweite.

Die Montage soll in den Seitenöffnungen auf festen Gerüsten erfolgen, in der Mittelöffnung durch Freivorbau von beiden Seiten aus. Die Mittelöffnung bleibt dabei frei von allen Einbauten. Die Bauzeit wird zu 21 Monaten angegeben.

Die Strompfeiler sind massive Betonpfeiler mit Vorköpfen, die bis zum höchsten Hochwasserstand mit Granit verkleidet sind und darüber hinaus einen Vorsatzbeton von Granitplitt erhalten. Die Gründung erfolgt mittels Eisenbeton-Senkkasten von 21×7,7 m Grundfläche und 5 m Höhe. Die Widerlager sind massiv aus Beton, die Flügelmauern sind Eisenbeton-Winkelstützmauern. Die Gründung der Widerlager erfolgt zwischen eisernen Spundwänden. Die Brückenrampe auf Klein-

glückliche Gesamtlösung des neuen Verkehrszuges möglich wird. Über den oben kurz beschriebenen Entwurf urteilt das Preisgericht bei der Niederschrift über die zwölf Entwürfe der engeren Wahl wie folgt:

„Der Vorzug dieses Entwurfs besteht in der nach jeder Richtung hin ausgezeichneten Gestaltung. Die Verbindung von Brücke mit Rampe ist schön. Bemerkenswert sind die Vorschläge für die Ausbildung des Voltplatzes, sowie für die Ausnutzung der Rampe in Verbindung mit Spiel- und Sportplätzen auf dem Dreirosenareal.

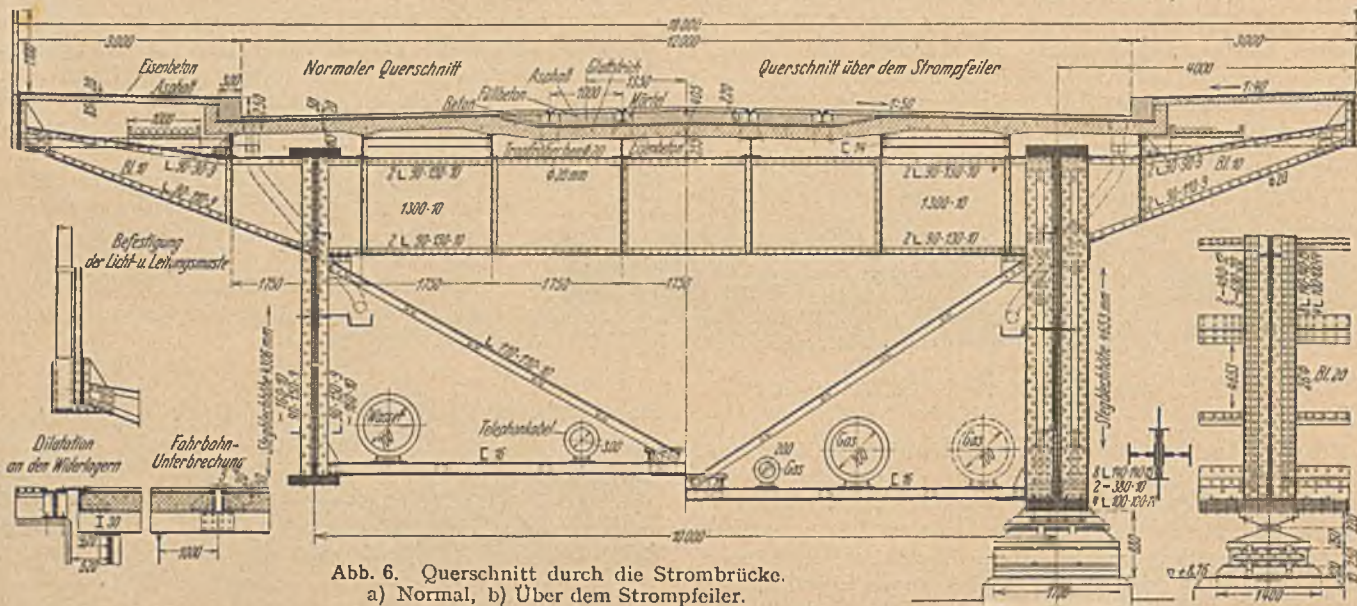


Abb. 6. Querschnitt durch die Strombrücke.
a) Normal, b) Über dem Strompfeiler.

basler Seite wird als Eisenbetonskelettbau vorgeschlagen. Der entstehende Nutzraum ermöglicht die Unterbringung einer Sammelgarage und von zwei Turnhallen, letztere in Verbindung mit den Sport- und Spielplätzen des Dreirosenareals.

Auf dem linken Ufer wird für den Schlachthof auf Kote + 5,95 eine 40 m lange Verladerrampe geschaffen, von der aus der im Schlachthofgelände liegende Tiefquai durch eine Unterführung unter der Böschung des Elsässer Rheinwegs erreicht

Die beiderseitig in das Land zurückgesetzten Widerlager, bei welchen die Ufer frei bleiben, sind mit Rücksicht auf die Ausdehnung der Geleiseanlagen und der Schifffahrt (Umschlagseinrichtungen) sehr vorteilhaft. Gleichzeitig wird dadurch die Gründung der Widerlager vereinfacht. Die Pfeilergründung auf pneumatischem Wege und das Montagegerüst mit vollständiger Freilassung der Mittelöffnung ist zweckmäßig.

Das Längenprofil zeigt einen stetig gekrümmten Verlauf und der Pfeil der Nivelette ist gering. Der kontinuierliche Träger ist für diese Bauform günstig. Die gegenseitigen Verhältnisse der

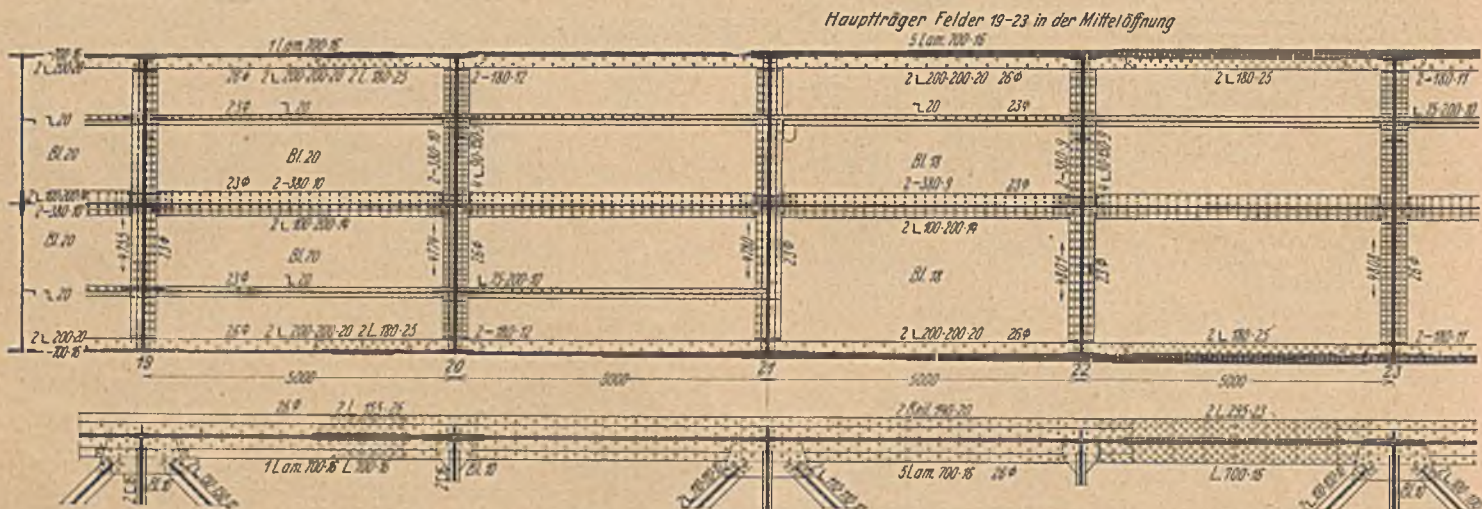


Abb. 7. Hauptträgerfelder 19-23 in der Mittelöffnung.

wird. Das zu dieser Verladerrampe führende Anschlußgleis kann allein oder unter Hinzufügen des weiteren Strangs gleichzeitig auch dem allgemeinen Umschlagverkehr dienen. Dadurch kann der Rheinhafen St. Johann mit verhältnismäßig einfachen Mitteln sehr leistungsfähig ausgebaut werden.

Es ist interessant zu beobachten, wie die Planung dieses Entwurfs die Allgemeinanordnung mit der konstruktiven Gestaltung verbindet, so daß, wie das Preisgericht rühmt, eine sehr

Öffnungen sind gut; die Trägerhöhen können gut ausgenützt werden. Die Querschnittsanordnung ist einfach und zweckmäßig, die Entwässerung gut und die Leitungen sind leicht unterzubringen und gut zugänglich. Die Konsolbildung ist eher als stark zu bezeichnen. Die Hauptträger sind gut durchkonstruiert, jedoch nur für Totalbelastung der Brücke im Quersinne berechnet. Im einzelnen erscheint die Konstruktion sparsam. Die Montage ist gut.

Das vorliegende Projekt besitzt den besonderen Vorteil, daß es beide Ufer frei läßt.“

Der mit dem I. Preis ausgezeichnete Entwurf wurde vom Preisgericht mit den folgenden Abänderungsvorschlägen zur Ausführung empfohlen:

„Das Preisgericht empfiehlt, das mit dem 1. Preis ausgezeichnete Projekt mit folgenden Abänderungsvorschlägen zur Ausführung:

1. Längenprofil: Der Übergang vom Voltaplatz zur Brücke ist möglichst auszugleichen, um einen unangenehmen Profiltiefenpunkt vor der Brücke zu vermeiden.
2. Pfeiler und Widerlager: Pfeiler und Widerlager sind zur Anpassung an die Strom- und Uferlinien um etwa 6° schief zu stellen und der Ausgleich in der Brücke allenfalls durch schräge Auflagerrahmen herbeizuführen. Die Stellung des Widerlagers am linken Ufer wird die Behörde noch näher bestimmen. Die Grundfläche der Pfeilercaissons soll etwas kleiner gewählt und die Caissons nicht auf die vorgeschriebene Fundamenttiefe abgesenkt werden, damit die Caissonschneide unterfahren und die Größe der Fundamentbasis den angetroffenen Bodenverhält-

nissen angepaßt werden kann. Die Pfeilerschäfte und Auflagerbänke sollen armiert werden; die Pfeilerköpfe sind halbrund auszubilden.

3. Überbau: Der Hauptträgerabstand ist zweckmäßig zu vergrößern, um die Konsolenlängen zu vermindern. Die Hauptträger sind für die ungünstigste Belastung längs und quer sowie mit Rücksicht auf ihre Steifigkeit zu bemessen, wobei auch eine voutenartige Ausbildung über den Pfeilern zu empfehlen ist. Hierdurch erfährt das Eisengewicht eine gewisse Erhöhung. Die Fahrbahndecke ist mit einer durchgehenden Isolierung zu versehen.“

Die Kosten für die Ausführung der Brücke ohne Rampen und Anschlüsse (vgl. die Bemerkung unter 2.) betragen 2 350 494 Franken. Dazu kommen für die Rampen und Zufahrtsstraßen noch etwa 1,5 Millionen, so daß die ganze Anlage auf etwa 4 Millionen Franken zu stehen kommen wird.

(Fortsetzung folgt.)

DIE GESCHICHTE EINES BRÜCKENBAUES.

DIE ALTE KETTENBRÜCKE ÜBER DIE LAHN BEI NASSAU.

Von Landesbaurat Karl Müller in Dillenburg.

Ungefähr 9 km oberhalb Bad Ems liegt im Lahntal die von Bergen reizend umrahmte Stadt Nassau a. L., die Heimat des Freiherrn von und zum Stein. Die Straße von Wiesbaden über Langenschwalbach nach Bad Ems und Koblenz, welche vor Anlage der Eisenbahnen eine Hauptverkehrsader war und neuerdings durch den Kraftwagenverkehr wieder Bedeutung gewonnen hat, überschreitet hier die Lahn. Bis zum Jahre 1926 vermittelte eine Kettenbrücke den Übergang, die sich dem Landschaftsbilde sehr gut anpaßte und eine Zierde der Stadt war (Abb. 1). Wohl die wenigsten, welche diesen Teil des Lahntals besuchten und die

linienabstand von 5 km um Nassau herum. Unter dem Namen Nasongae tritt Nassau zuerst im Jahre 790 geschichtlich auf. Karl der Große besaß dort Güter. Die Höfe, welche damals den Ort Nassau bildeten, lagen zum Teil auch in Bergnassau (linkes Ufer). Ein Übergang über die Lahn muß also den Verkehr vermittelt haben.

Ungefähr 60 m unterhalb der Kettenbrücke stand früher eine steinere Brücke, deren Grundmauerwerk noch im Lahnbett vorhanden ist. Wann diese Brücke erbaut wurde, ist wohl nicht mehr festzustellen. Sie lag vor dem Brückentor, war aus Bruchsteinen gebaut und einspurig, hatte hohe Bogen und Eisbrecher. Sie wurde im dreißigjährigen Krieg zerstört und später wieder notdürftig hergestellt. Im Jahre 1673 wurde diese Brücke von brandenburgischen Truppen gesprengt, welche von Franzosen verfolgt wurden. Der Verkehr wurde durch eine Zwerchfahrt (Fähre) aufrechterhalten. Diese genügte wohl dem gewöhnlichen Verkehr, war aber für das Übersetzen größerer Truppenmassen nicht geeignet. Im Juli des Jahres 1795 schlugen Österreicher eine neue Brücke. Als der französische General Jourdan im September desselben Jahres den Rhein unterhalb Düsseldorf überschritt und gegen die Lahn vordrang, zogen sich die Österreicher zurück und zerstörten die Brücke. Die französischen Truppen, welche damals bei Nassau lagen, gehörten zur Division Bernadotte. Sie schlugen nach dem Abzug der Österreicher eine neue Brücke, die am 22. September 1795 fertig war. Jourdan, der seine Truppen nach dem Lahnübergang von Kastel bis zur Nidda aufgestellt hatte, wurde von dem österreichischen General Clerfaut zum Rückzug über die Lahn genötigt. Die Franzosen versuchten die Brücke zu zerstören, was ihnen auch zum Teil gelang. Nach ihrem Abzug ließ der Bürgermeister von Nassau die Brücke durch Zimmerleute wieder herstellen. Da die einfache Holzbrücke bei dem häufigen Hochwasser der Lahn sich als unpraktisch erwies, hatten die Österreicher im Jahre 1796 eine Schiffbrücke schlagen lassen, die sie im Juni desselben Jahres, als sie sich vor den Franzosen unter General Kleber auf das linke Ufer zurückziehen mußten, unbrauchbar machten. Bald jedoch zwang Erzherzog Karl von Österreich die Franzosen zum Aufgeben der Lahnlinie, die sie von Koblenz bis Wetzlar mit 48 000 Mann besetzt hielten. Bereits am 17. Juli erschienen die Österreicher wieder in Nassau und begannen sofort mit der Wiederherstellung der Schiffbrücke. Kurz darauf drangen die Franzosen wieder vor, besetzten Nassau zum zweiten Male und rückten bis zur böhmischen Grenze vor. Als sie aber am 3. September 1796 unter Jourdan von Erzherzog Karl und Wartensleben bei Würzburg geschlagen wurden, zogen sie sich eiligst hinter die Lahn zurück und sprengten die Brücke. Österreichische Pontoneure bauten eine neue Brücke. Im Jahre 1797 drang General Hoche in den Westerwald ein und trieb die Österreicher zurück. Hierbei muß



Abb. 1. Ansicht.

Kettenbrücke überschritten haben, wissen, daß sie eines der ältesten eisernen Brückenbauwerke Deutschlands vor sich hatten, das seinerzeit viel besprochen, als Meisterwerk angesehen und von Ingenieuren vieler Länder besichtigt wurde. Insbesondere interessierten sich die preußischen Ingenieure in Koblenz und das Offizierkorps der Festung Ehrenbreitstein, unter ihnen General von Asten, für diese Brücke. Für die Entwicklung des Baues eiserner Brücken ist die Geschichte der Erbauung dieser Brücke von Interesse und verdient der Vergessenheit entrissen zu werden.

I. Vorgeschichte.

Bevor der Bau dieser Brücke besprochen wird, soll ein Rückblick auf die Bedeutung dieses Flußüberganges geworfen werden. Römische Urnen wurden an den Ufern des Kaltbaches gefunden, welcher bei Nassau in die Lahn mündet. Es hat also bereits zur Römerzeit eine Niederlassung dort bestanden. Der Pfahlgraben (Limes) zieht sich im Halbkreis in einem Luft-

die Brücke wieder zerstört worden sein, denn im Juli desselben Jahres erteilte das Herzogliche Amt Nassau die Anweisung zu einem Brückenbau. Wie lange diese Brücke, die aus Holz hergestellt wurde, bestanden hat, kann nicht angegeben werden. Jedenfalls wurde der Verkehr vor dem Bau der Kettenbrücke wieder durch eine Fähre aufrechterhalten.

Zur Erzielung einer besseren Verbindung beider Lahnufer regte im Jahre 1821 der Herzogliche Amtmann Justizrat Koch zu Nassau den Bau einer neuen Brücke an, gleichzeitig dem Wunsche vieler Reisenden und insbesondere der Einwohner der Stadt Nassau Rechnung tragend. Der erste Entwurf für die neue Brücke wurde noch in demselben Jahre von dem Herzoglichen Oberwegeinspektor Mäurer zu Kirberg aufgestellt und sah die Überbrückung mit fünf Öffnungen zu je 70 Fuß (21 m) lichter Weite vor. Widerlager und Pfeiler sollten aus Mauerwerk hergestellt werden. Die Überbrückung der Öffnungen war folgendermaßen geplant: Je zwei verzahnte Balken sollten strebenartig

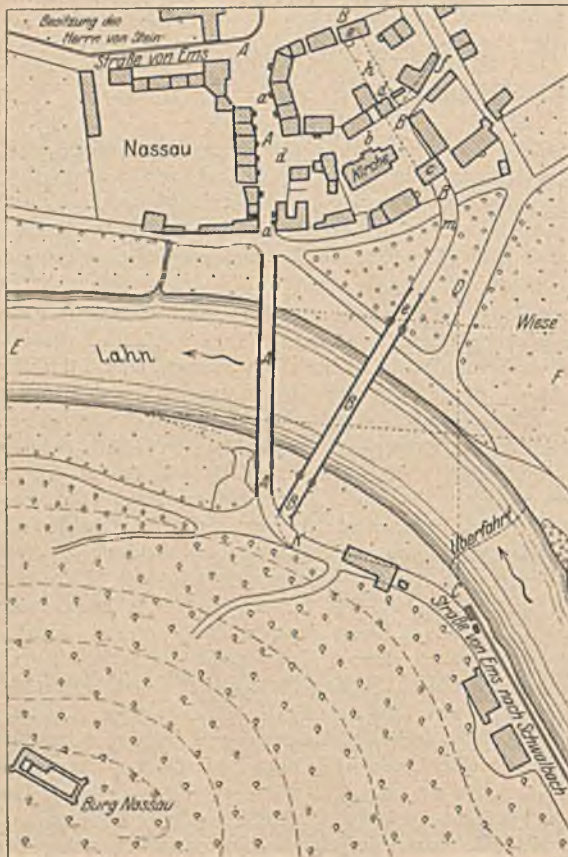


Abb. 2.

unter einem Winkel von ungefähr 6° so gegeneinander gestellt werden, daß sie sich nur 4 Fuß (1,2 m) über die Waagerechte erheben würden. Für jede Öffnung waren fünf Paar dieser verzahnten Balken von je 38 Fuß (11,4 m) Länge vorgesehen. Auf diese strebenartig gegeneinandergestellten verzahnten Balken sollten Querträger und darüber Bohlenbelag gelegt werden. Die Verbohlung sollte eine Überpflasterung erhalten. Dieser Entwurf wurde als unbrauchbar abgelehnt.

Nun erhielt der Landbaumeister Wolf auf Antrag der Landesregierung vom Herzoglichen Staatsministerium den Auftrag, einen neuen Entwurf aufzustellen. In Jahre 1822 machte er die erforderlichen Geländeaufnahmen und legte im März 1823 den Entwurf vor. Da die Landesregierung eine rechtwinklige Stellung der Brücke zum Laufe des Flusses forderte, brachte Wolf mit Rücksicht auf die Schwierigkeit für eine geeignete Lage der Brücke zwei Baustellen in Vorschlag, nämlich ober- und unterhalb der Stromenge. Für die Lage oberhalb der Stromenge war ein Durchstich der Lahn vorgesehen, um die Strömung unter rechtem

Winkel unter dem Bauwerk durchzuführen (Linie C—D in Abb. 2). Für beide Baustellen sah er fünf Brückenöffnungen vor, zwei zu 52 Fuß (15,6 m), zwei zu 54 Fuß (16,2 m) und die mittlere zu 56 Fuß (16,8 m). Da die freistehenden Pfeiler eine Stärke von 14 Fuß (4,2 m) und die Landpfeiler eine solche von 16 Fuß (4,8 m) erhalten sollten, betrug die Gesamtlänge der geplanten Brücke 356 Fuß (106,8 m) bei einer Breite von 26 Fuß (7,8 m) einschließlich der Brustmauer. Zur Ersparung schlug Wolf als zweite Lösung für die Überbrückung eine Holzkonstruktion vor, und zwar für jede Öffnung fünf Bohlenbögen. Die Stoßfugen der Bohlenbögen sollten mit Rollenblei ausgelegt und die Bohlen auf beiden Seiten mit Brettern bekleidet werden. Die Kosten berechnete Wolf an der Baustelle oberhalb der Stromenge

für die gewölbte Brücke auf 99302 fl. 21 Kreuzer (168 814 M), für diejenige mit Holzüberbau auf 82 021 fl. 46 Kr. (139 437 M)-

und an der Baustelle unterhalb der Stromenge für die gewölbte Brücke auf 91 071 fl. 41 Kr. (154 822 M), für diejenige mit Holzüberbau auf 73 810 fl. 56 Kr. (125 478 M)

Da die Stadt Nassau, welche zuerst den Brückenbau aus eigenen Mitteln gegen Überlassung des Brückengeldes bestreiten wollte, nunmehr hiervon Abstand nahm, entschloß sich die Landesregierung, den Bau erst wieder in Anregung zu bringen, wenn die Nidda-Brücke bei Nied beendet sein würde und die hierbei gemachten Erfahrungen vorlägen. In der Zwischenzeit sollte Wolf den von ihm angeregten Entwurf einer steinernen Brücke mit drei Öffnungen von je 90 Fuß (27 m) lichter Weite oberhalb der Stromenge ausarbeiten. — Hiermit schließt die Vorgeschichte zum Brückenbau.

II. Aufstellung des Entwurfes der Kettenbrücke.

Im Jahre 1827 wurde der Baukandidat Lossen von der Michelbacher-Hütte vom Herzoglichen Staatsminister Freiherrn v. Marschall mit der Ausarbeitung eines vorläufigen Entwurfes einer Kettenbrücke betraut und legte bereits im Oktober desselben Jahres den Entwurf der Landesregierung vor. Lossen war längere Zeit in Paris gewesen und hatte sich dort Kenntnisse im Kettenbrückenbau erworben. Als Baustelle wählte er diejenige Stelle, an welcher früher eine steinerne Brücke gestanden hatte, da er diese Lage für die geeignetste hielt (Linie A—A der Abb. 2). Der Entwurf sah drei Öffnungen vor. Herzog Wilhelm erteilte dem Lossenschen Entwurf den Vorzug vor den früheren und genehmigte die Einholung eines Gutachtens des Landbaumeisters Wolf. Letzterer äußerte sich im allgemeinen günstig über den Entwurf, nur hielt er an der gewählten Baustelle (der engsten Stelle des Flusses) drei Öffnungen für unzweckmäßig, da die Brücke gefährdet sei und an anderer Stelle ohne Seitenöffnungen billiger zu erbauen sei.

Die Landesregierung legte dieses Gutachten dem Staatsministerium mit dem Vorschlage vor, den Plan den Landständen schon jetzt vorzulegen und Wolf und Lossen zu beauftragen, in Nassau an Ort und Stelle sich über die Wahl der Baustelle zu einigen. Das Staatsministerium stimmte dem Vorschlage zu und beauftragte die Landesregierung, ohne Aufschub alle Vorbereitungen des Bauplanes zu treffen, damit nach erfolgter ständischer Zustimmung sofort mit dem Bau begonnen werden könne. Im März 1828 stimmten die Stände in beiden Abteilungen dem Entwurfe und der Aufnahme des erforderlichen Kapitals für Rechnung der Landessteuerkasse und der zur Verzinsung und Tilgung dieses Kapitals in Vorschlag gebrachten Erhöhung der Barrieregelder auf der Lahnstraße neben Erhebung eines angemessenen Brückengeldes nach Vollendung der Brücke zu. Gleichzeitig wurde die Landesregierung angewiesen, den Bauplan endgültig festzustellen und zur endgültigen Genehmigung vorzulegen. Auch Vorschläge über die Aufbringung des Baufonds wurden von der Landesregierung eingefordert.

Wolf und Lossen konnten über die Baustelle keine Einigung erzielen und legten ihr Gutachten der Landesregierung vor, die sich nach reiflicher Überlegung für die von Wolf vorgeschlagene Baustelle entschied. (B—B—B—B der Abb. 2). Hierbei spielte

der ungehinderte Wasserabfluß eine wesentliche Rolle. Einige Angaben hierüber aus dem Wolfschen Gutachten sind in Anbetracht des bedeutenden Hochwassers von 1909 von Interesse.

„Im ganzen verfloßenen Jahrhundert war jener von 1784 der höchste. Zwar findet man Merkmale, wonach der Wasserstand von 1682 den von 1784 um ungefähr 18 Zoll (0.54 m) überstiegen habe. Zuverlässige Nachrichten darüber sind aber nicht vorhanden.“

Der nunmehr endgültig gewählte Entwurf überbrückt die Lahn mit drei Öffnungen und soll unter Anlehnung an Lossens Baubeschreibung erläutert werden, wobei aber die Abmessungen des fertigen Bauwerks zugrunde gelegt werden unter Fortlassung der Werkfußzahlen:

Die beiden Stützpfiler haben einen Abstand (von Mitte zu Mitte) von 74,842 m. Der von den Ketten getragene Brückenboden der Hauptöffnung hat 72,552 m Länge, diejenigen der Seitenöffnungen je 9,78 m. Die ganze Länge des freischwebenden Bodens beträgt $72,552 + 9,78 + 9,78 = 82,33$ m. Die Breite der Brücke beträgt 7,2 m, der Raum zwischen den Geländern 6,31 m; von diesen 6,31 m entfallen 4,35 m auf die Fahrbahn (für welche ein doppelter Bohlenbelag vorgesehen ist) und $0,98 + 0,98 = 1,96$ m auf die Fußwege zu beiden Seiten. Der Brückenboden, welcher 2,25 m über dem damals bekannten höchsten Wasserstande schwebt, steigt von beiden Pfeilern 0,60 m gegen die Brückenmitte an. Die Fahrbahn ist mit Aufhängestangen an den Ketten befestigt. In den Aufhängestangen liegen die hölzernen Querträger, welche eine Höhe von 32 cm und eine Breite von 18 cm haben. Auf denselben ruhen fünf mittlere Fahrbahnlängsträger von 19/19 cm Stärke und zwei seitliche Randträger von 15/19 cm Stärke. Die Fahrbahnlängsträger (Streckbalken genannt) sind mit den Querbalken verkämmt und laufen der ganzen Brückenlänge nach ununterbrochen durch. Auf diese Weise beabsichtigte der Entwurfsbearbeiter der unversteiften Hängebrücke einen gewissen Grad von Steifigkeit zu verleihen. Wegen ihrer großen Länge und starken Beanspruchung wurden die Streckbalken aus Lärchenholz angefertigt. Ihre Länge sollte 13,5 bis 15 m betragen. Über den Streckbalken liegt der 7 cm starke Bohlenbelag, welcher über der Fahrbahn einen zweiten Belag von ebenfalls 7 cm Stärke hat, dessen Quergefälle durch untergelegte Latten hergestellt wird. Ursprünglich wurde dieses Quergefälle dadurch erzielt, das die Querträger in der Mitte 6 cm stärker waren als an den Köpfen. Die Köpfe der Querträger sollten durch eine durchlaufende Gesimsverkleidung geschützt und verdeckt werden. Diese Gesimsverkleidung wurde aber nicht ausgeführt. Der Verkehr wird durch ein einfaches eisernes Geländer gesichert. Die Aufhängestangen sind rund und haben bei 28 mm Durchmesser einen Querschnitt von 615 mm^2 . Sie hängen in 1,35 m Abstand an eisernen Keilen, die in länglichen um die Kettenbolzen geschlungenen Bügeln ruhen. Die beiden Ketten liegen auf jeder Flußseite auf 7,45 m hohen Pfeilern (Obelisk genannt), deren Entfernung von Mitte zu Mitte 74,842 m beträgt. Von den Pfeilern laufen die Ketten schräg nach den Rückhaltschächten, in denen die Enden verankert sind. Jede der beiden Ketten, welche $\frac{1}{5}$ der Länge, also 5 m, Pfeil haben, ist aus vier Kettensträngen zusammengesetzt. Jeder Kettenstrang besteht aus 2,65 m langen, 70 mm hohen und 28 mm breiten durch Bolzen verbundenen Gliedern. Der Querschnitt eines solchen Gliedes beträgt 1960 mm^2 . Jede Kette besteht aus acht, beide Ketten zusammen aus sechzehn solcher Querschnitte, die zusammen $31\,360 \text{ mm}^2$ Querschnitt haben.

Die Rückhaltketten sind in derselben Weise ausgebildet, nur sind „dieselben wegen der Differenz der Winkel von resp. $10^\circ 28'$ und $26^\circ 33'$, welche die Kurven und Rückhaltketten mit dem Horizonte bilden, etwas stärker, und jeder Schenkel hat 75 mm Höhe bei 30 mm Dicke, also 2250 mm^2 Querschnitt und bei 16 Querschnitten zusammen $36\,000 \text{ mm}^2$.“

Die Erdbefestigung der Rückhaltketten sollte durch starke Keile erfolgen, welche unter gußeisernen Platten die Ketten mit einem durchlaufenden starken Holzroste verbinden, auf dem die zwei gemauerten Schächte als Belastung ruhen.

Die Stützpfiler, über denen sich die Kurven mit den Rückhaltketten vereinigen, haben die Form von Obelisk, sind unten 2,37 m und oben 1,75 m breit und lassen bei 6,7 m Entfernung von Mitte zu Mitte 4,35 m Durchfahrt. Sie sind aus verankerten Quadern errichtet und oben durch einen Querriegel aus Stabeisen verbunden worden.

Bezüglich der Berechnung der Stärken bezieht sich der Baukandidat Lossen auf die im Jahre 1825 von ihm aufgestellte Berechnung eines ähnlichen Brückenentwurfes für Herborn, der aber nicht ausgeführt wurde. Leider sind die Entwurfsstücke hierzu samt der Berechnung nicht mehr aufzufinden. Es kann daher nur das Ergebnis dieser Berechnungen mitgeteilt werden: Durch viele Versuche im Großen (sowohl in England wie in Frankreich) war die für Schmiedeeisen ausgemittelte Tragkraft von 42 kg/mm^2 als normal angenommen worden. Aus Sicherheitsgründen war aber nur mit einem Drittel dieser Tragkraft, also mit 14 kg/mm^2 , bei den Ketten gerechnet worden, während die Hängestangen mit Rücksicht auf dynamische Erschütterungen achtfache Sicherheit aufwiesen. Lossen hat der Berechnung eine Nutzlast von 180 kg/m^2 zugrunde gelegt. Nach seiner Berechnung und seinen Lastannahmen ist die Beanspruchung des ausgeführten Bauwerkes bei den

$$\text{Ketten der Hauptöffnung } \frac{475\,015}{31\,360} = 15,15 \text{ kg/mm}^2,$$

$$\text{Rückhaltketten } \frac{522\,241}{36\,000} = 14,51 \text{ „}$$

Dabei hat Lossen die Spannung in den Ketten infolge des Kettengewichtes mit einer Kraft von 225 887 kg berücksichtigt. Bei den Rückhaltketten schreibt er: „Für diese Ketten ist die Last, welche ihre Stärke in Anspruch nimmt, der der Kurven zwar gleich, allein die Differenz der Winkel, welche diese und jene mit dem Horizonte bilden, mehrt dieselbe noch bis zu 522 241 kg.“

Lossen schließt seinen Bericht wie folgt: „Man darf nach diesem auf gegründete Data beruhenden Resultate der Berechnung mit der Erwägung, daß jedes der Kettenglieder einer seiner Tragbarkeit entsprechenden Probe einzeln unterworfen wird, ein volles Vertrauen auf die Festigkeit der Ausführung setzen und nichts kann zu irgendeiner Beunruhigung berechtigen.“

Dieser Entwurf war veranschlagt zu 67 556 fl. und 51 Kr. (114 846 M). Diese Kosten sollten sich auf 60 000 fl. (102 000 M) ermäßigen, wenn die gewölbten Seitenöffnungen durch eine ähnliche Konstruktion wie in den Hauptöffnungen überbrückt würden. Die Kosten waren wesentlich geringer als diejenigen des Wolfschen Entwurfes. Ein Modell der Brücke in $\frac{1}{42}$ der natürlichen Größe übersandte Lossen im Februar 1929 der Landesregierung und wies darauf hin, daß steinerne Bogen zwischen dem Lande und den Flußpfeilern viel schöner seien als die angehängte Fahrbahn. Diese Anregung wurde aber nicht mehr berücksichtigt; wahrscheinlich ist die Ersparnis ausschlaggebend gewesen.

III. Vorbereitung des Baues.

Mit der Bauleitung wurde der Baukandidat Lossen, mit der Oberaufsicht der Landbaumeister Wolf betraut. Dem Herzoglichen Amt Nassau lag die Abhaltung der Verdingungstermine unter Hinzuziehung der Baubeamten ob. Es hatte ferner bei der Enteignung und dem Ankauf des Geländes mitzuwirken und wies die von den Baubeamten bescheinigten Rechnungen an. Die Herzogliche Staatskassen-Direktion wurde angewiesen, der Landesregierung für den Brückenbau die nach dem neuen Kostenanschlag ermittelte Summe von 69 094 fl 40 kr. (118 270,93 M) für Rechnung des außerordentlichen Kassendienstes zur Verfügung zu stellen. Da die Chausseegelderhöhung an den Barrieren der Lahnstraße besonders drückend für alles Fuhrwerk war, welches den Lahnübergang bei Nassau gar nicht benutzte, ordnete Herzog Wilhelm im November 1828 an, daß der für den Brückenbau in Aussicht genomene Fonds auf alle Barrieren des Herzogtums durch verhältnismäßige Erhöhung des Chausseegeldes verteilt werden sollte.

Die Verdingungsunterlagen wurden sorgfältig vorbereitet und sehr eingehend durchgearbeitete Bedingungen aufgestellt, die allem Rechnung trugen. Sie zerfielen in

- A. die Bedingungen im einzelnen, an mehrere Unternehmer nach den verschiedenen Handwerkern,
- B. in Bedingungen im ganzen an einen Unternehmer.

Es würde zu weit führen, auf diese Bedingungen näher einzugehen. Sie können für die damalige Zeit als Muster angesehen werden.

Am 11. August 1828 fand die Verdingung der Arbeiten und Lieferungen statt. Die Verdingung war eine mündliche Abgabe der Angebote und dauerte von 8 Uhr morgens bis 8 ½ Uhr abends. Es hatten sich viele Bewerber eingefunden. Von den Steinlieferanten hatten sich diejenigen aus dem Preußischen zu Gesellschaften zusammengetan und boten sich nicht ab. Nur ein einziger namens Geier aus Mainz bot auf das Ganze. Auch von den Hüttenherren, von denen viele erschienen waren, wollte keiner unter den Etatspreis gehen.

Über das Ergebnis der Verdingung erstattete die Landesregierung dem Ministerium Bericht und beantragte, um sofort mit dem Bau beginnen zu können, für alle Lieferungen und Arbeiten, welche nicht oder nicht bedeutend über den Anschlag gekommen seien, jetzt die Genehmigung zu erteilen, und von denjenigen Lieferungen an Holz und Steinen, welche über den Anschlag gekommen bzw. bei welchen durch Nachgebote die Forderungen ermäßigt worden seien, nur diejenigen zu genehmigen, welche noch im Jahre 1828 zum Brückenbau erforderlich sein würden. Zugleich bat die Landesregierung um die Genehmigung, für den Fall, daß das noch im Jahre 1828 erforderliche Holz nicht durch weitere Nachgebote billiger zu beschaffen sein würde, dasselbe nach den letzten Versteigerungspreisen aus den zunächst gelegenen Dominial- oder Gemeindewaldungen entnehmen zu dürfen. Diesem Antrage gab das Staatsministerium statt.

In welcher Weise die Landesregierung bestrebt war, den Brückenbau zu fördern, geht aus folgender Verfügung hervor: ad Registraturam et Probaturam

Alles, was sich auf den Kettenbrückenbau bei Nassau bezieht, ist unbedingt jedesmal am nämlichen Tag wo es einläuft dem Herrn Referenten zuzuschicken und, wenn von der Probatur Ausfertigungen zu machen sind, so muß solches ebenfalls am nämlichen Tag, wo ihr die Akten zukommen, geschehen, indem die möglichste Beschleunigung dieses Baues höchsten Orts befohlen worden ist.

Diese Weisung ist bei den Akten liegen zu lassen.

Wiesbaden, den 25. Oktober 1828. gez. Cöller.

IV. Bau der Brücke.

Anfangs Oktober 1828 trafen zwei Schöpfwerke und eine Ramme auf der Baustelle ein, die bei dem Feindiezer Brückenbau verwendet worden waren und der Gemeinde Feindiez abgekauft wurden. Die Gründung des großen Pfeilers auf dem rechten Ufer begann am 11. Oktober 1828. Zur Bewältigung des Wassers mußten ferner drei Saugpumpen beschafft werden. Die einzurammenden Pfähle erhielten 10 Pfund schwere vierfederige Pfahlschuhe. Die Rammarbeiten wurden im Tagelohn ausgeführt, da der Akkordant auf seinen Antrag von dieser Arbeit entbunden wurde; er hatte zu niedrig angeboten. Als die Rammarbeiten im Dezember 1828 an diesem Pfeiler beendet waren und der Rost aufgebracht war, mußten die Arbeiten wegen steigendem Wasser eingestellt werden. Erst am 2. April 1829 wurden sie wieder aufgenommen; gleichzeitig wurde mit dem Ausgraben der Baugruben für den Landpfeiler und die Rückhaltschächte auf dem rechten Ufer und für den zweiten Hauptpfeiler auf dem linken Ufer begonnen. Bei letzterem wurde der Sauerbrunnen erschlossen, dessen Pumpe am linken Auflager steht.

Hier muß auch erwähnt werden, daß die Arbeiter auf Anregung Lossens am 2. Mai 1829 eine Verpflegungskasse für die beim Brückenbau Verunglückten oder bei den nächtlichen Wasser- und Rammarbeiten Erkrankten bildeten. Der Beitrag betrug täglich 1 kr. (2,83 Pf.) Anwesend waren 120 Arbeiter.

Da in der Baugrube des linken Pfeilers viele Steine gefunden wurden, sah man von einem Pfahlroste ab. Es wurde zunächst ein Steinkörper aus Traßmauerwerk auf den vorhandenen Untergrund gesetzt und auf diesen ein liegender Rost gelegt. Die Landesregierung trug Bedenken gegen diesen überflüssigen Rost, gab aber doch dem Antrage Lossens statt. Auch bei dem linken Auflager und den linken Rückhaltschächten kam man ohne Pfahlrost aus.

Die Grundsteinlegung erfolgte am 11. April 1829 nachmittags 4 Uhr auf dem rechten Ufer. Für das Grundmauerwerk wurden Bruchsteine aus nahgelegenen Brüchen verwendet, desgleichen für das aufgehende Mauerwerk, welches Verblendung aus rotem Mainsandstein (von Bettingen) erhielt, der auf dem Wasserwege angeliefert wurde. Den Lahnkalk lieferte die Niverner Hütte, der trierische Kalk kam von Moselkern, der Traß von Andernach. Um die Rückhaltschächte wasserdicht zu machen, verwandte man zur inneren Verblendung Backsteine in Traßmörtel und versah sie noch mit einem doppelten Traßputz. Nach einer Verwendungsbescheinigung auf einer Rechnung wurden dem Mörtel 60 Eier zugesetzt, um ihn ganz wasserdicht zu machen. Der Leser wird lachen hierüber; es ist aber tatsächlich geschehen. Die Sohle der Schächte war mit Platten abgeschlossen worden (ein Schacht erhielt eine eiserne, die drei anderen Steinplatten), aber es drang doch Wasser ein.

Obgleich die Wasserstands- und Witterungsverhältnisse im Jahre 1829 äußerst ungünstig waren, wurden die Maurerarbeiten an der Brücke doch im Dezember 1829 im wesentlichen beendet. Das Lärchenholz für die Streckbalken der Fahrbahn wurde im Stadtwalde von Montabaur gefällt. Das gesamte Holzwerk wurde geteert.

Die Lieferung der Eisenkonstruktion war den Gebrüdern Lossen auf der Michelbacher Hütte übertragen worden, die im Laufe des Winters 1828/29 eine bedeutende Anzahl Kettenglieder herstellten. Das Eisen wurde auf den Hämmern zu Hadamar, Rod a. d. Weil, Neuweilnau und Burg-Schwalbach geschmiedet und auf der Michelbacher Hütte bearbeitet. Zur Prüfung der Güte des Eisens machte der Baukandidat Lossen auf einer Zerreißmaschine auf der Sayner Hütte Versuche mit Eisensorten verschiedener Hütten. Eine Zusammenstellung hierüber befindet sich in den Akten; im Durchschnitt wies Lossen eine Tragfähigkeit von 86 Pfund (43 kg) für einen mm² nach und gelangte zu dem Ergebnis, daß die der Berechnung zugrunde gelegte Tragkraft des Eisens von 40 bis 42 kg/mm² mit Sicherheit angenommen werden könne. Die Landesregierung wollte aber ganz sicher gehen und ordnete die Herstellung einer Zerreißmaschine an, auf welcher jedes Kettenglied geprüft wurde. Mit der Prüfung wurde der Bauinspektor Faber beauftragt. Jeder Stab wurde einer Belastung von 40 Pfund/mm² unterzogen. In einem Verzeichnis wurde die Dehnung und das Zurücktreten bei der Entlastung (nach mm gemessen) eingetragen. Von 1666 Kettengliedern wurden nur 18 als untauglich zurückgewiesen.

Der Vorgang des Probierens wird wie folgt geschildert: „Nachdem jeder Kettenstab von anhängendem Schmutze trocken abgerieben worden, wird derselbe äußerlich besehen und in die Maschine eingepaßt. Durch drei Mann wird alsdann die große Schraube bei aufgewundenem Hebel mit möglichster Anstrengung angezogen, wodurch der Stab schon bedeutende Spannung erhält. Nun erst fängt der mit einem der Dimension des Stabes entsprechenden Gewicht (als Minimum 40 Pfund/mm²) am Ende des langen Armes belastete Hebel durch Niederlassen desselben zu wirken an, bis er in horizontaler Lage frei schwebend, bloß von der Kraft des eingespannten Stabes getragen wird. Während des Niedergehens des Hebels zeigt ein auf den Stab gelegter, hierzu eigens eingerichteter, an beide Befestigungsbolzen sich anstemmender Maßstab durch eine Art Nonius die Ausdehnung des Eisenstabes bis auf ¼ mm sowie das Zurücktreten der Ausdehnung bei dem Aufwinden des Hebels. In dieser Spannung bleibt der Stab bei dem günstigsten Verhalten 5 bis 10 Sekunden lang, bei minder gutem Anschein verhältnismäßig längere Zeit, und die Erfahrung lehrt, daß diese Zeit hinreichend sei, indem diejenige Ausdehnung, deren der Stab unter der auf-

gelegten Belastung fähig ist, schon während dem Niedergehen des Hebels erfolgt und nur selten während der Ruhe desselben noch um ein kaum Merkliches zunimmt. Im Durchschnitt ist die Ausdehnung der gesunden Stäbe 2, 2 1/2 bis 3 mm, wovon nach der Spannung 0, 1/4, 1/3, selten 1 mm zurückbleibt. Nun wird der Stab aus der Maschine genommen, erst auf einer Seite, dann auf der anderen und an beiden Kanten genau betrachtet und, wenn kein Fehler gefunden wird, mit einem hierzu gefertigten Stempel (P) auf der schmalen Kante durch Einprägen bezeichnet. Bekommt der Stab einen Sprung, so äußert sich dieses schon während der zunehmenden Spannung bei niedergehendem Hebel erst durch Knistern und dann durch einen mehr oder weniger lauten Knack. Mehrere solcher angesprungenen Stäbe wurden mittels neuer Anziehung der großen Schraube bei aufgewundenem Hebel versuchsweise zum zweitenmal gespannt, ohne daß jedoch der Stab zerriß, wiewohl dessen Ausdehnung zunahm. Übrigens werden alle Stäbe, die nur den kleinsten Sprung zeigen, zurückgelegt. Ein Eisenstab von der Auler Hütte, 44 mm breit, 18 mm dick, wurde in der Mitte auf etwa 1 Quadrat-Werkzoll geschmiedet und genau auf 1 Quadrat-Werkzoll (gleich 576 mm²) Querschnitt gefeilt. Derselbe dehnte sich im ganzen von 7 Werkfuß auf 7 Werkfuß 2 Werkzoll und 1 Werklinie, und die in der Mitte gefeilte Stelle von 45 mm auf 50 mm. Die Stärke verminderte sich an der Stelle des demnächstigen Bruches von 24 mm auf 18 mm. Der Bruch erfolgte bei Gewichtsbelastung von 49 440 Pfund noch nicht, sondern erst bei 51 840 Pfund = 90 Pfund/mm². Das Eisen war im Bruche von durchaus sehniger Textur.“

Hieraus kann das Elastizitätsmaß wie folgt berechnet werden:

$$\frac{\Delta s}{s} = \frac{\sigma}{E}; \quad E = \frac{\sigma s}{\Delta s}$$

s = 245 cm bei den Kettenstäben der Mittel- und Seitenöffnungen.

Δs = 0,2 bzw. 0,25 bzw. 0,3 cm, im Durchschnitt also 0,25 cm.

σ = 40 Pfund/mm² = 20 kg/mm² = 2000 kg/cm².

$$E = \frac{2000 \cdot 245}{0,25} = 1\,960\,000 \text{ kg/cm}^2 = \text{rd. } 2\,000\,000 \text{ kg/cm}^2.$$

Zum Schutze gegen Rost wurden die Kettenglieder in den Rückhaltschächten mit Mineralteer behandelt, der eingebrannt wurde. Dann erhielten diese Kettenglieder und alle übrigen einen Anstrich aus Englischrot (ganz reines Eisenoxyd) in Verbindung mit feiner Mennige, Essens, Bleiglätte und Leinöl. Dieser An-

geschlagen. Ferner wurde die Schiffbrücke der Stadt Ems an die Baustelle gefahren, um beim Einbau der Tragkonstruktion als Ersatz für ein Lehrgerüst zu dienen. Die Landesregierung drängte auf beschleunigte Fertigstellung. Im April 1830 trat Hochwasser ein und zwang zur Einstellung der Arbeiten. Am 28. April konnte mit dem Aufhängen der Ketten begonnen werden; am 4. Mai war die Aufhängung derselben beendet. Die Brücke samt den Brückenrampen war am 10. Juni 1830 fertig (der Brückenbau hatte also 1 Jahr und 9 Monate gedauert), wurde einer Probelastung, bestehend aus drei hintereinanderfahrenden schwerbeladenen Wagen, unterzogen und mit Musik feierlich eingeweiht.

Eine diesbezügliche Verfügung der Landesregierung lautet:

„Der Herr Baurat Wolf wird heute in Nassau eintreffen, um der Probe der Tragfähigkeit der Kettenbrücke beizuwohnen. Da es die höchste Absicht nicht ist, ausgezeichnete Feierlichkeiten zur Eröffnung der Brücke anzuordnen, so ist von einer besonderen Einladung der Kurfremden von Ems und Abfeuern von Böllern zu abstrahieren; dagegen scheint es ganz passend, daß den belasteten Probewagen diejenigen, welche mit dem Brückenbau beschäftigt waren und wer sich ihnen anschließen will, unter musikalischer Begleitung über die Brücke folgen, auch ermächtigen wir Sie, den Handwerkern eine Erfrischung von Wein zu geben. Sie werden dafür sorgen, daß dadurch keine Unordnung veranlaßt wird. Der Gestattung von Musik und Tanz in den Gasthäusern steht nichts entgegen.“

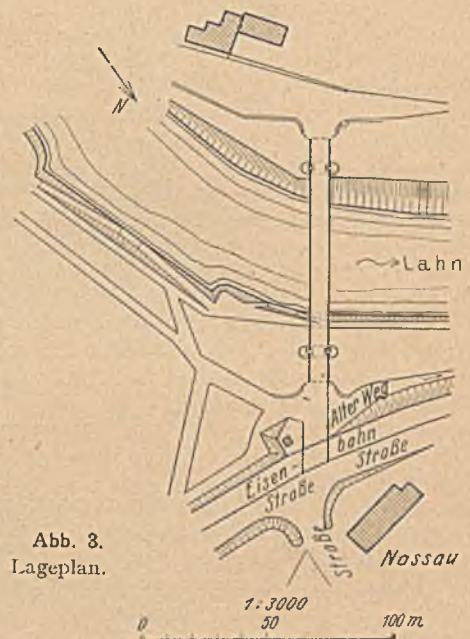


Abb. 3.
Lageplan.

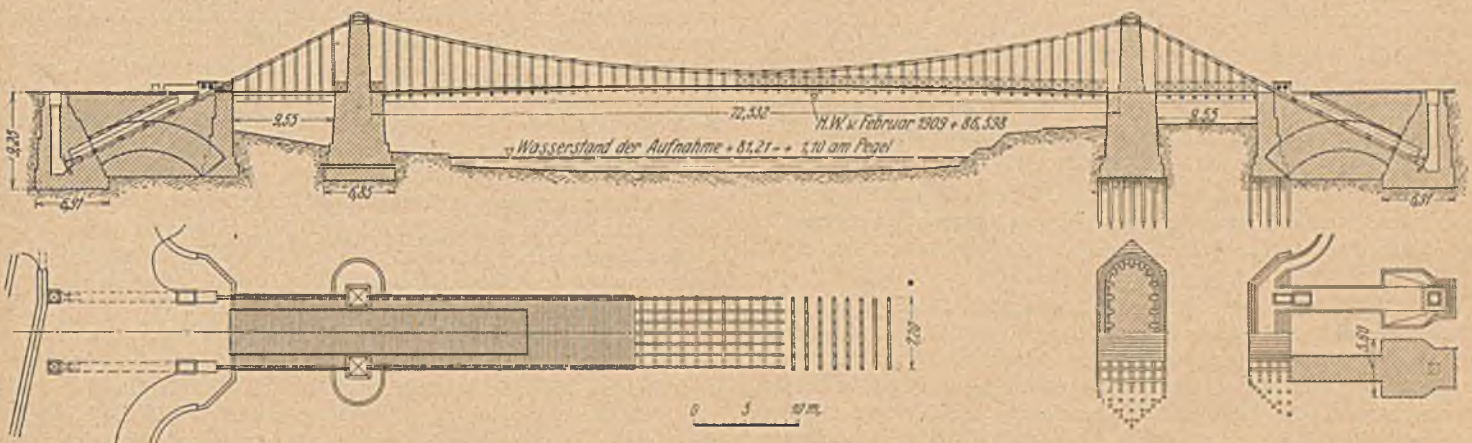


Abb. 4. Längsschnitt und Grundriß.

strich wurde damals häufig in Frankreich und Holland angewendet.

Im Februar und März 1830 wurde mit den Vorbereitungen zum Aufschlagen der Brücke begonnen. Es wurde eine Winde zum Aufziehen der Ketten hergestellt und die erforderlichen Gerüste

Am 15. Juni 1830 legte die Landesregierung dem Ministerium die Berichte des Amtmanns Sandberger und Baurats Wolf über die Eröffnung und Probelastung der Kettenbrücke vor. Diese Berichte sind leider in den Akten des Staatsarchivs nicht aufzufinden.

Bei einer Erneuerung des Anstriches im Jahre 1889 zeigte sich, daß an denjenigen Teilen, die seit 1883 nur mit Bleimennige gestrichen worden waren, Rostbildungen in 3 bis 4 mm Stärke aufgetreten waren. Diese Stellen lagen am Eintritt der Ketten in die Kanäle und am Eintritt in die unteren 3 bis 4 m langen, im Jahre 1878 nicht erweiterten Teile der Kanäle. Da sich die Rostbildung nur auf wenige Kettenglieder erstreckte, welche immerhin noch eine Stärke von 25 mm hatten, erschien eine Erneuerung dieser Glieder nicht erforderlich. Da die alleinige Verwendung von Bleimennige und Ölfarbe als Rostschutz nicht genügte, wurden folgende Anstriche versuchsweise angewendet:

1. Kanal: Steinkohlenteer,
2. „ : Holzkohlen-Ölfarbe,
3. „ : Dauerfarbe von Münch und Röhrs,
4. „ : Rathjens Kompositionsfarbe.

Im Jahre 1894 wurde festgestellt, daß sich an den Rückhaltketten starke Rostbildungen zeigten und dieselben sorgfältiger und unausgesetzter Beobachtung bedurften. Bei den mit Steinkohlenteer gestrichenen Ketten zeigten sich die Rostbildungen nicht in so starkem Maße als bei den drei anderen. Daher wurde ein Anstrich mit Dr. Grafscher Schuppenpanzerfarbe ausgeführt.

Am 14. und 15. November 1895 fand eine Probelastung statt. Das Ergebnis war folgendes:

Bewegte Last: Wagen von 4 t (Abb. 6).



Abb. 6. Probelastung mit bewegter Last.

In der Mitte b und den Punkten a und c wurden die lotrechten Gesamtbewegungen gemessen (Hebung und Senkung). Dieselben betragen bei a 239 mm, b 168 mm, c 239 mm.

Bei Sturm wurden Seitenschwankungen beobachtet, welche eine wellenförmige Hebung von 70 bis 80 cm bewirkten.

Ruhende Last: (Abb. 7).

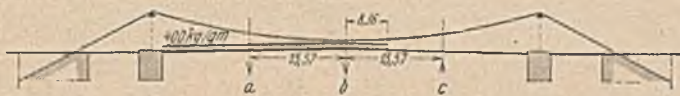


Abb. 7. Probelastung mit ruhender Last (einseitig).

a) einseitige Belastung der linken Hälfte mit 400 kg/m^2 in einer Länge von $\frac{1}{2} + 8,36 \text{ m}$. Es ergab sich bei

- a) eine Senkung von 478 mm,
- b) „ „ „ 296 „ „
- c) „ Hebung „ 360 „ „

Die Gesamtbewegung bei c würde mithin $478 + 360 = 838 \text{ mm}$ betragen.

b) volle Belastung der ganzen Brücke mit 400 kg/m^2 (Abb. 8).

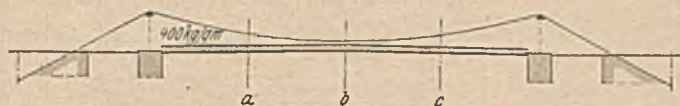


Abb. 8. Probelastung mit ruhender Last (auf der ganzen Brücke).

Das Ergebnis war folgendes:

	a	b	c
	mm	mm	mm
Bei voller Belastung wurden Senkungen beobachtet von	306	426	306
Die bleibenden Senkungen betragen	108	165	108
Die elastischen Senkungen betragen also	198	261	198

Es blieben somit erhebliche Senkungen zurück. Die Gesamtbelastung bewirkte, daß sich die Lagerfugen der Obelisken zwischen der ersten und zweiten Quaderschicht über dem Sockel

um 1 bis 2 mm auf 1,20 bis 1,60 m Tiefe öffneten, da die Reibung der Ketten auf den Gleitlagern der Obelisken zu groß war.

Bereits 1881 war beobachtet worden, daß sich die oberen inneren Ketten gesenkt hatten. 1895 zeigte sich bei diesen Ketten im Scheitel eine Senkung bis 44 mm, so daß mehrere Hängestangen auf den Querstücken bis an die Laschen der Innenketten abglitten und einige Querstücke auf den unteren Ketten auflagen. Es zeigte sich bei dieser Belastung auch, daß die Bügel, in denen die Querstücke liegen, bei den oberen inneren Ketten dort schräg standen, wo diese Querstücke auf den unteren Ketten auflagen; anscheinend waren diese Bügel stark eingerostet.

Das Ergebnis dieser Probelastung, der Umstand, daß die jährlichen Unterhaltungskosten in der Zeit von 1890—1895 2200 Mark betragen hatten und das Bauwerk für den stets wachsenden schwereren Verkehr ein Hindernis bildete, führte zu dem Vorschlage, einen Umbau derart vorzunehmen, daß die Seitenöffnungen massiv ausgebaut und somit von der Kette gelöst würden, wie es Lossen s. Zt. wiederholt angeregt hatte. Auch der Neubau als gewölbte Brücke an anderer Stelle wurde in Erwägung gezogen.

Seit diesem Zeitpunkt kam die Frage eines neuen Brückenbaues nicht mehr zur Ruhe. Die auf den unteren Ketten aufliegenden Teile der oberen Ketten hämmerten auf denselben, wenn Fahrzeuge die Brücke befuhren. Die Bewegungen der Brücke wurden als störend empfunden, und die auf den Querstücken nach innen abgerutschten Aufhängestangen verursachten eine vermehrte Beanspruchung der inneren Ketten. 1898 wurde Oberingenieur Kübler in Eßlingen mit der Erstattung eines Gutachtens beauftragt, welches sich auch eingehend mit der Probelastung des Jahres 1895 befaßte. Ungünstig war auch der Umstand, daß sich auf dem rechten Lahnufer dicht vor der Brücke ein Planübergang der Bahn befand. Am 24. Oktober 1904 fand eine Ortsbesichtigung statt, an welcher ein Regierungskommissar teilnahm. Dabei wurde auch die Beseitigung des Planübergangs erörtert; man kam aber zu keiner befriedigenden Lösung. Nuncmehr wurden Baufirmen zur Aufstellung von Vorentwürfen aufgefordert, und Verschiebungen der Brückenachse sowohl stromauf- wie stromabwärts wurden eingehend geprüft. Im Jahre 1908 fand nochmals eine eingehende Ortsbesichtigung durch den Landesbaurat Geheimen Baurat Leon und die Landesbauinspektoren Baurat Henning und Schneiders statt. Sie führte zur Entscheidung, daß alle Linien und Vorschläge, welche eine Überführung über die Eisenbahn vorsahen, wegen Beeinträchtigung des Städtebildes und der hohen Kosten unausführbar seien. Es käme daher nur noch eine Brücke mit eisernem Überbau an der alten Stelle oder eine massive, ungefähr 12 m oberhalb der bestehenden zu erbauende Brücke in Frage.

Im Jahre 1910 wurde die Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, Werk Gustavsburg, zur Abgabe eines Gutachtens über die Kettenbrücke aufgefordert. Das Urteil dieses Gutachtens über die Brücke war folgendes:

Ein beschränkter Umbau, bestehend aus dem Ersatze der hölzernen Querträger durch eiserne und Loslösung der Seitenöffnungen von der Kette, kann als Notbehelf angesehen werden. Die Unregelmäßigkeiten in der ungleichen Höhenlage der Ketten lassen sich beseitigen. Ein weitergehender Umbau, bestehend aus dem Einbau eines Versteifungsträgers, würde den Verkehr mit Dampfwalzen ermöglichen und die Schwankungen wesentlich mildern. — Leider scheiterte die Weiterverfolgung dieser Angelegenheit an Widerständen innerhalb der Verwaltung.

Die Unterhaltung des Bauwerkes wurde in der bisherigen Weise fortgesetzt, forderte aber stets wachsende Ausgaben. Dies veranlaßte den damaligen Vorstand des Landesbauamts Oberlahnstein, Baurat Henning, im Jahre 1913 einen Versuch mit abgelegten Transmissionsseilgurten zu machen, mit denen der Bohlenbelag der Seitenöffnungen belegt wurde. Dieser Gurtbelag wurde mit heißem Pechöl getränkt, dem ein Zusatz von mineralischen Pyknoton-Bindestoffen gegeben wurde. Die Masse wurde wiederholt aufgegossen und mit einem Gemisch von gesiebtem Basaltgrus und Pyknoton-Präparat leicht ab-

erschwert. Die Höhenunterschiede betragen hier bei normaler Ebbe und Flut etwa 7 m.

Auf Grund der Vorarbeiten wurde dann die genaue Stelle der Überbrückung festgelegt und im Jahre 1923 ein Wettbewerb zur Erlangung des besten und wirtschaftlichsten Entwurfs ausgeschrieben.

Die Ausschreibungsbedingungen forderten mindestens eine große Öffnung zur Überbrückung der Fahrtrinne, da man eine Drehbrücke unter keinen Umständen verwenden wollte. Als Sieger in diesem Wettbewerb ging die Firma Société des Entreprises Limousin, Procédés Freyssinet hervor, deren Entwurf nicht nur in technischer und ästhetischer Hinsicht als bester bezeichnet wurde, sondern der außerdem auch noch den geringsten Kostenaufwand erforderte.

Die Pfeilergründungen unter Wasser mußten mittels Druckluft hergestellt werden und erforderten sehr hohe Kosten. Aus diesem Grunde erwies es sich als billiger, die Spannweiten auch der an die geforderte große Öffnung anschließenden Öffnungen zu vergrößern und auf diese Weise an Strompfeilern zu sparen.

Der zur Ausführung gelangte Entwurf sah 2 Mittelpfeiler und 2 Landpfeiler, also insgesamt 3 eigentliche Brückenöffnungen vor, und zwar erhielten diese Öffnungen gleiche Spannweiten, was eine Ersparnis an Kosten für das Lehrgerüst, wie wir weiter sehen werden, mit sich brachte (Abb. 2).



Abb. 2. Gesamtansicht.

Die Bauwerke, die die Strombrücke mit den Uferböschungen verbinden, sind als Balkenbrücken ausgebildet.

Die Ausschreibungsbedingungen ließen den Anbietern freie Wahl hinsichtlich der Ausbildung der Fahrbahn. Zu überführen

Dieses Moment wirkte sich außerdem in ästhetischer Hinsicht aus, indem das ganze Bauwerk dadurch an Eleganz erheblich gewinnt.

Statisch hat die Anordnung weiterhin den Vorteil, daß die Achsen beider Verkehrswege mit der Brückenachse zusammenfallen, die Verkehrslasten also keine Torsions-Momente hervorrufen, was besonders bei dem Eisenbahngleis ins Gewicht fällt. Bei einer Anordnung beider Verkehrswege in einer Ebene hätte entweder jeder Verkehrsweg exzentrisch zur Brückenachse gelegen, oder eine zentrale Lage zum mindesten des Eisenbahngleises wäre nur mit einem größeren Aufwand an Brückenbreite durchführbar gewesen, indem man die Straße je zur Hälfte ihrer Breite symmetrisch zu beiden Seiten des Gleises angeordnet hätte.

Verkehrstechnisch ist die Anordnung in 2 Stockwerken zweifelsohne der Anordnung in einer Ebene überlegen, da keinerlei Störung oder Gefährdung des einen Verkehrs durch den anderen eintreten kann, und schließlich ist die den beiden Verkehrswegen entsprechende Art der Fahrbahnbefestigung getrennt besser durchzuführen: Der Schienenweg wurde auf Schwellen und Steinschotter verlegt, während die Straßebefestigung lediglich aus einem 5 cm starken Asphalt auf der Eisenbetonplatte besteht.

In ästhetischer Hinsicht paßt die wuchtige Fahrbahn in der

Brückenansicht zweifellos besser zu dem Gesamtbild als eine weitaus zierlicher wirkende ebene Fahrbahn.

Die Fahrbahn ist oberhalb der Bögen angeordnet mit der Einschränkung, daß sie nicht über den Scheitel des Bogens geführt ist. Da jeder Bogen aus 2 Bogenrippen besteht, so hatte man die Möglichkeit, die Fahrbahn im Scheitel zwischen die beiden Bögen zu legen, und auf diese Weise nicht nur eine bessere Ansicht zu erhalten, sondern auch durch Ersparnis an Konstruktionshöhe des gesamten Brückenaufbaues an Kosten zu sparen.

Die Fahrbahn im Scheitel zwischen die beiden Bögen zu legen, und auf diese Weise nicht nur eine bessere Ansicht zu erhalten, sondern auch durch Ersparnis an Konstruktionshöhe des gesamten Brückenaufbaues an Kosten zu sparen.

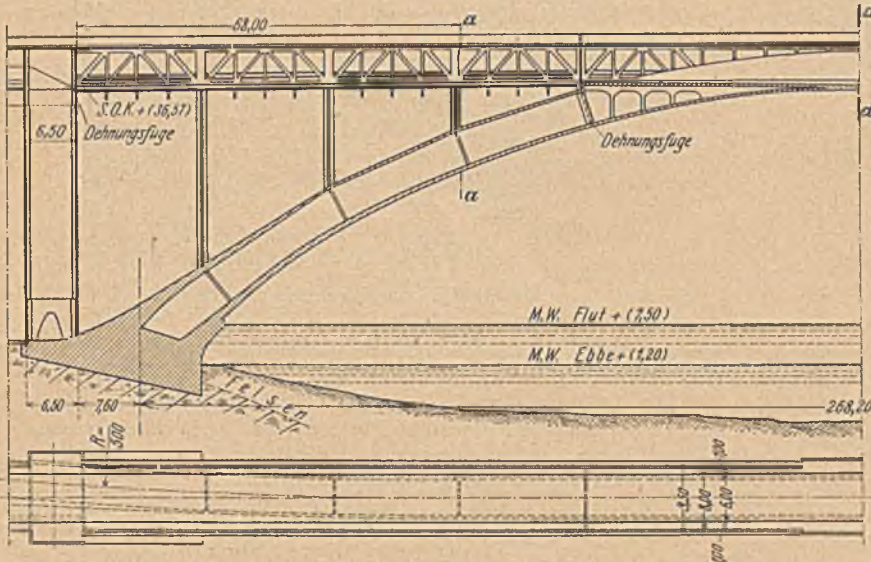


Abb. 3.

Landseitiger Brückenbogen (Längsschnitt und Draufsicht).

waren ein Kleinbahngleis von 1 m Spurweite sowie eine Straße von 6 m Breite nebst je einem Fußweg von 1 m Breite. Der Entwurf sollte jedoch gleich die Erweiterung des Kleinbahngleises auf ein Vollspurgleis vorsehen.

Der preisgekrönte Entwurf Freyssinets ordnete die beiden zu überführenden Verkehrswege in 2 Stockwerken an. Die Fahrbahn stellt somit ein hohles, vierseitiges Prisma dar, gewinnt also gegenüber einer ebenen Ausbildung bei gleichem Materialaufwand eine große Steifigkeit. Die Ausnutzung der räumlich-statischen Vorteile dieses Systems ermöglichte, da sich größere Spannweiten verwenden ließen, eine erhebliche Ersparnis an Fahrbahnspfählern.

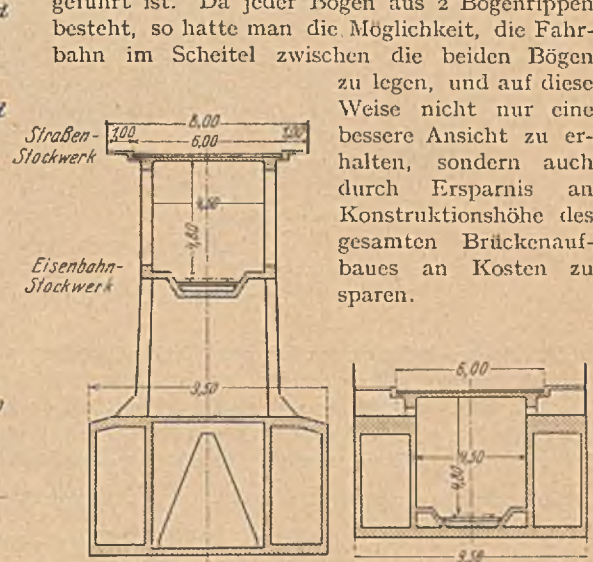


Abb. 4. Querschnitt a-a.

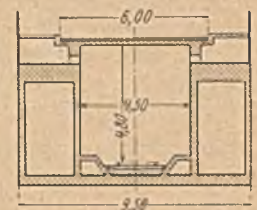


Abb. 5. Querschnitt d-d.

Den Übergang aus dem zweistöckigen Verkehrssystem der Brücke zu dem ebenen Verkehrssystem außerhalb der Brücke legte Freyssinet in den Beginn der Balkenbrücke, wie aus der Abbildung 3 hervorgeht. Der Übergang beginnt bereits in den beiden äußeren Brückenbögen, die Höhenunterschiede werden durch eine Anrampung überwunden.

Die Bogenachsen sind nach der Stützlinie für die ruhenden Eigenlasten konstruiert. Da die Lasten der Fahrbahn durch die Stützen in Form von Einzelkräften übertragen werden, so hat die Stützlinie an den Punkten der Fahrbahnstützen Knickpunkte. Die innere Leibung der Bögen ist nach einer neigungsstetigen

Kurve geformt, während die obere Leibung Knickpunkte hat. Auf diese Weise erhält man eine geknickte Stützlinie. Der Querschnitt des Bogens ist ein hohler Kasten-Querschnitt (vgl. Abb. 4 und 5) Durch die Anwendung eines derartigen Querschnitts, der gegenüber einem vollen Querschnitt ein wesentlich günstigeres Verhältnis von Querschnittsfläche zu Widerstandsmoment hat,

Baubeginn jahrelang (zwischen den Jahren 1922 und 1927) systematische Untersuchungen durchgeführt. Es bestätigte sich dabei die Beobachtung, daß die mittlere Windgeschwindigkeit für einen und denselben Punkt der Erdoberfläche mit zunehmender Entfernung von der Erdoberfläche zunimmt, da sich die Geschwindigkeit der Windschichten in der Nähe des Erdbodens durch die Reibung an der Erdoberfläche verringert. Dagegen sind die Wirbelbildungen in der Nähe der Erdoberfläche und die dadurch bedingten örtlichen Windgeschwindigkeitserhöhungen von Bedeutung.

Die Messungen brachten das wichtige Ergebnis, daß in den Höhenschichten, die für das Bauwerk in Betracht kamen, die Windkräfte das Maß von 150 kg/qm nicht überschritten.

Die Untersuchungen lenkten jedoch den Blick noch weiterhin auf Dinge, die im allgemeinen nicht immer genügend beachtet bzw. ganz vernachlässigt werden, so namentlich auf die vertikalen Windkräfte. Selbst bei vollkommen horizontaler Windrichtung treten durch Wirbelbildungen vertikale Kräfte auf, die das Brückengewölbe in vertikaler Richtung beanspruchen. (Von diesen Kräften wiederum sind diejenigen, die von unten nach oben wirken, natürlich besonders gefährlich, da die Brücke auf solche Kräfte nicht dimensioniert ist. Dies kann sich besonders

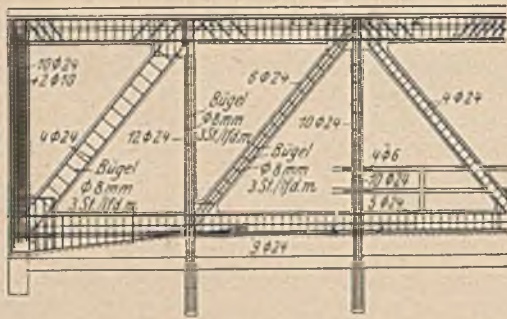


Abb. 6. Längsschnitt 4 durch die Fahrbahn.

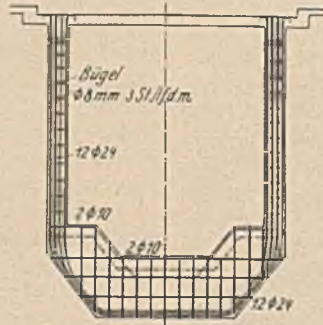


Abb. 7. Querschnitt 4 durch die Fahrbahn.

ist erst die Überwindung so großer Spannweiten mit Eisenbetonbögen ermöglicht. Namentlich die größere Seitensteifigkeit erscheint bei der geringen Brückenbreite in Hinsicht auf die Windkräfte wichtig.

Die Bögen sind in die Widerlager eingespannt. Die Längsbewehrung des Bogens beträgt etwa 23 kg/cbm, ist also sehr gering.

Die Wände des hohlen Kastenquerschnitts des Bogens werden nach dem Auflager zu immer stärker, bis aus dem Hohlquerschnitt

gewölbe in vertikaler Richtung beanspruchen. (Von diesen Kräften wiederum sind diejenigen, die von unten nach oben wirken, natürlich besonders gefährlich, da die Brücke auf solche Kräfte nicht dimensioniert ist. Dies kann sich besonders

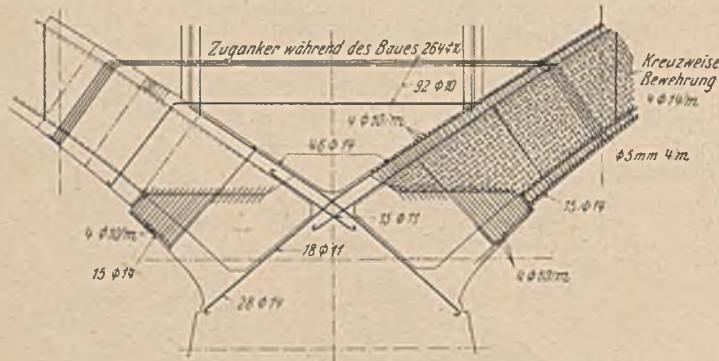


Abb. 8. Bogenkämpfer.

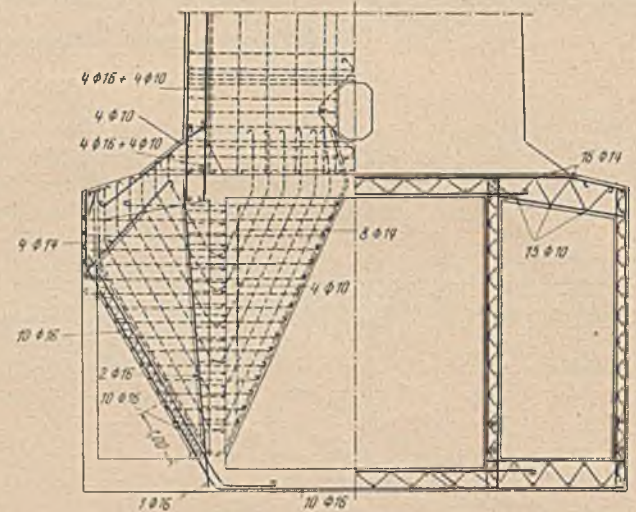


Abb. 9. Querschnitt durch den Bogen.

ein Vollquerschnitt geworden ist. Diese Anordnung wurde getroffen, um die Übertragung der Kräfte auf Widerlager und Erdboden übersichtlich zu gestalten und sicher zu erfassen.

Ein besonderes Augenmerk mußte auf die Aufnahme der Windkräfte gerichtet werden. Zu diesem Zwecke wurden vor

unangenehm bei Hängebrücken auswirken, weniger bei steifen Bogenbrücken.)

Die Dehnungsfugen der Fahrbahn liegen jeweils über den Bogenkämpfern bzw. den Punkten, an denen die Fahrbahn in den Bogenscheitel übergeht.

	Steinschotter 10—30 mm Teile	Steingrus (Brechsand) 0—10 mm Teile	Meeres- sand 0—1 mm Teile	kg Zement je cbm fert. Beton	Betondruckfestigkeit nach				
					1 Tage	7 Tagen	28 Tagen	90 Tagen	1 Jahr
Beton der Brücken- rampen	8	2	2	350 P. Z.	—	183	255	297	381
Beton der Brücken- bögen	8	2	2	450 P. Z.	—	272	352	403	468
Beton der Wider- lager	7	2,5	2,5	400 Schm. Z.	224	304	327	338	348
Beton der Wider- lager b	7	2,5	2,5	425 Schm. Z.	281	339	376	388	366

Von zwei zueinandergehörigen Dehnungsfugen ist jeweils eine als Pendelstütze, die andere dagegen so ausgebildet, daß sie horizontale Kräfte (Beweiskräfte) aufnehmen kann.

Die Untersuchung der Nebenspannungen ist bei einem derartigen Bauwerk von erheblicher Bedeutung. Die Berechnung wurde mit aller Sorgfalt durchgeführt.

Es ist Vorsorge getroffen, daß durch die Stützen der Fahrbahn keine zusätzlichen Kräfte von Bogen auf Fahrbahn und umgekehrt übertragen werden: Die längeren Fahrbahnstützen, die also nur eine geringe Steifigkeit besitzen, sind an beiden Enden, d. h. in Fahrbahn und Bogen, fest eingespannt, während die kürzeren Fahrbahnstützen als Pendelstützen ausgebildet sind.

In der Nähe der Baustelle befindet sich ein Quarzitlager. Dieses Material wurde in Steinbrechern gebrochen und unter Zusatz von natürlichem Sand als Zuschlagmaterial benutzt. Die folgende Tabelle gibt eine Übersicht über die verwendeten Betonzusammensetzungen und die erzielten Festigkeiten (Probewürfel von 20 cm Kantenlänge).

Baustellen-Einrichtung.

Insgesamt waren

- ca. 25000 cbm Beton,
- „ 1500 to Rundeseisen,
- „ 2000 cbm Holz

zu verarbeiten. Gewählt wurde als Transportmittel ein Kabelkran mit einer Spannweite von 650 m. Der Bedienungsmann saß in dem Fahrkorb selbst, weil bei einer so großen Spannweite die Übersicht vom festen Boden aus nicht mehr genügend sicher war. Der Bau von Kabelkränen großer Spannweiten ist hauptsächlich eine Frage des Eigengewichts. Man muß versuchen, das Eigengewicht möglichst niedrig zu halten. Man sollte glauben, daß durch die Bemannung des Fahrkorbes und den dadurch erforderlichen Einbau des Motors usw. das Eigengewicht in unzulässiger Weise gesteigert wurde; dem steht jedoch eine wesentliche Verminderung der erforderlichen Kabelapparatur entgegen, wenn man die Steuerung nicht vom Lande aus vornimmt. Weiterhin sind für die Gewichtsverminderung folgende Gesichtspunkte maßgebend:

1. Verminderung der Kabeldimensionen durch technologische (Verwendung hochwertiger Materials) und konstruktive (hauptsächlich Ausschaltung von Biegungsspannungen an der Stelle, wo das Seil in die Pylonen eingeführt wird) Maßnahmen.
2. Verwendung von Leichtmetallen für den Fahrkorb.
3. Verminderung des Seildurchhanges durch einen entsprechend starken Seilzug. Dadurch verkleinert man die Steigungen und entsprechend auch die Antriebsmaschine.

Gleichzeitig hat man damit den hochzubewertenden Vorteil, daß die Höhe der Pylonen vermindert wird.

Die Pylonen des Kabelkranes waren aus Holz in Zimmermannsverband hergestellt.

Das Tragkabel bestand aus 19 Seilen mit je 12 Seildrähten von 2,74 mm \varnothing . Der Kabeldurchmesser betrug 60 mm, und das Eigengewicht 12 kg/lfdm. Die Bruchlast wurde auf 210 to festgestellt. Die Gebrauchslast betrug etwa 60 to, so daß man eine etwa 3 1/2fache Sicherheit hatte. Der Gebrauchslast von 60 to entsprach eine Spannung von rd. 4 1/2 to/qcm.

Gründungsarbeiten.

Das Bauwerk hat 4 Hauptpfeiler: 2 Landpfeiler und 2 Mittelpfeiler. Die beiden Landpfeiler wurden in offener Baugrube gebaut. Der Erdaushub geschah im Schutze eines großen Eisenbetonbrunnensringes von 28 m Durchmesser und 30 cm Wandstärke. Nachdem der Erdaushub getätigt war, wurde bei Ebbe eine starke Bodenschicht aus Schmelzzementbeton eingebracht, nach dessen baldigem Erhärten der Brunnen leergepumpt und nun im Trockenen weitergebaut werden konnte. Die Verwendung von Schmelzzement erfolgte im wesentlichen wegen der größeren chemischen Widerstandsfähigkeit gegen die zerstörende Wirkung des Meereswassers.

Die Gründung der Meerespfeiler erfolgte mittels Eisenbeton-senkkästen und Druckluft. Der Senkkasten wurde entsprechend dem Arbeitsfortschritt durch Verminderung des Ballastes gehoben. Auf diese Weise kam man mit einem Senkkasten aus.

Lehrgerüst.

Das Lehrgerüst war aus Holz hergestellt. Es ist in 8 Fachwerkbinder mit Zug- und Druckdiagonalen aufgeteilt. Eigenartig waren die Konstruktionselemente und Konstruktionsverbindungen. Die ganzen tragenden Konstruktionsteile des Gerüsts bestanden aus Bohlen von der Stärke 8 · 23 cm. Die Ver-

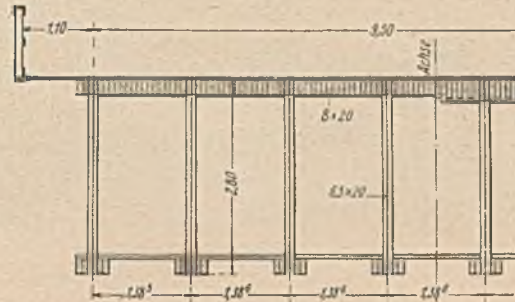


Abb. 10. Schnitt durch den Scheitel des Lehrgerüsts.

bindungen waren sämtlich genagelt. Die genagelten Verbindungen sollen sowohl sicherer sein, als auch dem gesamten Bauwerk eine größere Steifigkeit verleihen. Die Nägel waren statisch berechnet. Die gleichen Konstruktionen hat Freyssinet bereits bei der Luftschiffhalle in Orly angewendet, wo sie sich vortrefflich bewährten (vgl. auch

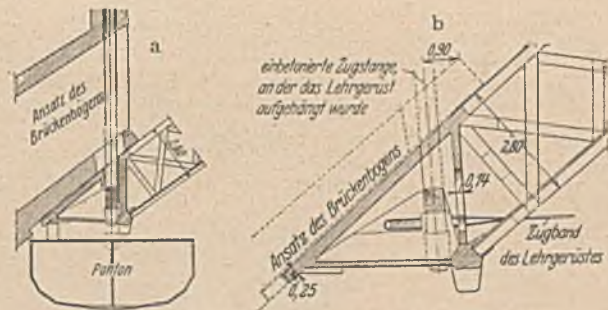


Abb. 11a und b. Kämpfer des Lehrgerüsts.

Deutsche Bauzeitung vom 12. November 1930: „Über Versuche mit Drahtstiften als Holzverbindungsmitel“ von Dr.-Ing. Stoy). Das statische System war ein Zweigelenkbogen mit Zugband. Die Zuganker bestanden aus Drahtkabeln, die mittels Spannschlösser angezogen werden konnten, und die an den Kämpferpunkten ihre Kraft in eine Betonkonstruktion abgaben. Diese Betonkonstruktion war eine Art Betonschuh, der am Kämpferpunkt die Holzkonstruktion aufnahm (Abb. 11a und 11b).

Unter den beiden Kämpfern des noch auf dem Montagegerüst an Land befindlichen Lehrgerüsts waren auf je einer schiefen Ebene zwei Eisenbeton-Pontons gelagert. Die Pontons hatten eine Länge von 35 m und eine Breite von 8 m. Durch Quer- und Längswände waren sie in Schotten eingeteilt, so daß infolge einer möglichen Beschädigung bei einem etwaigen Zusammenstoß nicht gleich der ganze Ponton versinken konnte. Mittels Schraubenspindeln senkte sich das Montagegerüst, so daß das Lehrgerüst auf den Eisenbeton-Pontons zu ruhen kam. Gleichzeitig wurden die Zugbänder angezogen, das Montagegerüst entfernt, das ganze Lehrgerüst vom Stapel gelassen und auf den Eisenbeton-Pontons (vgl. Abb. 14) schwimmend an Ort und Stelle gebracht. Die Stabilität dieses schwimmenden Gerüsts war beträchtlich. Der Schwerpunkt des ganzen Systems

lag nicht höher als 6 m über dem Wasserspiegel, während das Metazentrum eine Höhe von 50 m besaß. Gefahr hinsichtlich der Stabilität lag also nicht vor. Es zeigte sich, daß selbst ein Wind von 10 m/Sek. nur unwesentliche Schwankungen hervorrufen konnte: Die einzige nennenswerte Gefahr waren stoßartige

hergestellt (Abb. 14); dies verursachte eine erhebliche Kostenersparnis. Danach wurden die Anrampungen gebaut, was keine Schwierigkeiten mehr bereitete. Die Höchstspannungen im Bogenbeton betragen 75 kg/cm², eine Spannung, die nach den oben mitgeteilten Betonfestigkeiten sehr wohl vertretbar erscheint.

Der Verfasser des Entwurfs glaubt auf Grund der Erfahrungen während des Baues und der Beobachtungen an dem fertigen Bauwerk, daß Spannweiten bis zu 400 m mit diesem Brückensystem überwunden werden können.

Im Nachgang zu diesen Ausführungen des bauleitenden Ingenieurs gibt Freyssinet noch einige Ergänzungen. Freyssinet hebt hervor, daß die Brücke

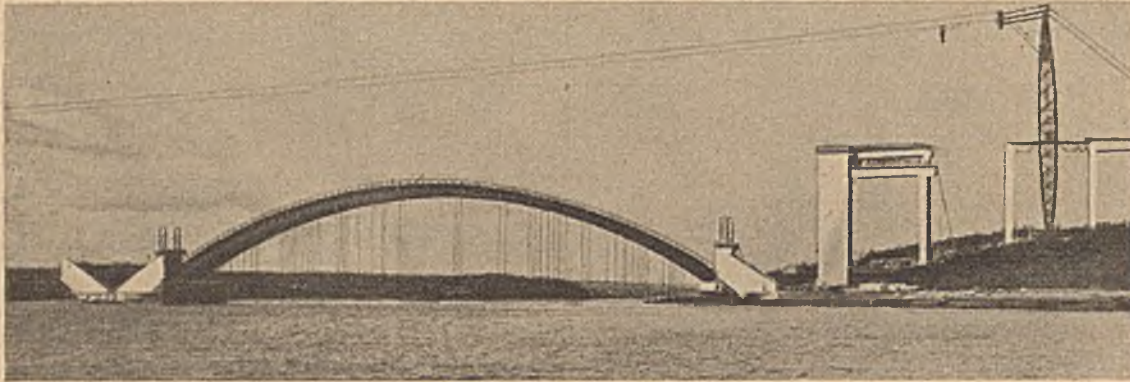


Abb. 12.

keineswegs den Charakter eines besonderen Bauwerkes hat, vielmehr sei sie der Vertreter eines Brückentyps, der den Anspruch auf ein Minimum an Risiko während der Bauausführung, eine hohe Betriebssicherheit, verbunden mit großer Wirtschaftlichkeit, erheben kann.

Der Präsident des Departements Finistère, Albert Louppe, hat das Verdienst, diesem zunächst in seiner Kühnheit überraschend anmutenden Entwurf trotz der zahlreichen Angriffe aus Fachkreisen zur Durchführung verholfen zu haben. Namentlich hatte er einen scharfen Kampf gegen die Vertreter der Eisenbauweise durchzuführen.

Freysinet betont, daß die Brücke von Plougastel, was die technischen Voraussetzungen angeht, schon vor 20 Jahren hätte ausgeführt werden können.

Bereits im Jahre 1911 ist von Freyssinet die Brücke bei Veudre über den Allier-Fluß mit 3 Bögen von 72 m Spannweite mit nur 5 m Bogenpfeil erbaut worden, so daß ihre Kühnheits-



Abb. 13. Schema für das Einbringen des Bogenbetons.

durch die Spannschlösser der Zugbänder und dann durch die Spannschlösser der vertikalen Zugstangen reguliert werden.

Das Betonieren geschah nach dem Schema der Abb. 13. Unter der Auflast des Betons betrug die Senkung des Lehrgerüsts im Scheitel etwa 25 cm. Der gesamte Holzinhalt des Gerüsts betrug 600 cbm, etwa 10% der Betonmasse, die es aufgenommen hat. Die maximale Spannung aus seinem Eigengewicht betrug 10 kg/cm², die maximale Spannung unter der Auflast des Bogenbetons betrug 110 kg/cm².

Der Schluß der Bögen erfolgte nach dem auch in Deutschland gebräuchlichen Verfahren mit hydraulischen Pressen. Diese üben eine Horizontalkraft aus, die etwa so groß ist wie die, die später unter der Einwirkung von Eigengewicht und Verkehrslast entsteht. Dadurch erleiden Bogen, Pfeiler und Widerlager bereits vor Schluß des Bogens Deformationen elastischer und plastischer Natur, so daß ein großer Teil der sonst entstehenden Nebenspannungen vermieden wird. Auf dieses Verfahren braucht an dieser Stelle nicht näher eingegangen zu werden. Die 3 Bögen wurden so einer nach dem anderen mit dem gleichen Lehrgerüst

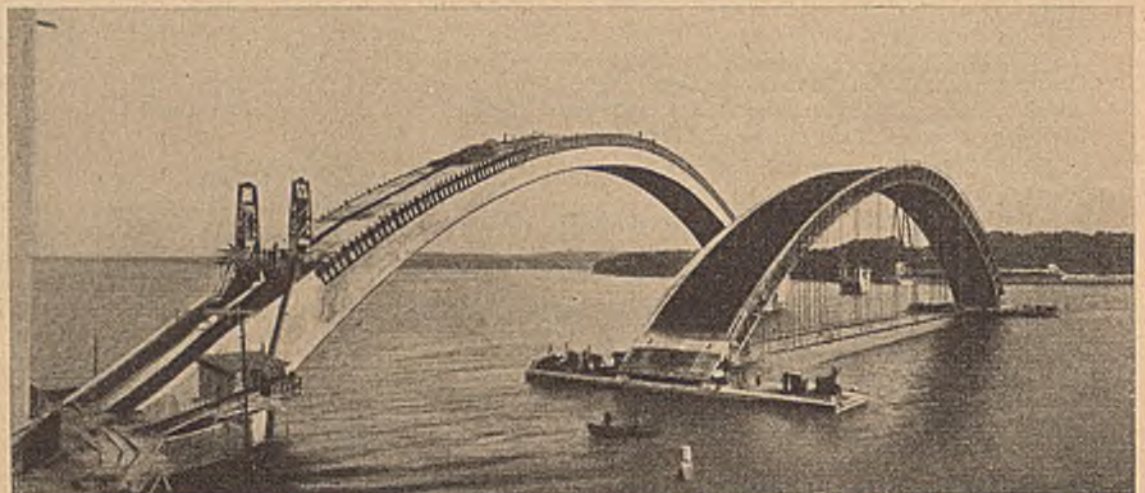


Abb. 14.

zahl $\frac{l^2}{f} = 1040$ größer war, als die der Brücke bei Plougastel

mit $\frac{l^2}{f} = 960$.

Aber noch heute verhindert Mangel an Verantwortungsfreudigkeit von dem Beton als Baustoff das zu verlangen, was man füglich von ihm verlangen könnte.

Unter den Ingenieuren vertritt eine große Zahl die Ansicht, daß der Übergang zu immer größeren Spannweiten sich nicht sprunghaft, sondern allmählich entwickeln müßte, um die nötigen Erfahrungen zu sammeln. Freyssinet würde es selbstverständlich auch begrüßen, wenn man auf dem Wege zwischen Spannweiten von 180 m und 1000 m Zwischenstufen machen könnte, etwa eine Spannweite von 400 m bauen könnte, von der Herr Coyne oben gesprochen hat. Aber grundsätzlich stellt sich Freyssinet auf den Standpunkt, daß es für die Ingenieure nicht angängig ist, die Größen der Spannweiten ihrer Brückenbauwerke ihren Wünschen anzupassen, sondern der beherrschende Grundsatz muß sein, mit einem Minimum von Kosten und Risiko zu arbeiten.

Freyssinet ergänzt zum Schluß Herrn Coyne in einigen Punkten, die ihm wichtig erscheinen, und geht noch einmal kurz auf die Natur der wesentlichen Schwierigkeiten und der Gefahrenmomente ein, die bei dem Bau weitgespannter Brücken bestehen, und betrachtet in Sonderheit die Wichtigkeit von Berechnungen und des gesunden, technisch geschulten Menschenverstandes.

Die klassische Art der statischen Berechnungen von Bögen, die man für 100 oder 1000 m Spannweite baut, bietet keinerlei Schwierigkeiten; die rechnerische Genauigkeit ihrer Resultate hat jedoch keinerlei Bedeutung: Man kann zweifellos einen Beton herstellen, der wesentlich druckfester ist, als rechnerisch erforderlich, und man muß schon sehr ungeschickt sein, um einen Bogen so zu formen und zu dimensionieren, daß die Spannungen, die

üblicherweise der Dimensionierung zu Grunde gelegt werden, die Sicherheit des Bauwerkes gefährden könnten. Von sehr großer, unter gar keinen Umständen zu unterschätzender Bedeutung sind jedoch bei Bauwerken dieser Größe die Spannungen, die man gemeinhin als Nebenspannungen zu bezeichnen pflegt; zumal bei Kastenquerschnitten kommen sie den Hauptspannungen in ihrer Wichtigkeit durchaus gleich. Spannungsarten, die bei kleineren Spannweiten ohne Gefahr vernachlässigt werden dürfen, können in ihrer Auswirkung mit zunehmenden Ausmaßen des Bauwerkes gefährlich werden. Es kommt darauf an, Konstruktionsformen zu finden, die hinsichtlich der Nebenspannungen übersichtlich sind, wobei es nicht so sehr auf die mehr oder weniger große (illusorische) rechnerische Genauigkeit ankommt, als vielmehr darauf, daß man keine Einflußart vergißt. Die Übertragung der konzentrierten Last durch die Fahrbahnstützen auf den Bogen, die Übergänge des vollwandigen Bogenquerschnittes in den hohlen Kastenquerschnitt auf der einen und in die Widerlager auf der anderen Seite, weiterhin der Übergang der Fahrbahnen in die Bögen in der Nähe des Bogenscheitels, die vielen Einzelfragen hinsichtlich des Lehrgerüsts usw. sind Aufgaben, die an den gesunden, technisch geschulten Menschenverstand wesentlich größere Anforderungen stellen, als an den nur rechnenden Verstand.

Die Architektur der Brücke ist erstanden lediglich als Auswirkung technischer Erfordernisse, und vielleicht deshalb wirkt das Bauwerk überzeugend auch auf einen Nichtfachmann.

DIE ROSENSTEIN- UND DIE WILHELMSBRÜCKE ÜBER DEN NECKAR BEI STUTTGART - CANNSTATT.

Von Regierungsbaurat Dr.-Ing. Emil Burkhardt, Stuttgart.

Übersicht. Es werden die beiden anlässlich der Neckarkanalisation auf Markung Stuttgart-Cannstatt nötig gewordenen neuen eisernen Straßenbrücken unter besonderer Berücksichtigung der landschaftlichen Gegebenheiten kurz beschrieben. Ihre Ausführung als vollwandige Balken- bzw. Rahmenbrücke mit je etwa 70 m Spannweite ist als Fortschritt beachtenswert.

Der Entwurf für die Verbesserung der Hochwasserabflußverhältnisse des Neckars im Bereich Groß-Stuttgarts nach dem Gesamtplan der Neckarbaudirektion Stuttgart für die Neckarkanalisation zwischen Mannheim und Plochingen sah u. a. auch die Beseitigung der alten Wilhelmsbrücke und deren Ersatz durch zwei neue Brücken vor, wovon die eine, die sogen. Rosensteinbrücke, 170 m oberhalb, die andere, die sogen. Wilhelmsbrücke, an die Stelle der alten Wilhelmsbrücke zu liegen kam. Die alte Wilhelmsbrücke, ein Werk des bekannten Straßen- und Brückenbauers Oberbaurat von Eitzel aus dem Jahr 1838, war eine Steinbrücke mit 5 Bogen von je 18,62 m lichter Weite, deren Pfeiler und Gewölbe — erstere auf hölzernen Pfahlrosten gegründet — aus feinkörnigen, dichten, heimischen Schilfsandsteinquadern mit gesägten Fugen gefügt waren. Der Querschnitt der Brücke wies eine Fahrbahn von 6,89 m und beiderseitige Gehwege von je 2 m Breite auf. In die Fahrbahn war ein Straßenbahngleis eingelegt und unter den Gehwegen lagen Gas- und Kabelleitungen. Die Brücke verband ursprünglich den Stadtkern von Cannstatt mit dem neueren linksseitig gelegenen Stadtteil, hatte aber mit der fortschreitenden Verkehrsentwicklung auch den Durchgangsverkehr im Neckartal sowie den stark gewachsenen Ringverkehr zwischen Stuttgarts Vororten aufzunehmen.

Diese Brücke, ein Meisterwerk der Ingenieurkunst, hat die schwersten Eisgänge und Hochwasser schadlos überstanden. In

architektonischer Hinsicht hat sie sich zusammen mit dem alten schrägen Wehr, wie Abb. 1 zeigt, mit ihren schön geschwungenen Bögen harmonisch in das alte Stadt- und schöne Landschaftsbild (Abb. 2) eingefügt.

Die Ausführung der Flußregulierung bot Gelegenheit, die mit der Zeit unhaltbar und gefährlich gewordenen Verkehrsverhältnisse auf der alten Wilhelmsbrücke durch Erstellung der oben genannten zwei neuen Brücken neu zu gestalten, und zwar in der Weise, daß die weiter flußaufwärts liegende Rosensteinbrücke für den Durchgangsverkehr im Zuge der von der Stadt-



Abb. 1.

gemeinde Stuttgart geplanten künftigen Neckaruferstraße angelegt und die neue Wilhelmsbrücke an Stelle der alten Wilhelmsbrücke für den Innerortsverkehr bestimmt wurde. Letztere war ursprünglich nur für den Fußgängerverkehr geplant, wurde aber unter Übernahme der Mehrkosten seitens der Stadtgemeinde Stuttgart als zweispurige Straßenbrücke mit 2 Gehwegen ausgeführt.

Die Überbauten für die zwei Brücken waren öffentlich ausgeschrieben worden. Die Bedingungen der Ausschreibung enthielten Angaben über die Höhenlage, die Neigungsverhältnisse, die Breitenabmessungen, die Ausbildung der Fahrbahn und der

Gehwege und die unterzubringenden Leitungen sowie Vorschriften über Belastungsannahmen und zulässige Beanspruchungen für die statische Berechnung. Verlangt wurde, daß mit Rücksicht auf die Lage der Brücke kurz unterhalb einer beinahe rechtwinkligen Abbiegung des Neckars (siehe Lageplan — Abb. 3)

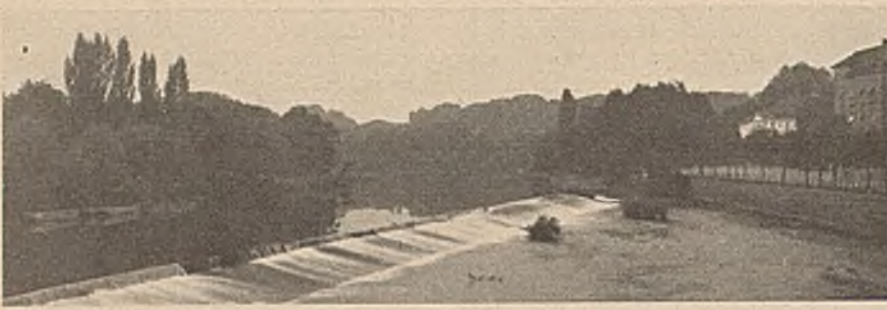


Abb. 2.

wegen der Gefahr bei Hochwasser und Eisgängen sowie wegen der künftigen Großschiffahrt Pfeilereinbauten wegleiben und zwischen dem höchsten schiffbaren Wasserstand und der Unterkante der Brückenkonstruktion eine lichte Durchfahrtshöhe von 6 m auf mindestens 25 m Flußbreite vorhanden sein müsse.

In ästhetischer Hinsicht war die Forderung auf möglichst

den Ausschreibungsunterlagen eine Reihe Lichtbilder der Umgebung der Brückenstellen beigelegt worden. Die Abb. 1 zeigt die Landschaft flußab, Abb. 2 die Landschaft flußauf gesehen.

Zu dem Einreichungstermin waren für beide Brücken insgesamt 39 Entwürfe von 14 Firmen eingegangen, die alle nur Überbauten mit einer Öffnung umfaßten. Von den Entwürfen für die Rosensteinbrücke sahen 8 Stabbogen, 6 Zweigelenkbogen 6 Zweigelenkbogen mit Zugband, 2 Zweigelenkfachwerksbogen mit Zugband, 2 Blechträger mit Kragarmen, Parabelträger, Halbparabelträger, K-Träger, Vierendeckträger und von denen für die Wilhelmsbrücke 6 Stabbogen, 4 Zweigelenkbogen, je 1 Zweigelenkrahmen, Parabelträger, Halbparabelträger, K-Träger, Vierendeckträger, Parallelfachwerkträger vor. Auf Grund der Prüfung der Angebote entschieden sich die Vertreter der an der Neckarverbesserung beteiligten

Behörden bezüglich der Rosensteinbrücke für den Entwurf einer Balkenbrücke nach dem Vorschlag der M.A.N. und bezüglich der Wilhelmsbrücke für den Entwurf eines Zweigelenkrahmens nach dem Vorschlag der Maschinenfabrik Eßlingen. Außer von den genannten Firmen waren von keinen anderen Firmen Vollwandkonstruktionen angeboten worden.



Abb. 3.

gutes Aussehen und günstige Einordnung der neuen Brücken in das schöne Landschaftsbild gestellt, da die beiden Neckarufer mit schönem Baumbestand besetzt sind und sich in unmittelbarer Nähe der neuen Flußübergänge am linken Neckarufer das Wilhelmstheater mit dem prachtvollen Rosensteinpark im Hintergrund, am rechten Ufer die Cannstatter Altstadt mit der alten Stadtkirche befinden. Für die Entwurfsbearbeitung waren

Die Rosensteinbrücke.

Bei der Aufstellung des endgültigen Ausführungsentwurfes für die Balkenbrücke galt es vor allem dem an und für sich schwer wirkenden Vollwandträger durch die Formgebung des Verlaufs des Ober- und Untergurtes sowie des auskragenden Gehweges eine dem Auge wohlgefällige und leicht wirkende Form zu verleihen. Eingehende vergleichende Untersuchungen führten dazu,

Die Gehwege wurden durch abnehmbare Eisenbetonplatten, die einen Gußasphaltbelag von 1,5 cm Stärke erhielten, abgedeckt. Durch Anordnung eines Zwischenbodens unter den Gehwegplatten wurde noch ein besonderer Raum geschaffen für die Unterbringung von Starkstromkabeln und Schwachstromleitungen.

Die Montage der Rosensteinbrücke erfolgte auf einer Rüst-



Abb. 7.

brücke, deren eiserne Längsträger durch hölzerne Pfahljoche, die etwa alle 7,60 m über die ganze Flußbreite hinweg angeordnet wurden, abgestützt waren. Das Aufstellen der Joche bot insofern einige Schwierigkeiten, als die Pfähle zum Teil in das Oberwasser und das Unterwasser sowie in den festen Wehrkörper des noch nicht abgebrochenen schrägen Wehres zu liegen kamen (Abb. 7). Jeder der beiden kastenförmigen Hauptträger war in 12 Einzelstücken — die zwei Endstücke als Ganzes und die fünf Mittelstücke aus Montagerücksichten durch einen Längsstoß in der Nähe der neutralen Achse nochmals geteilt — an die Baustelle gebracht und dort mittels eines 18 t schweren Portalkranes an die Einbaustelle, wo die Stöße zusammengenietet bzw. -geschraubt wurden, verfahren worden. Die Abstützung der Hauptträger geschah mittels hydraulischer Pressen.

Die Montage der Brücke mit einem Gesamtgewicht von rd. 640 t war nach Fertigstellung der Rüstung in dreieinhalb Monaten von Mitte März bis 1. Juli 1929 durchgeführt worden.

Am 12. Juli 1929 wurde das Eisenwerk unter dauernder Beobachtung der beiden Hauptträger, nachdem zuvor alle notwendigen Höhenaufnahmen mit größtmöglicher Genauigkeit gemacht worden waren, abgelassen. Bis zum Tage vor der Frei-

gabe der Brücke für den Verkehr wurden die Höhenbeobachtungen an den Auflagern sowie an den Hauptträgern in Brückenmitte fortlaufend weitergeführt. Die Messungen an den beiden Hauptträgern ergaben beim Hauptträger flußauf eine Durchbiegung infolge Eigengewicht von 90 mm und infolge der gesamten ständigen Last eine solche von 220 mm; an dem Hauptträger flußab unter denselben Bedingungen 88 mm bzw. 205 mm. Nach der Berechnung wurde die Durchbiegung der Hauptträger infolge des Gewichts der Eisenkonstruktion zu 90,9 mm und diejenige infolge der gesamten ständigen Last zu 178 mm ermittelt. Danach stimmt im ersten Belastungsfall die tatsächliche und die errechnete Durchbiegung nahezu überein; im zweiten Belastungsfall wird die berechnete Durchbiegung um 22 bzw. 27 mm überschritten. Diese Unterschiede dürften zum Teil von den Wirkungen der verschiedenen Temperaturen im Ober- und Untergurt herrühren. Nach der statischen Berechnung darf die gesamte Durchbiegung der Hauptträger infolge der gesamten ständigen Last und der

oben genannten ruhenden Verkehrslast 272,5 mm betragen. Da der Verkehr sofort nach Fertigstellung der Fahrbahn über die



Abb. 8.

Brücke geleitet werden mußte, konnte eine Probebelastung durch Verkehrslast bis jetzt noch nicht vorgenommen werden. Dieselbe wird jedoch vor der endgültigen Abnahme und nachdem eine Umleitung des Verkehrs über die Wilhelmsbrücke möglich ist, noch durchgeführt werden.

Eine Ansicht der fertigen Brücke, flußauf gegen den Rosenstein gesehen, zeigt Abb. 8. Die Balkenbrücke überspannt den rd. 70 m breiten Fluß in überaus ruhiger und leicht anmutender Weise und gestattet eine freie Sicht auf die schöne Landschaft. Durch die Schattenwirkung des auskragenden Gehwegs erscheint die große Trägerhöhe günstig gemildert. (Fortsetzung folgt.)

EISENBETONBRÜCKE ÜBER DIE EISENBAHNLINIE LANGENDREER—WITTEN, IM ZUGE DER VERBANDSSTRASSE D VIII.

Von Dipl.-Ing. A. Bohne in Fa. A. Diehl, Hoch-, Tief- und Betonbau A.-G., Essen.

Übersicht. Beschreibung der Tragkonstruktion, Untergrundverhältnisse und deren Erforschung. Statische Einzelheiten und zugelassene Spannungen. Konstruktion des Lehrgerüsts. Stahlgußauflager.

Im September 1928 wurde die Brücke im Zuge der Verbandsstraße D VIII in Langendreer ausgeschrieben. Von den eingegangenen Entwürfen wurde das Projekt der Firma Diehl zur Ausführung empfohlen und der Auftrag hierfür im Juli 1929 erteilt. Dieser Entwurf sieht die Überbrückung des 60 m breiten Eisenbahneinschnittes in drei Öffnungen vor, und zwar als Gerber-

träger (Abb. 1). Die Spannweite der mittleren Öffnung beträgt 25 m, zu beiden Seiten schließen sich 5 m lange Kragträger an, auf welche die Schleppträger von je 12,5 m Spannweite aufgelegt werden. Die Tragkonstruktion der 12 m breiten Brücke besteht aus vier Eisenbetonträgern. Die Fußwege sind beiderseits je 1,5 m ausgekragt (Abb. 2). Auf Veranlassung von Herrn Dr.-Ing. Gaede wurde ein doppel-T-förmiger Querschnitt der Ausführung zugrunde gelegt. Es ergab sich hierbei außer einer Beton- und damit Gewichtersparnis eine gute Ausnutzung des Baustoffes; Versteifungsträger wurden in 5 m Abstand und bei den Schleppt-

trägern in 6,25 m Abstand angeordnet. Eine gewisse Erschwernis brachte der Umstand mit sich, daß die Brücke die Eisenbahnlinie in einem Winkel von 63° schneidet. Die Konstruktionshöhe der Hauptträger beträgt 3 m, während die Schleppträger 2,50 m hoch sind. Der untere Flansch des I-Profils wird über

den müsse. Zweimal ausgeführte Bohrungen ließen in geringer Tiefe unter der Pfeilersohle Flieβsand vermuten. Ausgeführte Proberammung und nachträgliche Herstellung von tiefen Schürflöchern ergaben jedoch, daß der vorgefundene feine Sand so fest gelagert war, daß die Pfähle selbst mit Spülung nicht zu rammen waren, so daß der Untergrund für eine Flachgründung durchaus geeignet war, zumal selbst in größerer Tiefe unter der Sandablagerung fester Mergel oder Fels nicht zu erreichen war. Unter Zulassung einer Bodenpressung von 2 kg/cm^2 wurde die Gründung der Pfeiler und Widerlager ausgeführt.

Wegen der Lage des Bauwerkes im Eisenbahneinschnitt und wegen des zu Rutschungen neigenden Bodens mußte der Aushub der Baugrube unter Verwendung eines starken Ausbaues vorgenommen werden, zumal durch den regen Verkehr auf der Baustrecke der Boden dauernd in Erschütterung gebracht wurde. Die gelösten Bodenmassen wurden mit Hilfe eines Aufzuges aus dem Bahneinschnitt entfernt, zum Teil jedoch unten bis zur Hinterfüllung gelagert.

Mit Rücksicht auf eine eventuelle spätere Verbreiterung der Brücke nach beiden Seiten wurden bereits die zur Zeit schwächer beanspruchten Randträger mit der Armierung versehen, welche für Mittelträger erforderlich ist. Die größten Momente der Hauptträger (Abb. 4) betragen 442 mt in Trägermitte und 434 mt über den Mittelpfeilern. Für die Größtmomente wurde eine Umhüllungskurve festgelegt, die für die Lage der Abbiegungen maßgebend ist. Die gewählten Beanspruchungen betragen in Feldmitte $23/980 \text{ kg/cm}^2$, und über den Mittelpfeilern $40/1190 \text{ kg/cm}^2$. Die Eisen wurden in drei Lagen übereinander angeordnet (Abb. 5). Der Steg von 25 cm Breite konnte die Schubspannungen bequem aufnehmen. Die größte Schubspannung beträgt $10,3 \text{ kg/cm}^2$. An den Auflagerpunkten der Schleppträger wurde mit Rücksicht auf die Schubspannungen, die hier $13,4 \text{ kg}$ betragen, die Breite des Steges auf 45 cm vergrößert. Mit Hilfe von Einfluß-

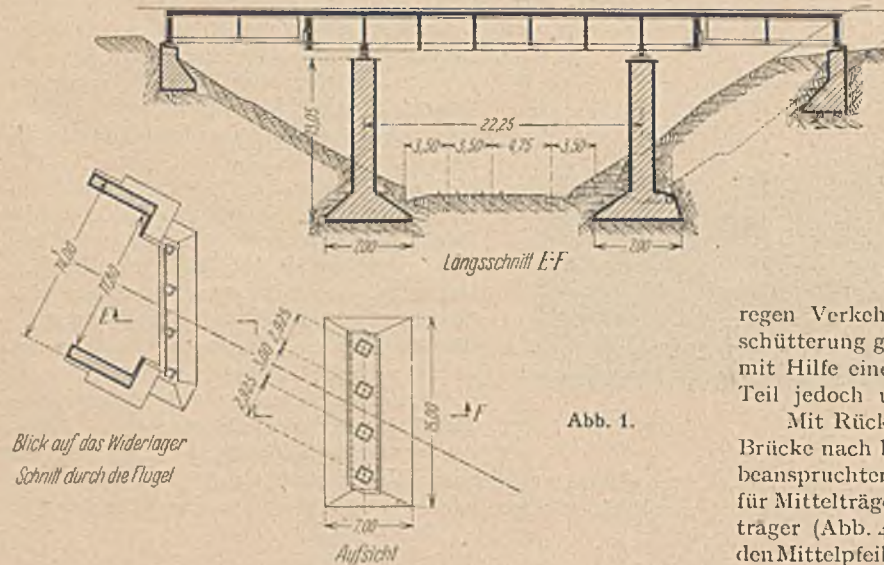


Abb. 1.

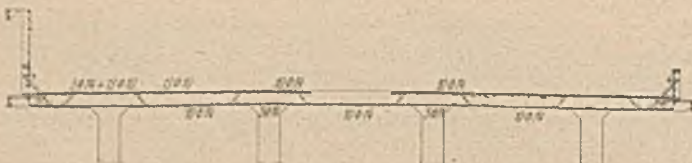


Abb. 2. Querschnitt durch die Fahrbahnplatte.

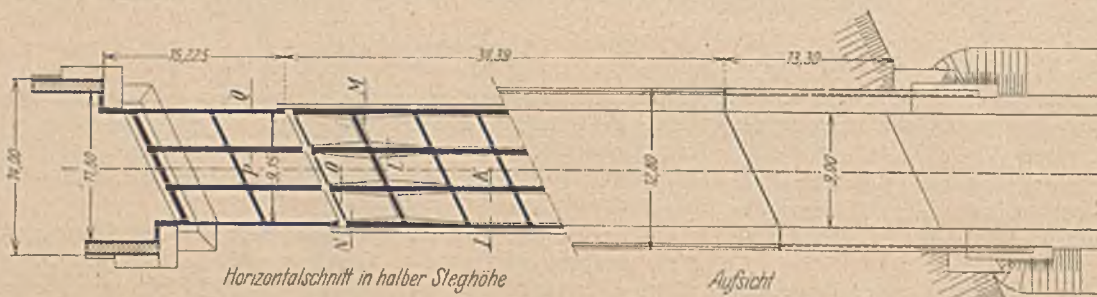


Abb. 3.

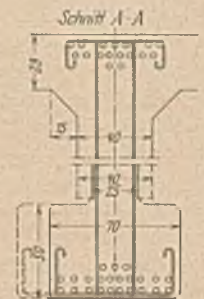
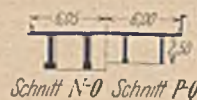


Abb. 5. Querschnitt durch die Stütz- und Feldarmierung.

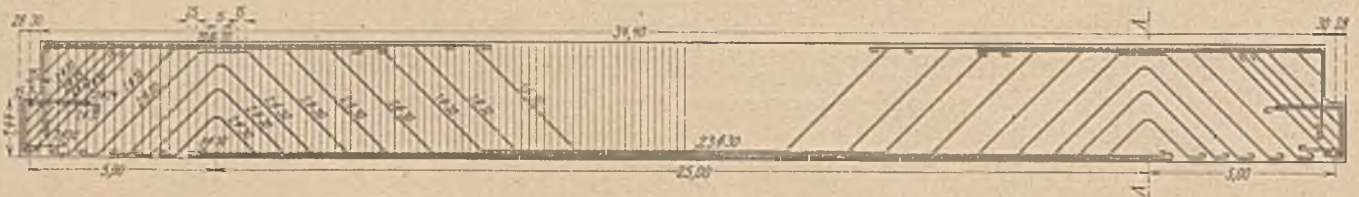


Abb. 4. Armierung der Hauptträger.

den mittleren Pfeiler so weit verbreitert, daß die Betondruckspannungen aufgenommen werden können (Abb. 3). Aus architektonischen Gründen wurden lediglich die Randschleppträger mit rechteckigem Profil ausgeführt, weil an dieser Stelle das untere vorspringende Band nicht erwünscht war.

Beim ursprünglichen Entwurf, welcher der Auftragserteilung zugrunde lag, wurde damit gerechnet, daß das Bauwerk wegen schlechten Untergrundes auf Eisenbetonpfählen gegründet wer-

den wurde die größte Schubkraftfläche ermittelt und die zu ihrer Aufnahme erforderlichen Schubeisen angeordnet. Die Verbindung der Rundeisen erfolgte durch Spannschlösser. Von besonderer Wichtigkeit war die Herstellung des Lehrgerüsts. Für den Bahnbetrieb mußte eine Öffnung von 10,50 m Breite und 5 m lichter Höhe belassen werden. Diese Öffnung wurde durch ein Sprengwerk überbrückt. Zur Aufnahme der Lasten aus den Stielen des Gerüsts wurden entsprechend große Roste aus

Kanthölzern und Schwellen hergestellt. Da die Fundierung des Lehrgerüstes an den durch die Erdarbeiten aufgelockerten Böschungen zu fraglich erschien, wurde hier das Lehrgerüst in Form von Kragträgern konstruiert. Die Füße dieser Gerüste stehen auf einbetonierten Doppel-T-Trägern. Die oberen Zug-



Abb. 6. Nordansicht. Blick nach Witten.

kräfte wurden durch einbetonierte Flacheisen aufgenommen. Die gewählte Überhöhung des Lehrgerüstes betrug über der Durchfahrtsöffnung 12 cm und seitlich davon 7 cm. Die Kragenden des Lehrgerüstes wurden 5 cm überhöht.

Nach dem Betonieren hatten sich die Kragträger auf die richtige Höhe gesenkt, während in der 25 m breiten Mittelöffnung ein Stich von 2,5 cm geblieben ist, welcher das Gesamtbild durchaus nicht stört, sondern eher günstig beeinflusst (Abb. 6).

Beim Ausrüsten wurden weitere Senkungen nicht festgestellt. Als Grund hierfür ist der Umstand anzusehen, daß bei der naßkalten Witterung im Frühjahr 1930 betonierte wurde und die Holzkonstruktion des Lehrgerüstes völlig mit Wasser durchtränkt war. Bei einsetzender wärmerer Witterung trat infolge von Austrocknung eine allmähliche Lösung des Lehrgerüstes von der Konstruktion ein, so daß vor der Ausrüstung, die nach fünf Wochen erfolgte, die Tragkonstruktion bereits nach und nach unter Spannung getreten war.

Alle Auflager der Brücke wurden als Stahlgußauflager hergestellt. Für die Hauptträger wurde eine Grundplatte dieser Lager von 600 · 700 mm erforderlich. Das bewegliche Lager über einem der Pfeiler enthält zwei Rollen. Aus architektonischen Gründen wurde das bewegliche Auflager der Schlepptträger auf die Kragträger gelegt. Es enthält eine Rolle, und zwar zur einfacheren Montage zwischen Kopf- und Grundplatte durch Schrauben verbunden, welche vor dem Absenken der Hauptträger durchschnitten wurden. Die Schlepptträger liegen an den

Widerlagern auf normalen Linien-Kipplagern mit einer Grundfläche von 400/400 mm. Alle Lager sind von außen sichtbar. Sie wurden auf spiralarmierte Eisenbetonblöcke aufgesetzt, die wieder unter sich im oberen, 1 m hohen Teil der Pfeiler durch einen Rost von Längs- und Quereisen verbunden sind.

Bemerkenswert ist noch, daß die Randträger von 12,50 m Spannweite aus architektonischen Gründen über die Widerlager hinaus um 2,50 m verlängert wurden. Diese Kragenden haben außer dem Erddruck noch die Torsionsbeanspruchung durch den auskragenden Fußweg aufzunehmen (Abb. 7 u. 8). Zwischen den Widerlagern und den Flügeln, die aus architektonischen Gründen sehr kräftig gehalten wurden, ist eine Fuge angeordnet worden. Alle Fugen der Fahrbahn wurden durch Dichtungsbleche aus Kupfer mit Bewegungswulst geschlossen und oberhalb der Schutzschicht durch Schleifbleche abgedeckt. Ebenso erhielten die Fugen zwischen den Schlepptträgern und Widerlagern Schleifbleche, um ein Durchdrücken des Erdreiches zu verhindern. Zur späteren Durchführung von Gas- und Wasserleitungen wurden in den Querträgern Öffnungen gelassen. Für die Aufnahme von Kabelleitungen wurden in beiden Fußwegen Rohrsteine verlegt.

Entwurf und Bauausführung erfolgten durch die Firma A. Diehl, Hoch-, Tief- und Betonbau A.-G. in Essen. Die architektonische Durchbildung stammt von Herrn Prof. E. Körner, Essen. Die Bauaufsicht lag in den Händen der Herren

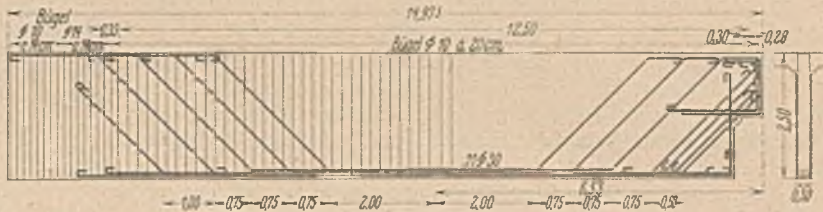


Abb. 7. Seitlicher Schlepptträger.



Abb. 8. Mittlerer Schlepptträger.

Magistratsbaurat Groth und Baudirektor Seifert, unter deren Mitwirkung die Bauarbeiten glatt und reibungslos vonstatten gingen.

Es ist zu wünschen, daß die Brücke nach Fertigstellung der anschließenden Straßenteile bald dem Verkehr und ihrer Bestimmung übergeben wird.

BERECHNUNG, BAULICHE DURCHBILDUNG UND AUSFÜHRUNG GESCHWEISSTER EISENBAHNBRÜCKEN.

Von A. Müllenhoff.

Der Vortrag, den Herr Dr.-Ing. Kommerell in der Bau-technik 1930 Nr. 29 und 31 unter diesem Titel veröffentlicht hat, darf wohl als Entwurf der künftigen Reichsbahnvorschriften angesehen werden. Die Veröffentlichung des Entwurfes ist sehr zu begrüßen, da auf einem so neuen und in manchen Fragen noch so umstrittenen Gebiet sicher eine vorherige Aussprache über die zu erlassenden Bestimmungen ebenso nützlich sein wird, wie sich die Bekanntgabe der Normenentwürfe erwiesen hat.

Im wesentlichen wird der Entwurf wohl allgemein Zustimmung finden; besonders da die Reichsbahn inzwischen abweichend von der ursprünglichen Fassung auch Schweißungen mit Wechselstrom zulassen will. Immerhin haben einige Bestimmungen des Entwurfes Bedenken erregt, die sich zum Teil, wie

die folgenden Berechnungen zeigen werden, als unbegründet erwiesen haben, zum Teil aber wohl leicht durch einige kleine Änderungen des Entwurfes berücksichtigen lassen.

Zunächst sind in dem Vorschlag von Dr. Kommerell ebensowenig wie in der Vorschrift für geschweißte Hochbauten Unterschiede gemacht zwischen Stirnnahten, Kehlnähten, die quer zur Krafrichtung liegen, und den parallel zur Krafrichtung gelegenen „Flankennähten“, obwohl diese beiden Verbindungsarten sicher in sehr verschiedener Art beansprucht werden und bei Zerreißversuchen auch verschiedene Festigkeiten ergeben, und zwar ergibt die Stirnnaht regelmäßig größere Festigkeit bei geringerer Formänderungsfähigkeit als die Flankennaht. Die Stirnnaht ergibt praktisch dieselbe Festigkeit wie eine auf

Zug beanspruchte Naht und ist ja auch offenbar überwiegend auf Zug (oder Druck) beansprucht. Sie könnte m. E. unbedenklich mit den für Normalspannungen zugelassenen Beanspruchungen berechnet werden. Allerdings kommt ein Anschluß nur mit Stirnnahten wohl selten vor.

Bei Flankennahten handelt es sich dagegen um Scherspannungen und sie sind für solche zu berechnen. Es hat sich bei zahlreichen Versuchen aber unzweifelhaft ergeben, daß die Festigkeit dickerer Flankennahten geringer ist als die dünnerer Nahten. Nach Untersuchungen von Prof. Dustin (vgl. Arcos-Handbuch S. 27) ist die Festigkeit von Flankennahten bis 6 mm Schenkellänge (also $a = 4,24$ mm) $28,2$ kg/mm² und sinkt bei einer Schenkellänge von 8, 10, 15 mm oder einer Nahthöhe von $a = 5,66, 7,07, 10,61$ mm auf $26,6, 26,4, 22,6$ kg/mm².

Außerdem hängt, wie bekannt, die Festigkeit der Flankennahten von der Länge der Naht ab, was sich bei der ungleichmäßigen Verteilung der Spannungen über die Länge der Naht¹ erwarten läßt. Werden nun für alle auf Abscheren beanspruchten Flankennahten gleiche Spannungen vorgeschrieben, so führt das zu einer schlechten Ausnutzung des eingeschweißten Materials bei den schwächeren Nahten oder kleinerer Sicherheit bei den stärkeren. Damit die Schweißung der Nietung wirtschaftlich überlegen ist und die angestrebten Ersparnisse auch wirklich erzielt werden, muß aber mit allen Mitteln danach gestrebt werden, keine Schweißung stärker zu machen, als erforderlich; es muß aber auch verlangt werden, daß, soweit wie nur irgend erreichbar, überall die gleiche Sicherheit vorhanden ist.

Andererseits müssen die Vorschriften so klar und einfach wie möglich sein, nicht nur, um den Konstrukteuren den Übergang zu der neuen Technik zu erleichtern, sondern auch vom Gesichtspunkt möglicher Ökonomie der Arbeit in den Konstruktionsbüros.

Alle diese Gesichtspunkte ließen sich leicht berücksichtigen, wenn man sich entschliesse, statt der zulässigen Scherspannung für Nahten verschiedener Schenkelbreite einfach die zulässige Belastung für den laufenden Zentimeter Naht anzugeben. Der Vorteil einer weit einfacheren Berechnung, der sich auf diese Weise ergibt, ist nicht gering zu schätzen; man braucht durchaus nicht blind alles anzunehmen, was oft in sehr übertriebener Weise aus Amerika gebracht wird, aber daß dort weit mehr als bei uns den Problemen der Zeitersparnis nachgegangen wird, ist unbestreitbar und es sollte doch zu denken geben, daß die in solchen Dingen wirklich praktischen Amerikaner die hier vorgeschlagene Methode anwenden. Es wäre deshalb m. E. empfehlenswert, die Vorschrift etwa in der Weise abzufassen:

Die zulässige Beanspruchung beträgt:

- bei Stumpfschweißungen σ_{zul} Schw = $0,8$ $\sigma_{zul} = 1120$ kg/mm²
- bei Kehlschweißungen

für die Schenkelbreite

b =	4	5	6	7	8	9	10	mm
bei Stirnnahten	315	395	475	555	630	710	790	kg/cm ²
bei Flankennahten	270	335	400	460	515	570	615	„

Diese Werte entsprechen bei den Stirnnahten einer Spannung von 1120 kg/cm², bei den Flankennahten Spannungen von rd. 950 950 950 930 910 890 870 kg/cm² oder rd. dreifacher Sicherheit; doch sind die Zahlen nur als Beispiel gegeben; bei anderer Sicherheit oder einer anderen Grundspannung als $1,4$ t/cm² wären sie entsprechend zu ändern.

Eine besondere Behandlung erfordern die Verbindungen, in denen gleichzeitig Stirn- und Flankennahten verwandt werden.

Es ist eine bekannte Tatsache, daß sich bei Zerreißen von Flankennahten schon bei verhältnismäßig niedrigen Lasten die Stirnflächen krümmen und längst vor dem Bruch eine dauernde Krümmung behalten.

¹ Vgl. die Arbeit von Pilgram, Bauingenieur 1930, Nr. 40, S. 687, sowie die Mitteilung von Cajar, Elektroschweißung 1930, Nr. 3, S. 56 u. ff.

Wenn nun an einer solchen Verbindung noch eine Stirnnaht angebracht wird, so wird diese Krümmung der Stirnfläche vollkommen verhindert, es können also die Schubspannungen, die die Verzerrung der Elemente des Stabes und damit die Krümmung der Querschnitte hervorrufen, nicht oder doch nur zu einem sehr kleinen Teil auftreten, also auch nicht die Belastung in die Flankennaht übertragen: es ist somit unmöglich, daß diese einen wesentlichen Anteil der Last erhalten, es wird vielmehr zunächst die Stirnnaht fast die ganze Kraft übertragen und erst nachdem ihre Tragfähigkeit überschritten ist, kommt die Flankennaht zum Tragen. Es verlohnt sich deshalb wohl eine besondere Untersuchung, ob die von Herrn Dr. Kommerell vorgeschlagene Berechnungsweise bei vereinigten Stirn- und Flankennahten genügende Sicherheit ergibt.

Handelt es sich z. B. um den in Abb. 1 dargestellten Anschluß zweier Flacheisen 100×10 mit $F = 20$ cm² an ein Knotenblech, so wird nach dem im Beispiel 4 angewandten Rechnungswege die erforderliche Schweißfläche $F_{Schw} = 2 F = 40$ cm². Die beiden Stirnnahten liefern $F_{St} = 2 \cdot 10 \cdot 0,7 = 14$ cm², es wären also noch Flankennahten erforderlich von der Länge $l = \frac{40 - 14}{4 \cdot 0,7} = 9,3$ cm. Die zulässige Belastung der beiden Flacheisen ist $P = 28$ t; sie wird zunächst fast allein durch die Stirnnahten aufgenommen und erzeugt dort eine Spannung von fast $\frac{28}{14} = 2$ t/cm². Man hat also bei einem derartigen Anschluß statt des beabsichtigten Sicherheitsgrades nur rd. 1,8 fache Sicherheit gegen Bruch. Solange wir nun kein sicheres Mittel zur unmittelbaren Prüfung der Schweißungen haben, ist diese Sicherheit nicht ausreichend, es muß daher verlangt werden, daß auch die Flankennahten allein noch ausreichende Sicherheit bieten, selbst wenn die Stirnnaht reißen sollte.

Die Fläche der Flankennahten ist $F_{Fl} = 4 \cdot 0,7 \cdot 9,3 = 26$ cm², so daß sich in ihnen nach dem Bruch der Stirnnaht $\tau = \frac{28}{26} = 1,08$ t/cm² oder eine etwa 2,5 fache Sicherheit ergibt; ob das als ausreichend anzusehen ist, sei dahingestellt.

Wären nun statt der Flacheisen zwei 1-Eisen $10 \cdot 5$ anzuschließen, so wäre $F = 24$ cm²; $P \leq 24 \cdot 1,4 = 33,6$ t, $F_{St} = 2 \cdot 0,6 \cdot 10 = 12$ cm² und die Beanspruchung der Stirnnahten annähernd $2,8$ t/cm², ihre Sicherheit also nur etwa 1,25 fach. Nach der vorgeschlagenen Berechnungsweise ergäbe sich weiter $F_{Fl} = 2 \cdot 24 - 12 = 36$ cm², nach dem Bruche der Stirnnaht würde damit $\tau = \frac{33,6}{36} = 0,925$ t/cm² oder die Sicherheit rd. dreifach.

Aus einer größeren Zahl durchgerechneter Beispiele seien nur noch die beiden folgenden herausgegriffen.

Für einen Druckstab sei $\bar{S}_{max} = 100$ t, $\bar{S}_{min} = 56$ t. Gewählt sei breitflanschiger Träger P 24, der im mittleren Teile durch zwei Kopfplatten die erforderliche Knicksteifigkeit erhält. Anzuschließen ist nur der Träger. Die Dicke der Flanschen beträgt 18 mm, also $a = 12,7$ mm. Es ist $S_i = 100 + \frac{100 - 56}{2} =$

122 t, $F_{Schw} = \frac{122}{0,7} = 175$ cm². Nun ist die Fläche der Stirnnahten $F_{St} = 2 \cdot 24 \cdot 1,27 = 61$ cm², damit ergibt sich die Länge der Flankennahten zu $l = \frac{175 - 61}{4 \cdot 1,27} = 22,5$ cm.

Art der Probe	Abmessungen	Elektrode	Fließgrenze	Festigkeit	Dehnung ²	Einschnürung
	mm		kg/mm ²	kg/mm ²	%	%
Baustelle horizontal geschweißt	100 · 10	Resistenz	39,2	48,2	13,1	25
desgl.	„	„	37,4	44,7	11,2	22
desgl. vertikal	„	„	39,0	45,4	8,5	23
desgl.	„	„	34,5	40,4	7,8	23
desgl. überkopf	„	Inversus	32,6	40,5	8,3	28
desgl.	„	„	33,4	41,5	9,8	24
Laboratoriumsprobe	„	Resistenz	37,5	45,7	18,4	34,1
„	„	„	38,1	47,8	14,1	31,3

² Durch das Übereinanderschweißen mehrerer Rauten bei der Herstellung dieser Proben werden die unteren Lagen gut ausgeglüht, die Dehnung solcher Proben ist daher größer als im Bauwerk.

Für die Stirnnahte allein wird dann $\sigma_1^{St} = 2,0 \text{ t/cm}^2$, für die Flankennahte $\sigma_1^{Fl} = \frac{122}{114} = 1,07 \text{ t/cm}^2$, und die Sicherheiten sind in der Stirnnaht rd. 1,8, in der Flankennaht rd. 2. In diesem Falle würde es sich also wohl doch empfehlen, die Flankennahte länger zu wählen.

Schließlich sei in einer Windstrebe $S = \pm 15 \text{ t}$; also $S_i = 30 \text{ t}$; der Querschnitt sei aus zwei 1-Eisen $16 \cdot 8$ gebildet, deren Flanschen 13 mm dick sind, also $a = 9,2 \text{ mm}$. Die Stirnnahte allein geben $F_{St} = 2 \cdot 16 \cdot 0,92 = 29,4 \text{ cm}^2$ $\sigma_{St} = 1,02 \text{ t/cm}^2$, so daß die Sicherheit rd. 3,6 fach ist. Die gesamte Schweißfläche soll $F_{Schw} = \frac{30}{0,7} = 43 \text{ cm}^2$ sein, es sind also noch einige Flankennahte mit $F_{Fl} = 13,6 \text{ cm}^2$ erforderlich oder mit einer Länge von $l = \frac{13,6}{4 \cdot 0,92} = 3,7 \text{ cm}$. Da aber keine Naht kürzer als 4 cm sein soll, wird $F_{Fl} = 4 \cdot 4 \cdot 0,92 = 14,7 \text{ cm}^2$, so daß beim Reißen der Stirnnahte $\tau_{Fl} = \frac{30}{14,7} = 2,04 \text{ t/cm}^2$ würde, ihre rechnerische Sicherheit also nur etwas größer als 1 wäre. Tatsächlich wäre sie wohl überhaupt nicht vorhanden, da zur Zerstörung der Stirnnahte selbst bei unvollkommener Ausführung derselben eine erheblich größere Kraft als der eingesetzte Wert $S_i = 30 \text{ t}$ erforderlich wäre. Man könnte aber in diesem Falle m. E. ganz auf die Flankennaht verzichten.

Immerhin dürfte aus diesen Rechnungen hervorgehen, daß die vorgesehene Berechnungsweise zwar im allgemeinen ausreichende Sicherheiten auch für vereinigte Stirn- und Flankennahte ergibt; trotzdem dürfte es sich empfehlen, die Bestimmungen etwa in der Weise zu ergänzen:

Vereinigte Stirn- und Flankennahte sind mit den für Flankennahte zugelassenen Beanspruchungen zu berechnen. Mit den so festgestellten Abmessungen ist die Verbindung dann zu untersuchen unter der Annahme, daß nur die Stirn- oder nur die Flankennaht trägt. Ergibt sich hierbei in der Stirnnaht allein eine größere Beanspruchung als der für den Stab zugelassene Wert σ_{zul} (das 1,25 fache von $\sigma_{zul Schw}$), so ist die Flankennaht so weit zu verstärken, daß für sie allein die zulässige Beanspruchung

auf Abscheren höchstens um ein Drittel überschritten wird.

Dasselbe gilt für vereinigte Stumpf- und Flankennahte wie in Beispiel 5 des Aufsatzes von Kommerell.

Ein weiterer Punkt, auf den noch hinzuweisen ist, scheint mir die Beanspruchung der auf der Baustelle hergestellten Nahte zu sein.

Erfahrungen über die Festigkeit solcher Nahte liegen erst wenig vor. Die folgenden Zahlen, die ich Herrn Ing. Gerritsen von der Firma Smit in Nimwegen verdanke, dürften deshalb von Interesse sein.

Bei der Verstärkung der Moerdijk-Brücke wurden auf der Baustelle Proben unter ganz gleichen Verhältnissen hergestellt, wie die Schweißungen an der Brücke. Sie ergaben die in folgender Zahlentafel zusammengestellten Werte. Zum Vergleich sind im Laboratorium horizontal geschweißte Proben aus demselben Draht angeführt. Bei allen Proben handelt es sich um reines Schweißmaterial, niedergeschmolzen mit Wechselstrom und Transformatoren der Firma W. Smit Co.

Während also die Festigkeit und Steckgrenze der horizontal geschweißten Baustellen- und Laboratoriumsproben keine nennenswerten Unterschiede aufwiesen, war die Dehnung und besonders die Einschnürung bei den letztgenannten doch erheblich größer. Ähnliche Zahlen sind, soviel ich mich entsinne, auch aus Amerika gemeldet worden.

Es dürfte sich wohl bis auf weiteres empfehlen, für Baustellenschweißungen und für Überkopfschweißungen die zulässigen Beanspruchungen um je 10% herabzusetzen.

Zum Schluß sei noch kurz darauf hingewiesen, daß in vielen Fällen z. B. im mittleren Teile von Blechträgern leichte Kehlnahte vollständig ausreichen würden zur Übertragung kleiner Schubkräfte. Unterbrochene Nahte brauchen stets mehr Material und sind daher unnötig teuer, außerdem geben leichte Kehlnahte einen wasserdichten Abschluß. Sie werden, um einen solchen herzustellen, wohl an vielen Stellen nötig werden, und es ist nicht einzusehen, warum sie nicht auch zur Kraftübertragung herangezogen werden sollen.

EINFACHE BERECHNUNG VON STRASSENBRÜCKEN MITTELS MAXIMALKURVEN FÜR QUERKRÄFTE UND MOMENTE.

Von Dr.-Ing. Ernst Wiesner, Breslau.

Übersicht. Im Nachstehenden werden Gleichungen für die Maximalkurven der Querkräfte und Momente beweglicher Lasten abgeleitet, deren Auswertung eine wesentliche Vereinfachung gegenüber der üblichen Berechnung mit Einflußlinien zeigt. Auch die maximalen Schubkräfte ergeben sich aus diesen Formeln.

Bei der Berechnung von Brückenträgern benötigt man die größten Querkräfte zur Bemessung der Schubbewehrung bzw. der Stabkräfte sowie die Momentenmaxima für die Materialaussteilung.

Der übliche Weg, durch Einflußlinien die Größtwerte der Momente und Querkräfte in den einzelnen Querschnitten zu bestimmen, ist zeitraubend und an viel Zeichenarbeit gebunden. Es werden daher im nachfolgenden Maximalkurven mit einfachen Formeln abgeleitet, wodurch die Zeichenarbeit entfällt.

1. Ableitung der Querkraft-Größtkurve.

In Abb. 1 ist der Lastenzug laut DIN 1072 vermerkt. Die zu bestimmende größte Querkraft im Querschnitt x , gemessen vom rechten Auflager, sei Q_x unter P_1 .

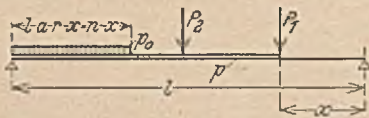


Abb. 1.

P_1 ist die größte vorkommende Last, sie kann von der Vorderachse oder Hinterachse (wie bei Randbalken) stammen, es muß immer $P_1 > P_2$ sein.

p ist das Menschengedränge neben der Walze (bei Randbalken auch die Belastung der Fußstege). p ist durchlaufend angenommen. Das Eigengewicht kann in den Wert p eingeschlossen werden, so daß die nachstehenden Formeln Geltung haben. Die Eigengewichte der Versteifungsbalken sind am einfachsten durch einen Zuschlag zu berücksichtigen.

p_0 entsteht aus dem Menschengedränge vor und hinter der Walze (und zur Vereinfachung der Rechnung) vermindert um das durchlaufende p .

Drückt man Q_x als Funktion von x aus, so lautet die allgemeine Formel:

$$(1) \quad Q_x = v_0 - \pi_0 x + s x^2.$$

Darin bedeutet v_0 die Querkraft für $x = 0$, also die rechte Auflagerkraft.

$$(2) \quad v_0 = P_1 + P_2 \left(1 - \frac{r}{l}\right) + p \frac{l}{2} + p_0 \frac{n^2}{2l},$$

wobei $n = l - a - r$ ist.

Differentiert man Formel (1) nach x :

$$\frac{dQ_x}{dx} = -\pi_0 + 2sx,$$

so bedeutet π den 1. Differentialquotienten von Q_x bei $x = 0$, also die größte Streckenlast für die Stützweite $l = 1$, worin auch die Einzellasten einbezogen sind:

$$\pi_0 = p + \frac{p_0 n}{l} + \frac{P_1 + P_2}{l}.$$

Ferner ist s der halbe 2. Differentialquotient von Q_x , ein Flächen- druck, aus dem arithmetischen Mittel von p und p_0 , ebenfalls auf $l = 1$ bezogen.

$$\frac{d^2 Q_x}{dx^2} = 2s.$$

$$(4) \quad s = \frac{p + p_0}{2} \cdot \frac{1}{l}.$$

Zu bemerken ist, daß die Belastung von g auf die Länge x bei s in Abzug gebracht werden muß, falls das Eigengewicht in p eingeschlossen ist:

$$(4a) \quad s' = \frac{p + p_0 - g}{2} \cdot \frac{1}{l}.$$

2. Ermittlung der Schubbewehrung.

Nach DIN 1045 soll die Schubbewehrung aus der Schubkraftfläche auf Grund der maximalen Querkraft berechnet werden. Ist eine Balkenschräge vorhanden, so ist die Nutzhöhe z veränderlich. Die nutzbare Schräge ist mit $1/3$ festgesetzt. Daher ist die Schubspannung in der Schrägen

$$\tau_x = \frac{Q_x}{b_0 z}.$$

Da die größte Querkraft eine sehr flache Kurve ist, so darf jene auf die Länge der Schräge geradlinig angenommen werden.

Die Schubkraft über dem Auflager mit der Nutzhöhe z_a ist:

$$\tau_a = \frac{Q_a}{b_0 z_a}.$$

τ_1 am Anfang der Schrägen hat Wert:

$$\tau_1 = \frac{Q_1}{b_0 z_0}.$$

Daher die Schubfläche auf die Schrägenlänge v_1 :

$$T_1 = \int_0^{v_1} \tau_x b_0 dx = \frac{v_1}{2 z_0} \left(Q_a \frac{z_0}{z_a} + Q_1 \right).$$

Die übrige Schubkraftfläche bis Balkenmitte ist

$$T_2 = \frac{1}{z_0} \int_{v_1}^{\frac{l}{2}} Q_x dx.$$

Für Q_x Formel (1) eingesetzt, ergibt

$$T_2 = \frac{1}{z_0} \int_{v_1}^{\frac{l}{2}} (v_0 - \pi_0 x + s x^2) dx \\ = \frac{1 - v_1}{2 z_0} \left[v_0 - \frac{\pi_0}{2} \left(\frac{l}{2} + v_1 \right) + \frac{s}{3} \left(\frac{l^2}{4} + v_1 \frac{l}{2} + v_1^2 \right) \right].$$

Daher die gesamte Schubkraftfläche bei Anordnung von Balkenschrägen:

$$(5) \quad T = T_1 + T_2 = \frac{1}{z_0} \left\{ \frac{v_1}{2} \left(Q_a \frac{z_0}{z_a} + Q_1 \right) + \left(\frac{1 - v_1}{2} \right) \left[v_0 - \frac{\pi_0}{3} \left(\frac{l}{2} + v_1 \right) + \frac{s}{3} \left(\frac{l^2}{4} + v_1 \frac{l}{2} + v_1^2 \right) \right] \right\}.$$

Ohne Schräge lautet obige Formel, worin $v_1 = 0$ ist:

$$(6) \quad T_2 = \frac{1}{2 z_0} \left(v_0 - \pi_0 \frac{l}{4} + \frac{l^2}{12} s \right).$$

Aus T_1 bzw. T_2 errechnet sich nach den bekannten Formeln die Schubbewehrung.

3. Maximalkurvenkurve.

Bei Berechnung der Größtmomentenlinie sind die einzelnen Lastfälle zu unterscheiden:

1. Fall.

Lastenzug mit beiderseitigem Laststreifen nach Abb. 2. Das größte Moment tritt unter der Größtlast P_1 auf. Zur Vereinfachung wird die Belastung p_0 durchgerechnet und wieder abgezogen. Die allgemeine Formel lautet wieder

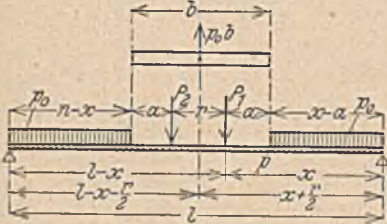


Abb. 2.

(7) $M_x = m_1 + v_1 x - \pi_1 x^2$,
 m_1 bedeutet das Restmoment bei der Laststellung $x = 0$ und ist positiv, da die Laststrecke eigentlich auf die Länge a fehlt.

(8)
$$m_1 = \frac{P_0 a^2}{2}$$

v_1 bedeutet wieder den ersten Differentialquotient, also die Querkraft für $x = 0$ unter Beibehaltung des gesamten Lastenzuges nach Abb. 3

(9)
$$v_1 = P_1 + P_2 \left(1 - \frac{r}{l}\right) + (P_0 + p) \frac{l}{2} - p_0 b \left(1 - \frac{r}{2l}\right)$$

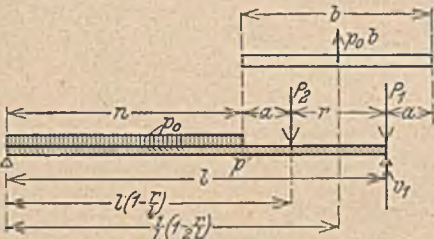


Abb. 3.

worin $b = 2a + r$ die Länge der fehlenden Laststrecke von p_0 ist. Nach DIN 1072, $b = 6$ m.

Der halbe z . Differentialquotient ergibt wieder π für $x = r$ π_1 ist die gleichförmig verteilte Belastung des Lastenzuges pro Einheit der Spannweite

(10)
$$\pi_1 = \frac{P_0 + p}{2} + \frac{P_1 + P_2 - P_0 b}{l}$$

Aus der Formel (7) ergibt sich auch das absolut größte Moment am Orte x_0 , nach welchem der Balken zu berechnen ist. Es liegt nicht in Balkenmitte, wie bei Berechnung mit Einflußlinien angenommen wird.

$$\frac{dM_x}{dx} = -v_1 + 2\pi_1 x_0$$

$$x_0 = \frac{v_1}{2\pi_1}$$

Daher

(12)
$$M_{\max \max} = m_1 + \frac{v_1^2}{4\pi_1}$$

Wird in (12) der kleine Wert m_1 vernachlässigt, so ist $\frac{v_1^2}{4\pi_1} = \frac{v_1^2}{2(2\pi_1)}$. In dieser Form stimmt die Formel überein mit dem

Größtmoment bei bleibender Belastung $M_{\max} = \frac{A^2}{2p}$. A und r_1 sind Auflagerkräfte, der Wert $2\pi_1$ ähnelt dem Werte p .

Vorstehende Formeln gelten auch für den Fall, daß das Eigengewicht in p eingeschlossen ist. Formel (7) gilt für den Bereich $x \geq a$ bis $x \geq n$. Da die Maximalkurve zur Materialausteilung nur bis $x = \frac{l}{2}$ berechnet und die zweite Hälfte dazu symmetrisch aufgetragen wird, so findet Fall (1) immer Anwendung bei Stützweiten über 9 m.

2. Fall.

Der rechte Laststreifen fällt fort. Der Lastenzug setzt sich nach Abb. 4 zusammen. Durch den unsymmetrischen Laststreifen wird die allgemeine Formel

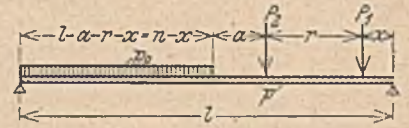


Abb. 4.

3. Grades ohne konstantes Glied. Alle Konstanten erhalten den Zeiger „2“

(13)
$$M_2 = v_2 x - \pi_2 x^2 + s_2 x^3$$

v_2 ist wieder die Querkraft für $x = 0$, also die rechte Auflagerkraft.

(14)
$$\begin{cases} v_2 = P_1 + P_2 \left(1 - \frac{r}{l}\right) + \frac{p l}{2} + \frac{P_0 n^2}{2l} \\ = P_1 + P_2 \left(1 - \frac{r}{l}\right) + \frac{1}{2} \left[p + P_0 \left(\frac{n}{l}\right)^2 \right] \end{cases}$$

π_2 ergibt sich als halber z . Differentialquotient für $x = 0$ und stellt wieder die Streckenlast pro Einheit der Stützweite dar.

(15)
$$\pi_2 = \frac{p}{2} + \frac{P_0 n}{l} + \frac{P_1 + P_2}{l}$$

s ist der Dimension nach ein Flächendruck, bezogen auf die Stützweite eins.

(16)
$$s = \frac{P_0}{2l}$$

Den Ort des allergrößten Momentes gibt der 1. Differentialquotient.

Dieser Fall 2 gilt nur für den Bereich $x \leq a$, da bei größerem x der rechte Laststreifen wieder auftritt, also Fall 1. Bei weiterem Vorrücken des Lastenzuges erhält man Fall 3 mit dem allergrößten Moment, für $l \leq 9$ m.

3. Fall.

Der linke Laststreifen fällt fort. Abb. 5 zeigt den betreffenden Lastenzug. Die allgemeine Gleichung gleicht der Formel (14) mit dem Unterschied, daß infolge des wechselnden Laststreifens für n der Wert „a“ gesetzt wird. Die Formeln dieses Falles gelten für den Bereich $x \geq n$. Die Konstanten haben den Zeiger „3“.

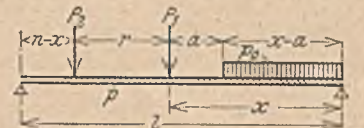


Abb. 5.

(17)
$$M_3 = v_3 x - \pi_3 x^2 + s_3 x^3$$

v_3 ist wieder die rechte Auflagerkraft für $x = 0$ gesetzt, unter Beibehaltung des Lastenzuges. Wird in v_2 , n mit a vertauscht, so erhält man:

(18)
$$v_3 = P_1 + P_2 \left(1 - \frac{r}{l}\right) + \frac{1}{2} \left[p + P_0 \left(\frac{a}{l}\right)^2 \right]$$

(19)
$$\pi_3 = \frac{p}{2} + \frac{P_0 a}{l} + \frac{P_1 + P_2}{l}$$

(16)
$$s_3 = \frac{P_0}{2l}$$

Der Ort des größten Momentes geht wieder aus dem 1. Differentialquotienten hervor.

$$(20) \quad x_0 = \frac{\pi_3}{3 s_3} - \sqrt{\frac{\pi_3^2}{9 s_3^2} - \frac{v_3}{3 s_3}}$$

Auf Grund der statischen Bedeutung der Konstanten in den einzelnen Formeln ist es auch möglich, die Konstanten anderer Lastzüge abzuleiten.

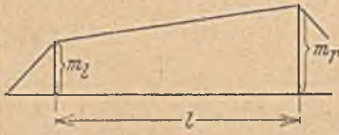


Abb. 6.

4. Fall.

Beim durchlaufenden Träger treten folgende Zusatzwerte zu den Konstanten v,

π und s, unter der Annahme, daß die Nachbarfelder unbelastet sind (Abb. 6):

Zu v_0 der Querkraftformel (1) wird ergänzt $\frac{m_r - m_l}{l} = \frac{\Delta m}{l}$, wobei m_r absolut größer ist als m_l .

m_1 der Formel (7) erweitert sich zu:

$$(8a) \quad m_1 = \frac{p_0 a^2}{2} + m_r.$$

Zu v der Formel (9) wird addiert $\frac{\Delta m}{l}$. Die erweiterten Formeln werden noch mit (a) bezeichnet, sie lauten:

$$(9a) \quad v_1 = P_1 + P_2 \left(1 - \frac{r}{l}\right) + (p_0 + p) \frac{l}{2} - p_0 b \left(1 - \frac{r}{2l}\right) + \frac{\Delta m}{l}$$

$$(14a) \quad v_2 = P_1 + P_2 \left(1 - \frac{r}{l}\right) + \frac{1}{2} \left[p + p_0 \left(\frac{n}{l}\right)^2 \right] + \frac{\Delta m}{l}$$

$$(18a) \quad v_3 = P_1 + P_2 \left(1 - \frac{r}{l}\right) + \frac{1}{2} \left[p + p_0 \left(\frac{a}{l}\right)^2 \right] + \frac{\Delta m}{l}.$$

(Fortsetzung folgt.)

VERSTÄRKUNG DER BRÜCKEN ÜBER DIE KAHNFAHRT UND DEN ZEGGELINSTROM IM ODERBRUCH BEI STETTIN.

Von Direktor bei der Reichsbahn Koehler und Reichsbahn-Diplomingenieur Kober, Stettin.

Übersicht. Örtliche Verhältnisse und Bauzustand. Entscheidung der Frage „Neubau oder Verstärkung“. Umfang der Verstärkungen und ihre Richtlinien. Durchführung der Arbeiten und Sicherungsmaßnahmen. Zeitpunkt der Ausführung und Kosten. Erzielte Verbesserungen.

Die zweigleisige Hauptstrecke von Stettin nach dem östlichen Pommern, Danzig und Ostpreußen überschreitet kurz hinter dem Personenbahnhof die westlichen Arme der Oder (vergl. Bautechnik Nr. 42 von 1927). Sie kreuzt dann, nachdem der Hauptgüterbahnhof Stettin durchfahren ist, die östlichen Oderarme Brünnekenstrom, Kahnfahrt und Zeggelinstrom kurz vor der Mündung in den Dammschen See (Abb. 1).

Die Brücken über den Brünnekenstrom konnten ebenso wie die Brücken über die kleine Reglitz in den Jahren 1927 bis 1928 ganz beseitigt werden, nachdem die betreffenden Wasserläufe zugeschüttet waren. Ferner sind in den östlichen fünf Flutöffnungen der Zeggelinstrombrücke die Überbauten ausgebaut und durch Dammschüttung ersetzt worden (Abb. 2). Die verbleibenden kleinen Überbauten der Brücken über Zeggelinstrom und Kahnfahrt sowie die Kahnfahrt-Drehbrücke (Abb. 3) genügen gerade noch dem Lastenzug G. Die beiden zweigleisigen großen Strombrückenüberbauten von 92 m Stützweite über den Zeggelinstrom und von 76 m Stützweite über die Kahnfahrt dagegen waren nach dem Ergebnis der Nachrechnung zur Brückenklasse K zu rechnen, obwohl beide im Jahre 1910 verstärkt worden waren.

Bei der Entscheidung der Frage, ob diese beiden großen Überbauten nochmals verstärkt oder erneuert werden sollten, sprach zu Gunsten der Erneuerung das Alter (Baujahr 1876), ferner der Umstand, daß eine weitere Verstärkung nur nach Klasse G möglich war, was für die wichtige E - Strecke nicht recht befriedigte. Andererseits war zu beachten, daß nach dem Rahmenentwurf für die Umgestaltung der Stettiner Bahnanlagen wegen der Änderung der Linienführung beide Brücken später wegfallen. Der Mehraufwand für die Erneuerung der Überbauten, die wenigstens das Fünffache der Verstärkung gekostet hätte, war daher nicht zu verantworten, obwohl die Ausführung der Verstärkungsarbeiten an der Grenze des technisch und wirtschaftlich Zweckmäßigen lag und nur durch den voraussichtlich kurzen Bestand der verstärkten Bauwerke gerechtfertigt war.

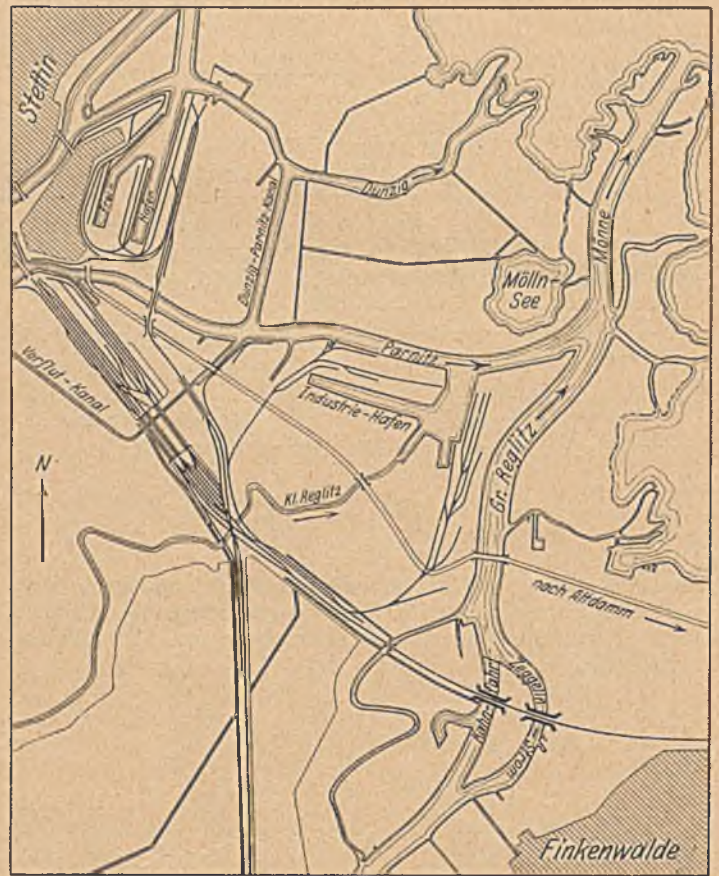


Abb. 1. Lageplan.

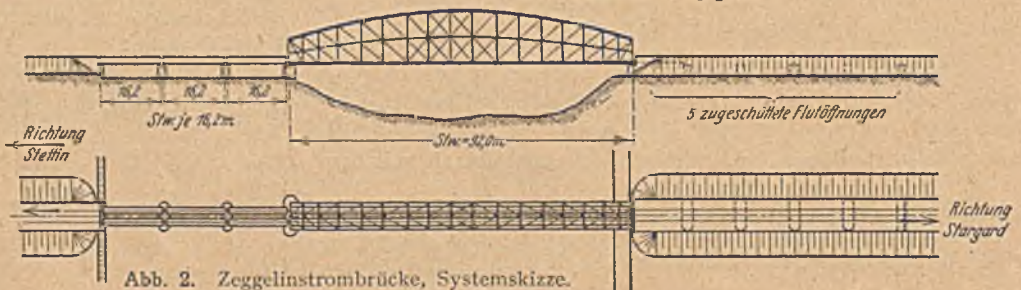


Abb. 2. Zeggelinstrombrücke, Systemskizze.

Art und Umfang der Verstärkungen geht hervor aus den Übersichtszeichnungen Abb. 4 (Zeggelinstrom) und Abb. 5 (Kahnfahrt), wo die verstärkten Teile mit stärkeren Linien bezeichnet sind, sowie aus den Zusammenstellungen Abb. 6 und 7. Außer den Verstärkungen in den Hauptträgerstäben, die rechnungsmäßig erforderlich waren, sind in den Überbauten an mehreren Stellen auch Ergänzungsteile zur rein baulichen Verbesserung eingebaut worden. Die Schwellenträger z. B. haben neue Aussteifungswinkel erhalten und sind durch Schlingerverbände paarweise zusammengefaßt; an den Querträgern sind die Stehblechstöße (Abb. 8) und die Hauptträgeranschlüsse verstärkt, an den Endquerträgern sind neue Gurtplatten zugefügt; soweit noch schlaffe Hauptträgerdiagonalen vorhanden waren, sind sie durch durchlaufende Stege oder durch Bindebleche ausgesteift; durch Querschotten und Bindebleche sind die abstehenden Flansche der H-förmigen Obergurte im Abstände von $\lambda = 501$ verbunden; Bremsverbände sind neu eingebaut, der vorhandene Windverband aus gekreuzten Flach-eisen ist durch einen K-Verband mit steifen Stäben ersetzt (Abb. 4 und 5).

Bei der ersten Verstärkung im Jahre 1910 hatte man sich darauf beschränkt, die fehlende Querschnittsflächendort zuzufügen, wo sie am leichtesten anzubringen war, ohne auf die

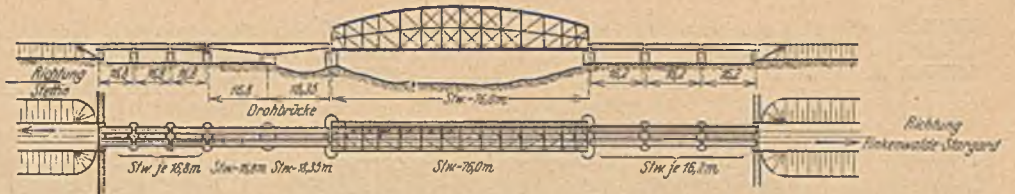


Abb. 3. Kahnfahrtbrücke, Systemskizze.

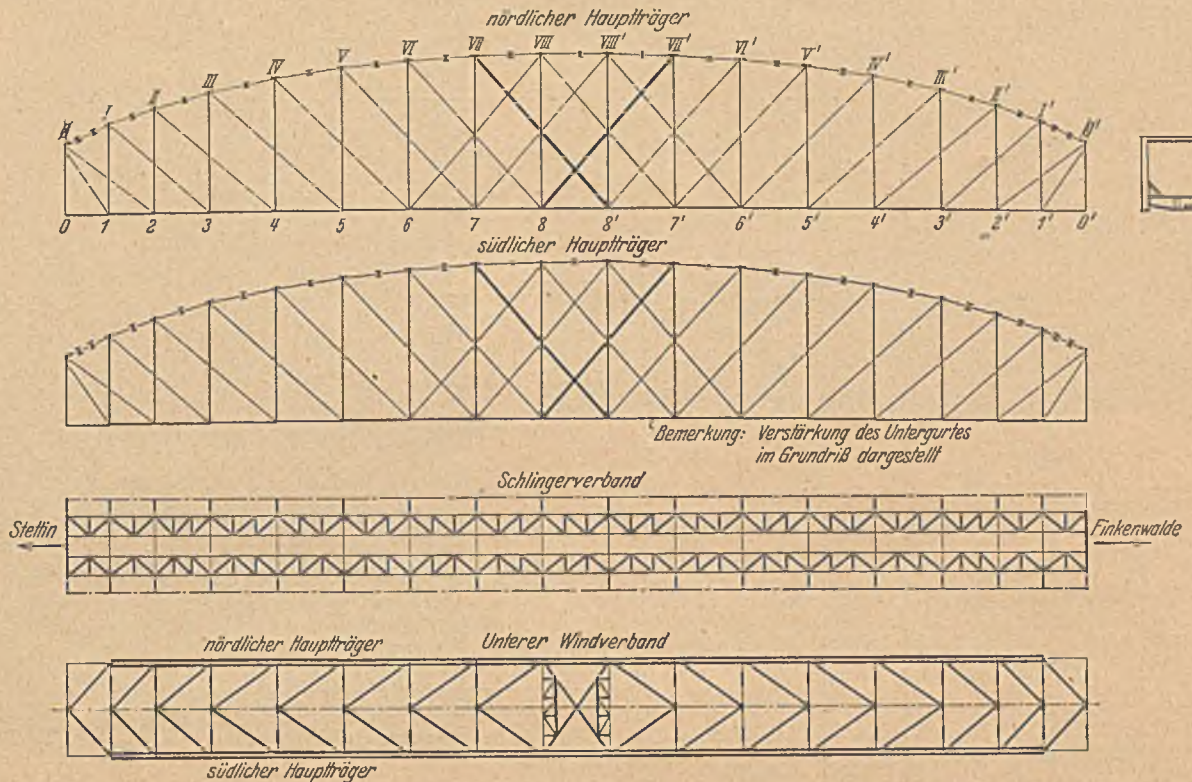


Abb. 4. Zeggelinstrombrücke, Übersicht der verstärkten Teile.

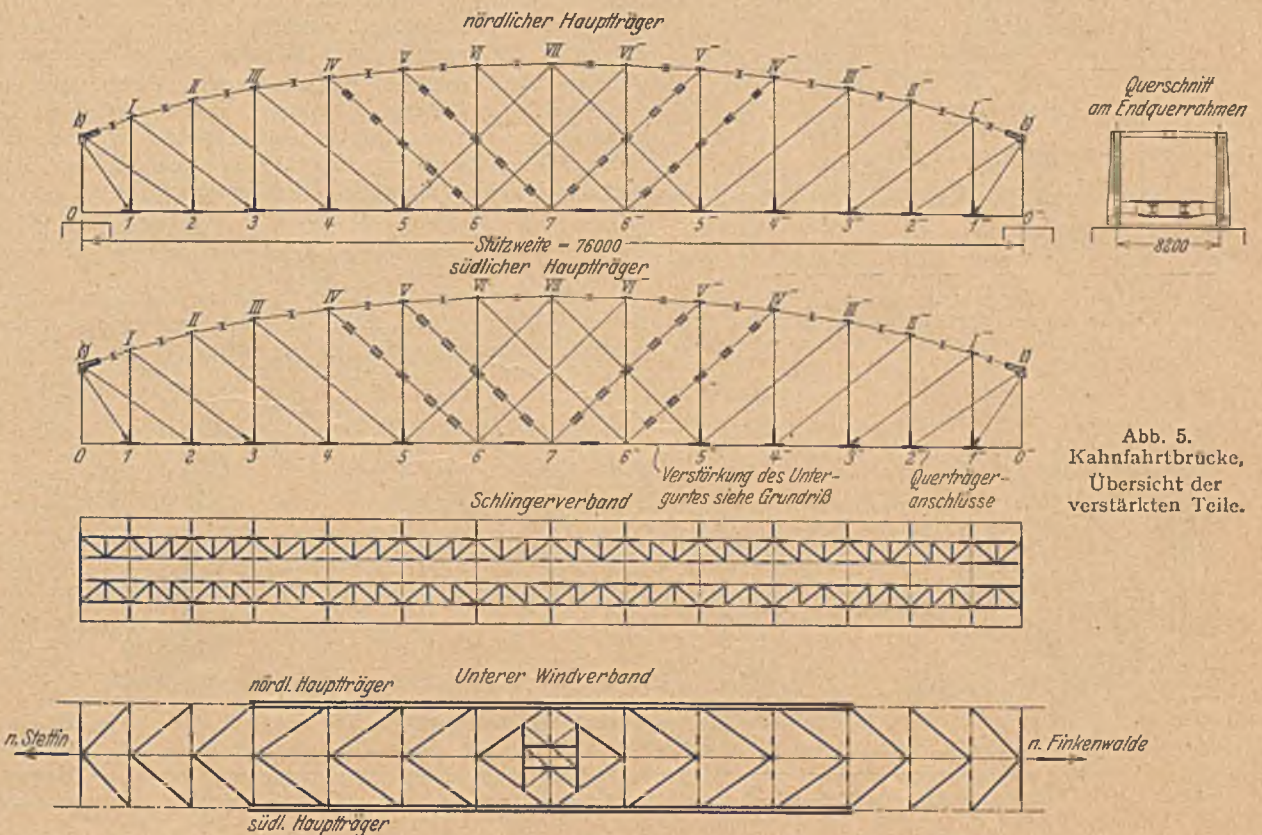


Abb. 5. Kahnfahrtbrücke, Übersicht der verstärkten Teile.

Bezeichnung	Querschnitt Es ist jeweils nur der halbe Unter- gurtquerschnitt dargestellt	Nutzfläche	
		ohne Verstärkung	mit Verstärkung
U ₂		338,4	227,04
U ₃		338,8	402,0
U ₄		457,0	556,3
U ₅		572,4	692,0
U ₆		661,5	819,0
U ₇		788,3	848,0

Abb. 6. Zeggelinstrombrücke,
Tabelle des verstärkten Untergrundes.

Bezeichnung	Querschnitt Es ist jeweils nur der halbe Unter- gurtquerschnitt dargestellt	Nutzfläche	
		ohne Verstärkung	mit Verstärkung
U ₁		333,5	472,2
U ₂		513,3	602,0
U ₃		592,2	695,7
U ₄		616,2	723,5

Abb. 7. Kahnfahrtbrücke,
Tabelle des verstärkten Untergrundes.

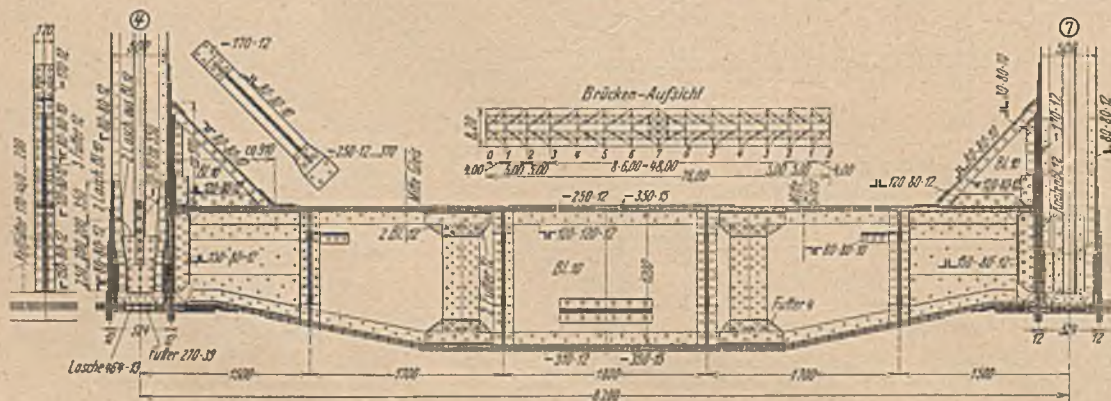


Abb. 8. Kahnfahrtbrücke, Verstärkung der Querträger.

Verschiebung der Schwer-
punktsachsen zu achten.
Infolgedessen wurde bei
Belastung mit dem Lasten-
zug G die Grenze für die
zulässige Spannung durch
die Normalspannung

$$\sigma_1 = \frac{P}{F}$$

etwa erreicht, durch die
Biegungsspannungen

$$\sigma_2 = \frac{M}{W}$$

aber erheblich überschrit-
ten, so daß bei einigen
Stäben die Gesamtspannung

$$\sigma = \sigma_1 + \sigma_2 = \frac{P}{F} + \frac{M}{W}$$

nahe an der Bruchgrenze
lag. Die bei der zweiten
Verstärkung zugefügten
Teile sind so angeordnet,
daß die Gesamtschwer-
achse der Systemlinie
möglichst nahe kommt
(Abb. 6 und 7). Sie sind,
wie aus Abb. 9 bis 15 her-
vorgeht, an den Knoten-
punkten teilweise ange-
schlossen oder ungestoßen
durchgeführt oder, falls
gestoßen, voll gedeckt worden;
dabei durfte der Anschluß der
vorhandenen Teile an den
Knotenblechen, der ohnedies
zum Teil nicht einwandfrei
war, nicht verschlechtert
werden. Die Verstärkungsteile
sind in den genannten
Abbildungen durch stärkere
Striche hervorgehoben.

Um die Verstärkungsarbeiten
ohne Beeinträchtigung der
Sicherheit des Betriebs aus-
führen zu können, wurde
eingleisiger Betrieb eingerich-
tet, indem kurz vor und hinter
den Brücken Weichen und
besondere Zugmeldestellen
angeordnet wurden. Ein
Gleis auf der Brücke war
also stillgelegt. Verstärkungs-
arbeiten, insbesondere Lösen
von Knotenblechnieten,
wurden nur an dem Haupt-
träger vorgenommen, der
neben dem toten Gleis lag
und infolgedessen nur rund
ein Viertel der rechnerischen
Verkehrslast erhielt.

Außerdem war der Haupt-
träger, an dem gearbeitet
wurde, durch eine Hebelvor-
richtung (Abb. 16 bis 20) vom
Eigengewicht entlastet und
von Eigengewichtsspannungen
praktisch frei, die Stabkräfte
infolge Verkehrslast waren
nur etwa ein Siebtel der
Größtwerte, die sich bei
voller Verkehrslast und bei
vollem Eigengewicht er-
geben. Es hätte deswegen
reichlich genügt, wenn die
Hälfte der zweiwandigen
Querschnitte angeschlossen
und wirksam geblieben
wäre. Trotzdem wurde bei
der Ausführung Wert dar-
auf gelegt, nach Möglich-
keit auch noch die andere
Hälfte mittragen zu lassen.
Durch die Entlastung der
Hauptträger vom Eigen-
gewicht ist erreicht, daß die

Gesamtstabkräfte aus Eigengewicht und Verkehrslast vom neu verstärkten Gesamtquerschnitt gleichmäßig übertragen werden.

Die zweiarmigen Hebel der Entlastungsvorrichtung waren durch Rammgerüste unterstützt; der Auflagerpunkt ist in den

meidlichen Einsinken der mit 51 t belasteten Haupttragspfehle (Abb. 20) nachstellen zu können, war der in Abb. 19 erkennbare Holzstapel erforderlich. Holzstapel und I-Träger hatten außerdem den Zweck, ein plötzliches Absinken der Hebel unter dem

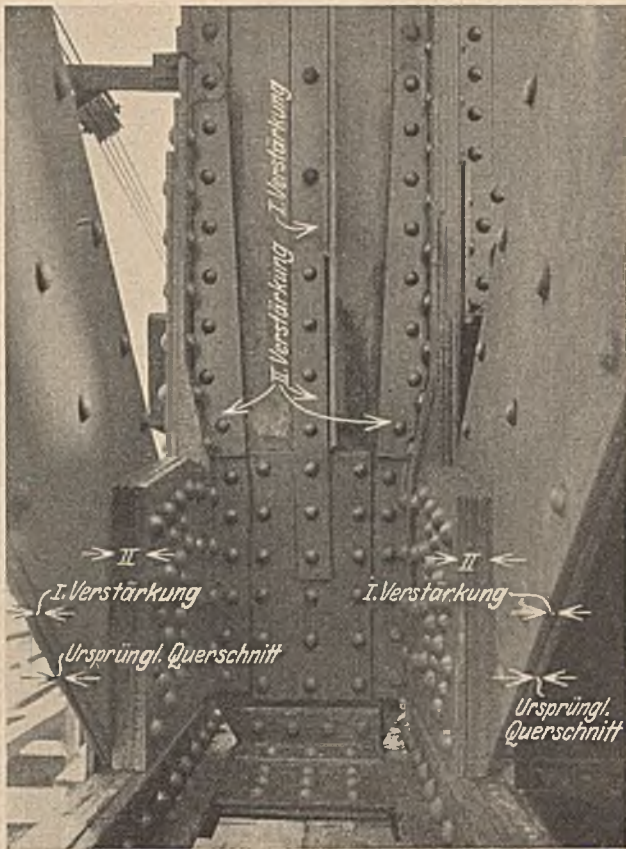


Abb. 9. Kahnfahrtbrücke, Knotenpunkt 3.

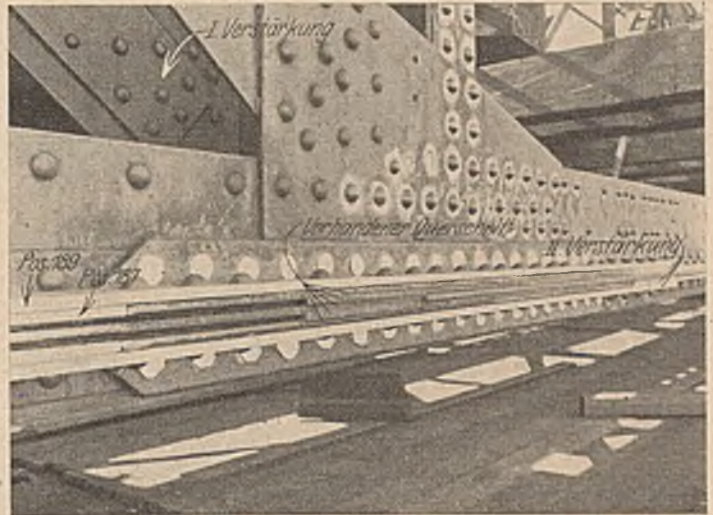


Abb. 11. Kahnfahrtbrücke, Knotenpunkt 4.

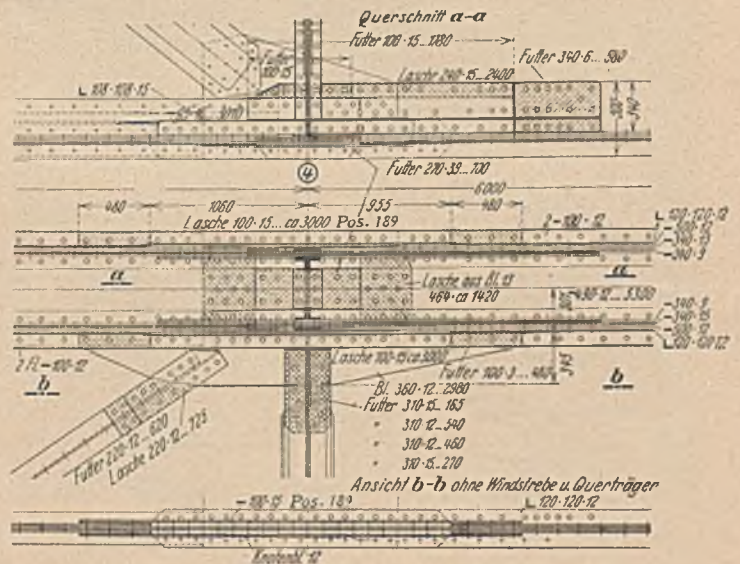


Abb. 12. Kahnfahrtbrücke, Knotenpunkt 4.

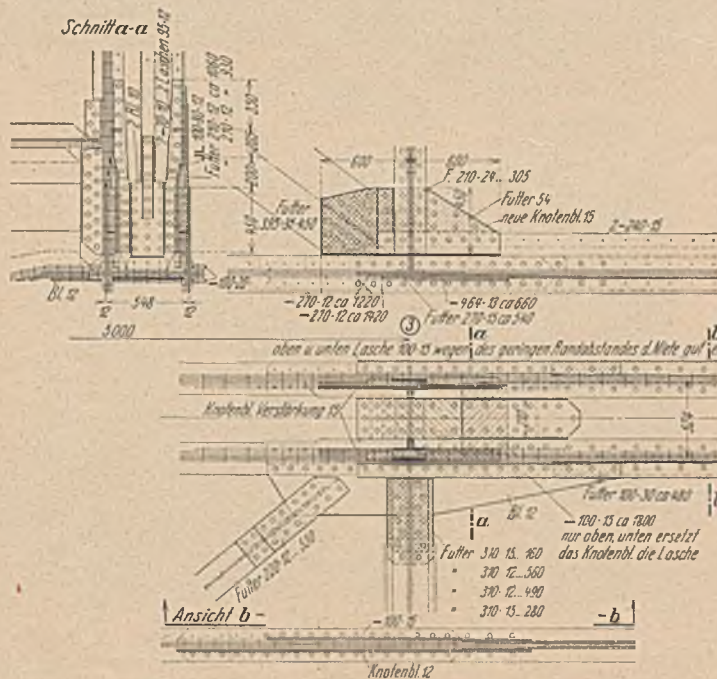


Abb. 10. Kahnfahrtbrücke, Knotenpunkt 3.

Abb. 18 und 19 zu erkennen. Als Belastung des langen Armes dienten Eisenbahnschienen im Gewicht von 5,6 t (Abb. 19). Um dieses Gegengewicht von der Hauptträgerentlastung zunächst aufbringen und um die Höhenlage nach dem unver-

Gegengewicht und damit das Abheben der Hauptträger von ihren Auflagern zu verhindern. Die genaue Höhe der Untergurtpunkte wurde ständig mittels Nivellierinstrument überwacht. Diese Vorsichtsmaßregeln waren erforderlich, weil an jedem Hauptträgerauflager nur ein restlicher Auflagerdruck aus Eigengewicht von rund 20 t verblieb und ein Abheben bei geringer Unvorsichtigkeit daher leicht möglich gewesen wäre.

Zum Einbau jedes neuen Knotenblechs oder jeder neuen über ein Knotenblech laufenden Lasche waren zwei Zugpausen nötig. In der ersten Pause wurden, nachdem schon vorher alle Niete durch Schrauben ersetzt waren, alle hinderlichen Teile abgenommen, vorbereitete Schablonen aus 2 mm starkem Blech angepaßt, die Nietlöcher auf diese Schablone angeköhrt und nach Abnehmen der Schablone der ursprüngliche Zustand wieder hergestellt. Nachdem mit Hilfe dieser Schablone das einzubauende Blech angefertigt und vorgebohrt war, wurde es in gleicher Weise

wie vorstehend beschrieben in einer weiteren Zugpause eingebaut.

Wie schwierig und verwickelt die Arbeiten waren, geht aus Abb. 9 hervor, aus der auch ersichtlich ist, wie die Eckwinkel der Pfosten abgeschnitten, erneuert und mit Keilfutter übergekröpft werden mußten, damit die neuen Laschen durchgesteckt werden konnten. Abb. 10 (derselbe Knotenpunkt) zeigt in den Untergurtwinkeln Niete mit versenkten Köpfen. Trotz der Bedenken, die gegen die Verwendung derartiger Niete zur Kraftübertragung sprechen (vergl. „Grundsätze für die bauliche Durchbildung stählerner Eisenbahnbrücken“), blieb in dem vorliegenden Falle nichts anderes übrig, da wegen der neu eingezogenen Flacheisenlasche 100. 15 kein Platz war, um regelrechte Schließköpfe schlagen zu können (vergl. auch Abb. 12).

Die Durchbildung der Verstärkung des Knotenpunktes 4 an der Kahnfahrtbrücke zeigen

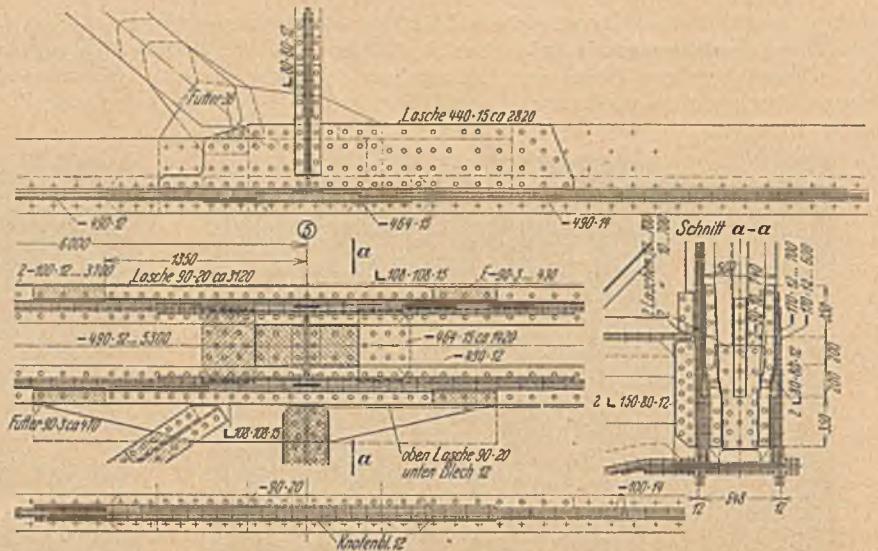


Abb. 13. Kahnfahrtbrücke, Knotenpunkt 5.

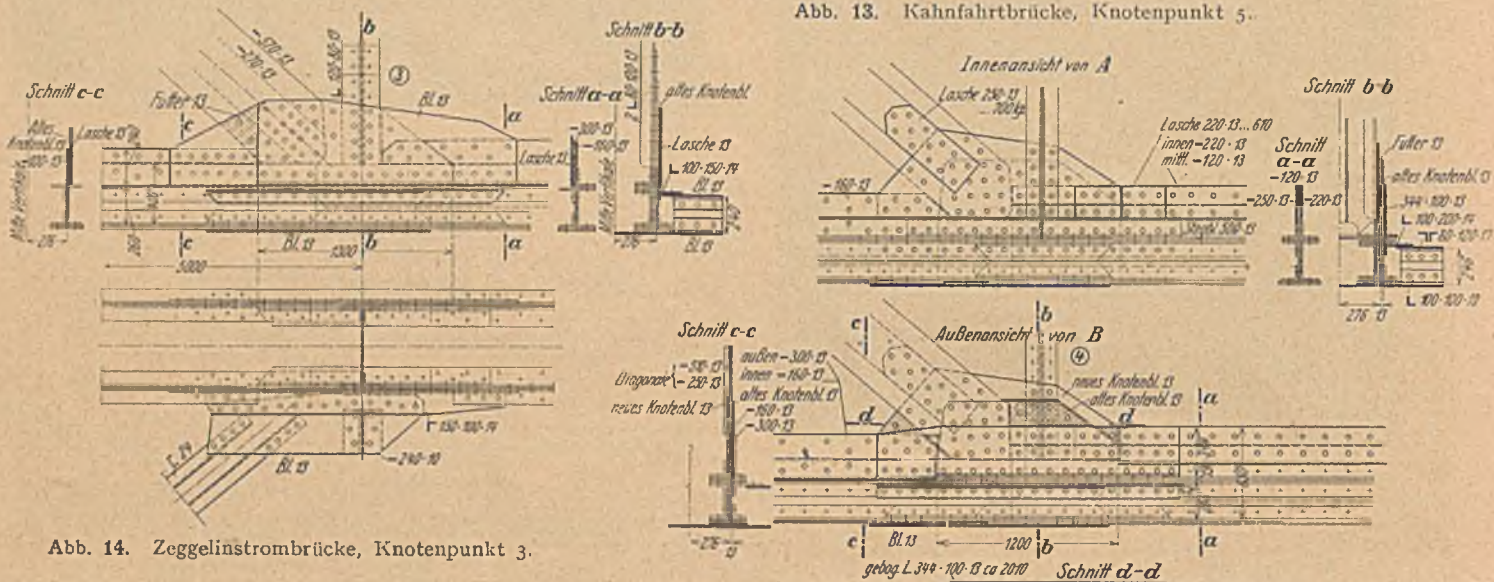


Abb. 14. Zeggelinstrombrücke, Knotenpunkt 3.

die Abb. 11 und 12. Zu dem gleichen Überbau gehört auch der Knotenpunkt 5, dessen Verstärkung in Abb. 13 dargestellt ist.

Von der Verstärkung der Brücke über den Zeggelinstrom sind nur die beiden wesentlichsten Knotenpunkte 3 und 4 dargestellt. Das Ineinandergreifen der alten und neuen Teile mit den zugehörigen Ausgleichsfuttern usw. (Abb. 14 und 15) machte die Ausführungsarbeiten auf der

Abb. 15. Zeggelinstrombrücke, Knotenpunkt 4.

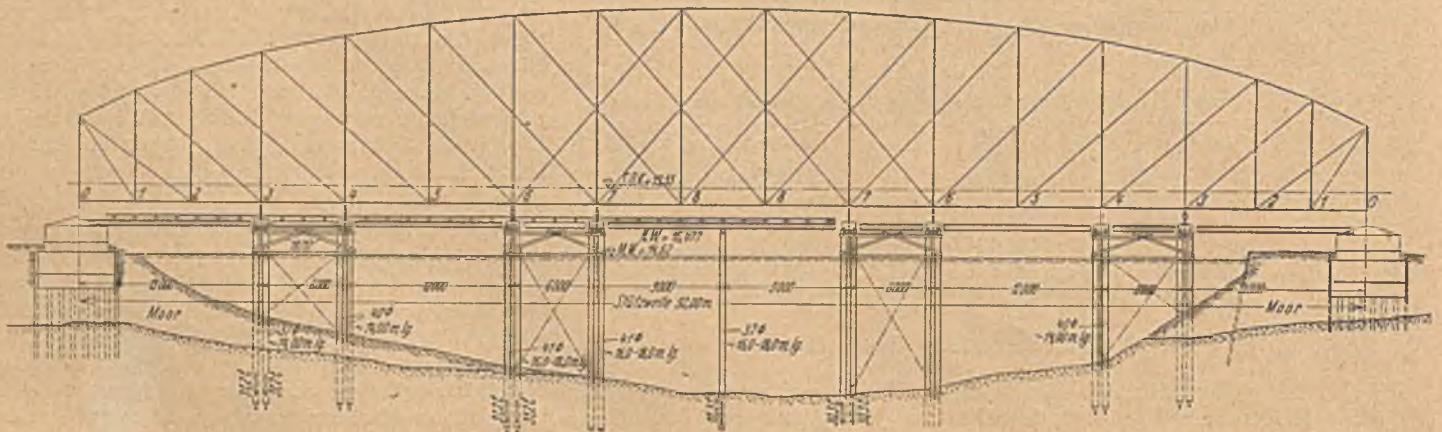


Abb. 16. Zeggelinstrombrücke, Montagegerüst.

Baustelle besonders schwierig. Eine Gesamtansicht der Brücke über den Zeggelinstrom mit dem sich deutlich abhebenden verstärkten Untergurt zeigt Abb. 21.

Die Verstärkungsarbeiten wurden nach dem Entwurf der Reichsbahndirektion Stettin von der Brückenbauanstalt J. Gollnow & Sohn, Stettin im einzelnen ausgearbeitet. Derselben Firma waren Lieferung und Einbau der Verstärkungsteile übertragen.

Die Gesamtmengen und Gesamtkosten betragen

beim Zeggelinstrom
100 t rund 150 000 RM;
bei der Kahnfahrt
60 t rund 112 000 RM.

Mit dem Schlagen der Gerüstpfähle wurde am Zeggelinstrom am

die Baustellenarbeiten beendet. Die Arbeiten des zweiten Bauabschnittes gingen jeweils schneller vonstatten, weil Richtmeister und Arbeiter sich eingearbeitet hatten.

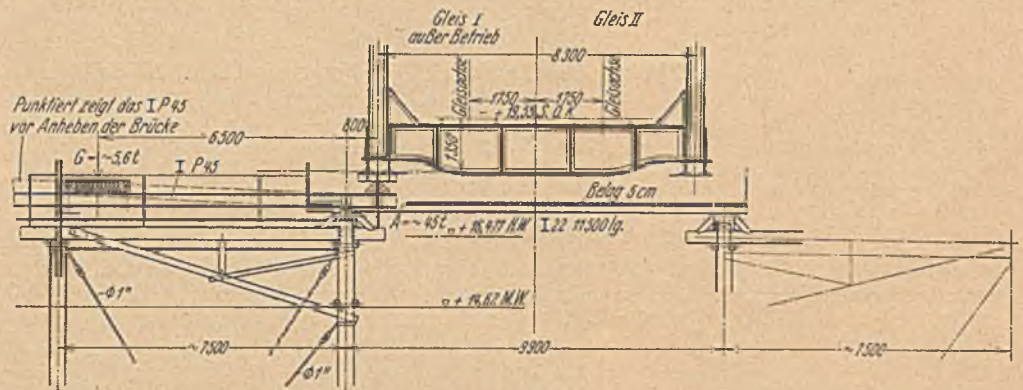


Abb. 17. Zeggelinstrombrücke, Hebelarmträger.

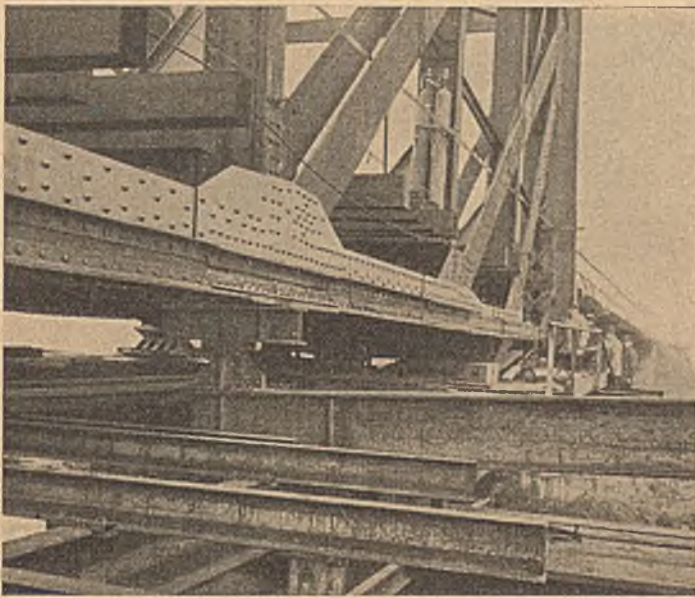


Abb. 18. Verstärkung der Brücke über den Zeggelinstrom. Drucklager des Hebelarmträgers im Knotenpunkt 3.



Abb. 19. Verstärkung der Brücke über den Zeggelinstrom. Hebelarmträger zur Entlastung des Hauptträgers von Eigengewicht.

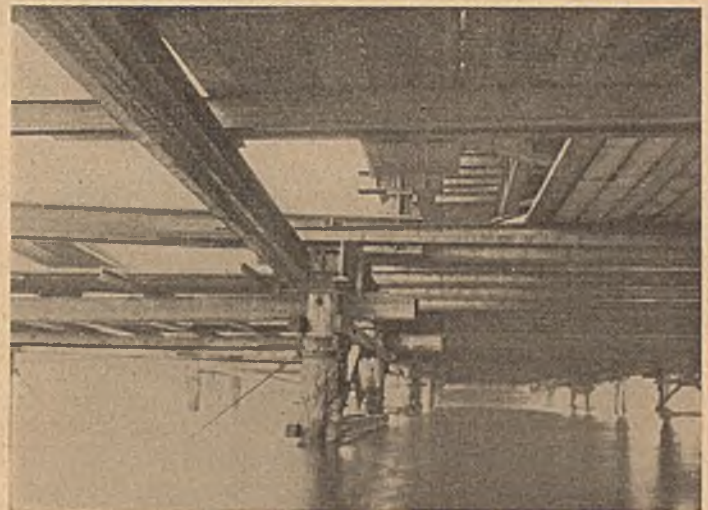


Abb. 20. Verstärkung der Brücke über die Kahnfahrt und den Zeggelinstrom. Pfahljoche unter den Hebelarmträgern.



Abb. 21. Verstärkung der Brücke über den Zeggelinstrom. Gesamtansicht mit dem verstärkten Untergurt.

6. 7. 1928 (an der Kahnfahrt 29. 7. 1929) begonnen. Am 14. 9. 1928 (20. 9. 1929) waren die Arbeiten soweit gefördert, daß der eingleisige Betrieb auf das andere Gleis umgelegt werden konnte. Am 8. 11. 1928 (21. 10. 1929) waren

auszugsvorrichtungen von 100 mm Auszugslänge nach dem Entwurf des Reichsbahnzentralamtes eingebaut. Dadurch wurde die betriebliche Brauchbarkeit beider Überbauten noch weiter verbessert.

DIE NÖRDLICHE KARLSBRÜCKE IN NÜRNBERG.

BAUARBEITEN ZU IHRER ERHALTUNG UND ZUR ERHÖHUNG DER TRAGFÄHIGKEIT.

Von Dipl.-Ing. Lorenz Dietrich,

Direktor der Dyckerhoff & Widmann A.-G., Niederlassung Nürnberg.

Übersicht. Die folgenden Ausführungen zeigen, wie man mit Hilfe moderner Bauverfahren alte, dem Verfall entgegengehende Bauwerke sichern und für die gesteigerten Verkehrsbeanspruchungen tragfähig machen kann.

I. Zustand vor Arbeitsbeginn.

Die Brücke hat ein Alter von etwa 400 Jahren. Sie überspannt den nördlichen Pegnitzarm mit zwei Bögen von 11,87

und 12,11 m l. W., bei 1,85 m und 2,15 m Pfeilhöhe mit 9,50 m Nutzbreite zwischen den Geländern (Abb. 1 und 2).

Die beiden Bögen, der Pfeiler, die Widerlager und die Stirnmauern nebst Geländern bestehen aus Sandsteinen, wie sie in der nächsten Nähe Nürnbergs als heimisches Baumaterial gewonnen werden. Die gleichbleibende Stärke der Gewölbe betrug 62 cm. Über die Gründungsart von Pfeiler und Widerlagern

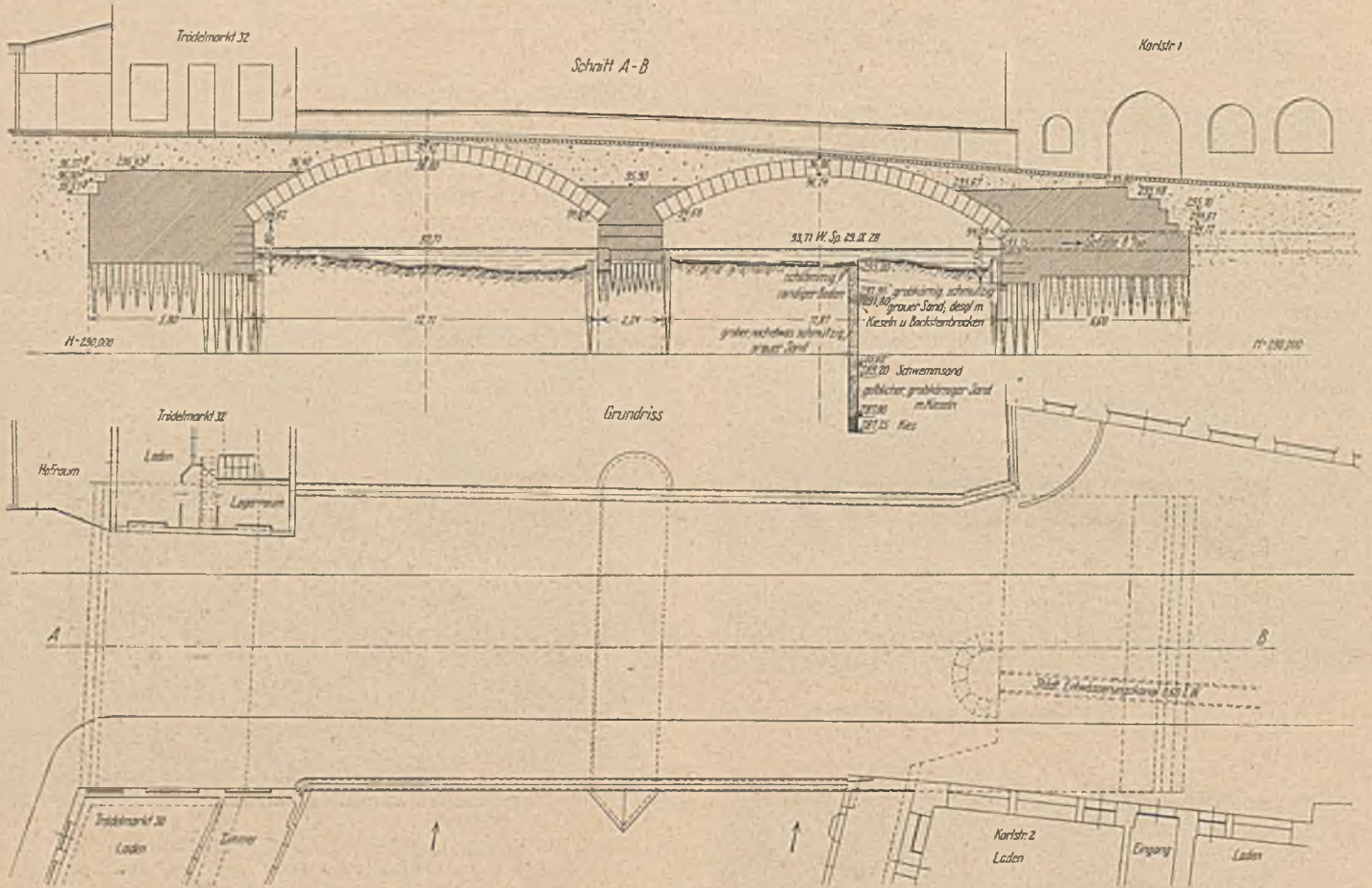


Abb. 1. Längenschnitt vor dem Umbau. Grundriß vor und nach dem Umbau unverändert.



waren aus den bauamtlichen Akten Anhaltspunkte nicht zu finden.

Durch Untersuchungen war festgestellt, daß der Pfeiler und die Widerlager nur jeweils etwa $\frac{1}{2}$ m unter Flußsohle reichen und daß sie mit einer Pfahlwand, bei der die Holzpfähle dicht an dicht saßen, gegen Unterspülungen des Wassers geschützt sind.

Die Pfähle wiesen, soweit sie zum Zwecke der Untersuchung herausgezogen werden konnten, eine Länge von etwa 2 bis 3 m auf. Es war weiter zu erkennen, daß der Pfeiler auf einem etwa 10 cm starken Holzdielenbelag, der seinerseits vermutlich wieder auf einem Pfahlrost sitzen mußte, aufgebaut war. Über die Länge, die Verteilung und die Anzahl der Pfähle konnten jedoch keinerlei Anhaltspunkte gewonnen werden. An den herausgezogenen Pfählen konnte aber festgestellt werden, daß die Köpfe verfault waren, der Pfeiler also auf keiner festen Grundlage mehr ruhte.

Durch die von seiten des Städt. Straßen- und Wasserbau-

Abb. 2. Unterstromige Ansicht vor dem Umbau.

amtes ständig vorgenommenen Untersuchungen über den Zustand der alten Bauwerke wurde weiterhin schon vor Jahren festgestellt, daß die oberstromige Pfeilerspitze abgerissen war und sich stark gesenkt hat. Bei Aufgrabungen in der Fahrbahn bis zum Gewölberücken war zu erschen, daß sich die am Pfeiler beobachteten Risse auch in die Gewölbe fortsetzen (siehe Abb. 3, 4 und 5) und daß die Gewölberücken durch eine Isolierung gegen Wasserzutritt nicht geschützt waren. Durch das in die Steine und die Fugen eingedrungene Wasser war daher der Gewölberücken teilweise verwittert und in den Fugen eine bindende Kraft des Mörtels nicht mehr festzustellen.

Das Bauamt mußte sich auf Grund der angestellten Beobachtungen entschließen, die Brücke für Lastkraftfahrzeuge zu sperren, da eine Gewähr für die Sicherheit des Bauwerkes bei den ständig steigenden Verkehrslasten und den damit zusammen-



Abb. 3. Risse im Gewölberücken.

tragen war, mußte baldigst Abhilfe geschaffen werden. Entweder durch Abbruch der alten Brücke und Ersatz durch einen Neubau oder durch Vornahme von Bauarbeiten, welche es ermöglichten, das altehrwürdige Bauwerk in seiner äußeren Form zu erhalten und es für die neuzeitlichen Verkehrsanforderungen standhaft zu machen. Die Bauverwaltung entschied sich für den letzteren Weg und erteilte auf Grund eines vorausgegangenen engeren Wettbewerbs der Firma Dyckerhoff & Widmann A. G. Niederlassung Nürnberg, den Zuschlag für die Ausführung der Bauarbeiten nach dem von der Firma eingereichten Vorschlag.

II. Entwurf und Ausführung.

Der Entwurf ist in Abb. 6 dargestellt.

Die Arbeiten zerfallen in zwei Gruppen: 1. in solche, welche sich die Erhaltung des Sandsteinmauerwerkes als kräfteübertragendes Zwischenglied zwischen Lastaufgabe und Grün-



Abb. 4. Risse im Gewölberücken.



Abb. 5. Risse in der Gewölbeleitung.

hängenden Erschütterungen nicht mehr übernommen werden konnte. Da diese Verkehrsbeeinträchtigung in einer der Hauptverkehrsstraßen der inneren Stadt natürlich nicht lange zu er-

dung zum Ziele setzen und 2. in solche, welche den Zustand der Gründung feststellen und ihn bei mangelndem Befund zu verbessern haben.

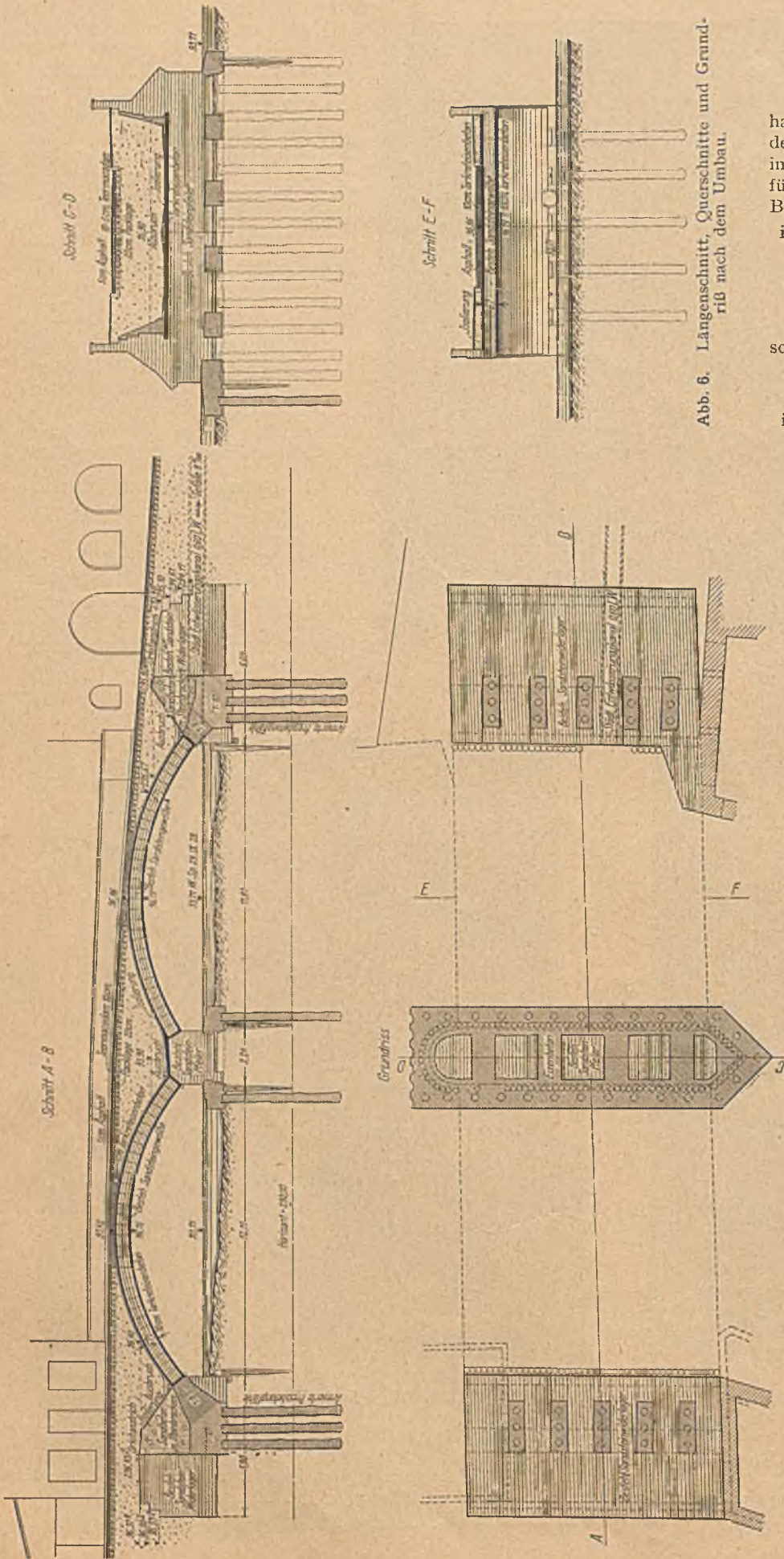


Abb. 6. Längenschnitt, Querschnitte und Grundriß nach dem Umbau.

1. Erhaltung des Sandsteinmauerwerkes.

a) Gewölbe.

Die statischen Untersuchungen der vorhandenen Gewölbe als eingespannte Bögen nach der Elastizitätstheorie unter Zugrundelegung der in den Din-Normen vorgesehenen Belastungen für Staatsstraßen 1. Klasse ergaben folgende Beanspruchungen:

- im Scheitel: $\sigma_0 = + 7,16 \text{ kg/cm}^2$ (Druck)
- $\sigma_u = + - 0,00 \text{ kg/cm}^2$
- im Kämpfer: $\sigma_0 = - 3,35 \text{ kg/cm}^2$ (Zug)
- $\sigma_u = + 13,85 \text{ kg/cm}^2$ (Druck).

Bei Berücksichtigung einer Temperaturschwankung von $\pm 10^\circ$ ergaben sich:

- im Scheitel: $\sigma_0 = + 10,30 \text{ kg/cm}^2$ (Druck)
- $\sigma_u = - 3,50 \text{ kg/cm}^2$ (Zug)
- im Kämpfer: $\sigma_0 = - 11,06 \text{ kg/cm}^2$ (Zug)
- $\sigma_u = + 20,94 \text{ kg/cm}^2$ (Druck).

Da bei hartem Nürnberger Sandsteinmaterial, als welches aber das vorhandene nicht durchwegs angesprochen werden konnte, zulässig sind:

$$\sigma_D = \frac{2}{3} \times 20 = \text{rd. } 13 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_Z = \frac{1}{25} \times 13 = \text{rd. } 0,5 \text{ kg/cm}^2,$$

andererseits aber von der Stärke von 62 cm am Gewölberücken 10 cm und an der Gewölbeleibung 5 cm wegen Verwitterung als nicht tragfähig abgerechnet werden müssen, war auch auf rechnerischem Wege die dringliche Notwendigkeit der Bogenverstärkung nachgewiesen. Sie wurde, nachdem die erwähnten Stärken von 5 bzw. 10 cm an Gewölbeleibung und Gewölberücken abgespitzt (Abb. 5) waren, durch Anbringung von zwei je 10 cm starken, mit Rundeseisen bewehrten Torkretschalen erreicht (siehe Abb. 7 und 8).

Die Rundeseisenarmierung besteht aus $10 \text{ } \varnothing 10 \text{ mm}$, kreuzweise angeordnet (Abb. 9). Die Schubspannungen zwischen dem verbleibenden Sandsteinkern und den Torkretschalen werden aufgenommen einmal durch die Haftung des Betons an den aufgerauten Sandsteinflächen und das anderemal durch Rundeseisenanker, welche das Sandsteingewölbe durchstoßen und beiderseits mit den Torkretschalen verbunden sind.

Bei einer schließlich vorhandenen Gesamtgewölbestärke von 67 cm ergaben sich dann bei Berücksichtigung der ungünstigsten Laststellung und der erwähnten Temperaturschwankung unter Ausschaltung des Sandsteinkernes in den beiden Torkretschalen folgende Höchstbeanspruchungen:

- Beton-Druckspannung
- im Scheitel $\sigma_0 = 23,8 \text{ kg/cm}^2$
 - im Kämpfer $\sigma_u = 41,2 \text{ kg/cm}^2$

- Eisen-Zugspannung
- im Scheitel $\sigma_0 = 250 \text{ kg/cm}^2$
 - im Kämpfer $\sigma_u = 1270 \text{ kg/cm}^2$,

letztere Werte bei Außerachtlassung der Beton-Zugspannungen. Da somit die beiden Betonschalen allein schon die äußeren Kräfte aufzunehmen in der

Lage sind, ist zum Ausdruck gebracht, welcher hoher Grad von Sicherheit dem Gewölbe in seiner nunmehr 67 cm Gesamtstärke innewohnt, besonders nachdem die ausgewaschenen und aufgerissenen Fugen ausgekratzt und mit reinem Zementmörtel ausgegossen wurden.

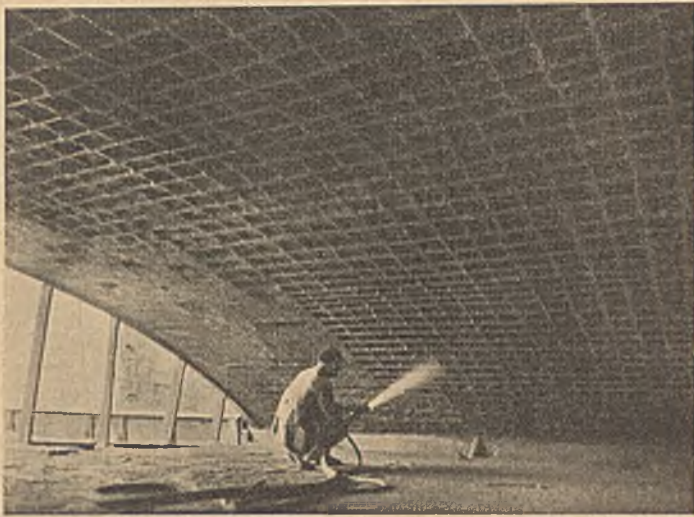


Abb. 7. Herstellung der Torkretschale in der Gewölbeleibung.

Damit die Kämpferfugen in ihrer ganzen Stärke zur Kraftübertragung mithin angezogen werden können, wurden sie 10 cm stark ausgestemmt und ebenfalls mit rundeisenbewehrtem Torkretbeton ausgefüllt. Die in den Kämpferfugen auftretenden Zugspannungen werden durch die über den Pfeiler hinweggehenden bzw. in die Widerlager eingreifenden Rundeisen aufgenommen.

Die Gewölberücken erhielten eine wasserabweisende Isolierung, bestehend aus zwei Lagen Bitumenpappe mit einer Zwischenlage von Bleiblech 0,2 mm stark.

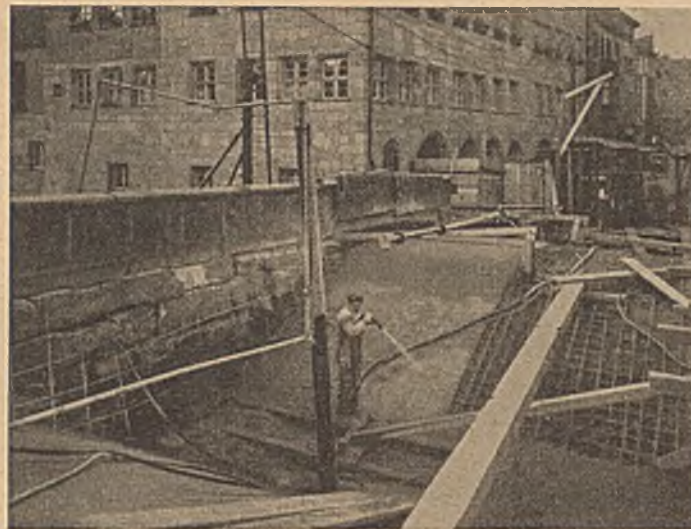


Abb. 8. Herstellen der Torkretschale auf dem Gewölberücken.

b) Pfeiler.

Die statische Berechnung ergab für den Pfeiler in seiner vorhandenen Gestalt bei ungünstigster Laststellung eine größte Pressung von 3 kg/cm². Es genügte daher eine Auswechslung der zum Teil verwitterten Steinpartien der Sichtflächen und eine Auspressung der Fugen mit Zementmörtel unter Verwendung von Druckluft, um den zum Teil gelockerten Zusammenhang in den Fugen wieder herzustellen. Es wurden zu diesem Zweck 1800 l Zementmörtel injiziert. Diese Arbeiten erfolgten in einer mit Spundwänden abgeschlossenen ausgepumpten Baugrube.

c) Widerlager.

Diese sind mit ihren Längen von 6 bzw. 6,5 m mehr wie ausreichend gestaltet. Da, wie später ausgeführt wird, die vorhandenen Sandsteinmassen für die eigentliche Kräfteübertragung nicht mehr herangezogen wurden, genügte es, die Fugen an den flußseitigen Sichtflächen auszukratzen und mit Zementmörtel zu verstreichen, die Oberflächen mit Mörtel abzugleichen und mit Orkit zweimal zu streichen.

d) Stirnmauern.

An den Rückenflächen wurden zunächst die Fugen ausgekratzt und mit Zementmörtel ausgegossen, sodann wurden die Mauern durch einbetonierte Rundeisenanker mit einer anbetonierten Verstärkungswand, die ihrerseits wieder mit dem Beton über dem Pfeiler verankert wurde, verbunden. Der Betonrücken wurde mit Orkit gestrichen (Abb. 8).

c) Brückensichtflächen.

Die Fugen wurden ausgekratzt, mit Mörtel neu verstrichen und schadhafte Steine ausgewechselt, so daß schließlich der Anblick des verstärkten Bauwerkes gegenüber dem alten Zustand keine Veränderung erkennen läßt (Abb. 1 u. 14).

2. Gründung.

a) Pfeiler.

Wie schon erwähnt, waren beim alten Bauwerk, sowohl Ober- als auch Unterstrom, die äußeren Gewölbestreifen etwa in der Ebene der Gehwegrandsteine abgerissen (Abb. 3 u. 4) und nach außen abgegangen. Das deutete darauf hin, daß sowohl der obere als auch der untere Pfeilervorkopf entweder infolge Unterspülung oder infolge Abfaulen der Pfahlköpfe sich gesenkt haben muß, was beim oberstromigen durch klaffende Risse besonders sinnfällig zu erkennen war. Für die beiden äußeren Pfeilerteile war sonach eine neue Gründung vorzusehen, da sie zweifellos nicht mehr auf tragfähiger Unterlage aufsaßen. Die beiden Teile messen in Flußrichtung $3 + 3,5 = 6,5$ m. Der ganze Pfeiler ist 14 m lang. Da für die beiden äußeren Teile schon von vornherein die Notwendigkeit einer neuen Gründung zu erkennen war, mußte eine solche auf die ganze Pfeilerlänge vorgesehen werden, selbst wenn sich auf Grund späteren Befundes ergeben hätte, daß die Gründung des Pfeilermittelteiles als ausreichend hätte angesehen werden können. Das auf die ganze Breite einheitlich ausgebildete Gewölbe wäre im Unterlassungsfalle auf einem Pfeiler aufgesessen, der aus verschiedenen gegründeten Einzelteilen bestanden

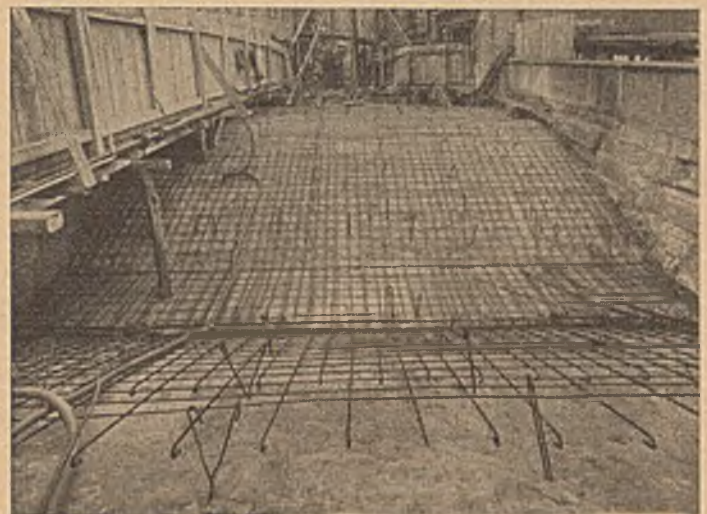


Abb. 9. Torkretschalenarmierung auf dem Gewölberücken.

hätte, was unvermeidlich zu verschiedenen Setzungen und daraus sich ergebenden Rißbildungen geführt hätte.

Da erst in etwa 4 m Tiefe unterhalb der Flußsohle mit tragfähigem Boden zu rechnen war, kamen von vornherein als wirtschaftlichste Konstruktionsglieder nur Pfähle in Frage. Da mit Rücksicht auf den Zustand der alten Brücke und der sie um-

zuvor eine entsprechende Aussparung, die nachträglich zubetoniert wurde, vorgesehen war. Diese Ausführungsart war möglich, weil vor Ausführung der Pfähle das in der Leibung und auf dem Rücken geschwächte Gewölbe durch die vorausgegangene Herstellung des unteren Torkretbogens an Stelle eines Lehrgerüsts abgefangen war.

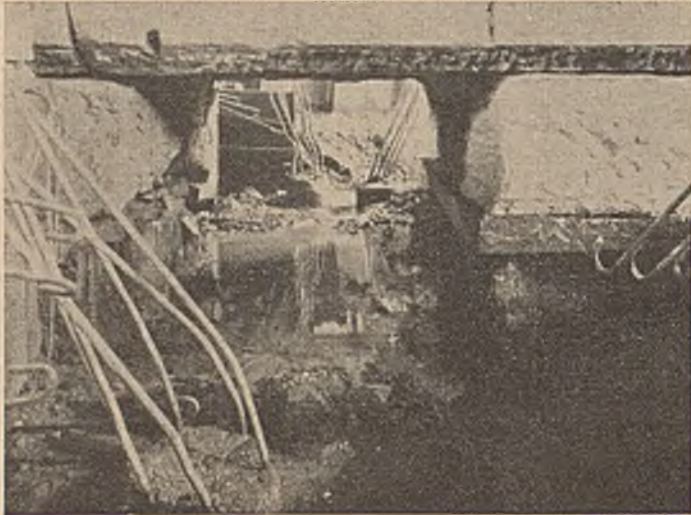


Abb. 10. Pfeilerdurchbruch für ein Querbankett.

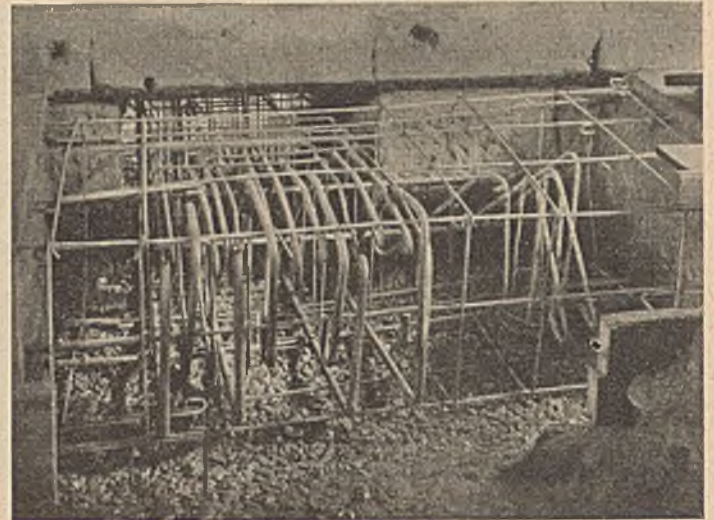


Abb. 11. Armierung für ein Pfeilerquerbankett.

gebenden Gebäude Erschütterungen vermieden werden mußten, kamen nur Bohrpfähle in Frage. Gewählt wurden solche mit 30 cm Dmr. mit etwa 5,5 m Länge. Die größte Pfahllast ergab sich aus der statischen Berechnung zu 28 t. Die Pfähle erhielten eine Längsarmierung von 6 \varnothing 16 mm und eine Spiralarmierung mit \varnothing 5 mm. Der Beton wurde mittels Preßluft eingebracht.

b) Widerlager.

Über das Vorhandensein eines Pfahlrostes und somit erst recht über seine Art und seinen Zustand waren keinerlei Anhaltspunkte zu geben. Es mußte sonach ein Vorschlag gefunden werden, der, je nach tatsächlichem Befund, bei Durchführung der Bauarbeiten einmal ganz geringe Kosten verursachen soll,

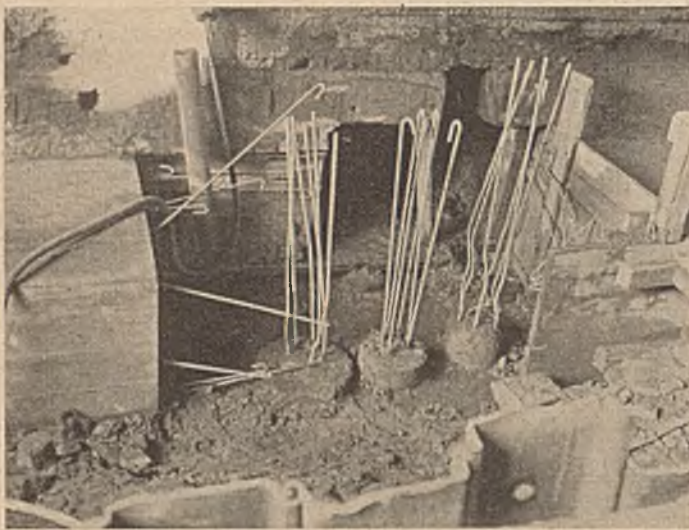


Abb. 12. Schlußstück des Umschließungsbankettes vor der Herstellung.



Abb. 13. Fertiges Umschließungsbankett.

Da die Pfähle nur am Umfang des Pfeilers, möglichst nah an ihm, hergestellt werden konnten, ergab sich als lastübertragendes Zwischenglied die Ausführung eines den Pfeiler umschließenden Eisenbetonbanketts, das durch Querbalken zusammengehalten wird.

Die Ausführung der Eisenbetonbankette erfolgte in einer mit eisernen Spundwänden abgeschlossenen Baugrube unter Wasserhaltung im Trockenen (siehe Abb. 10, 11, 12 und 13). Die Bohrpfähle wurden bei abgestellter Wasserhaltung vom Gewölberücken aus hergestellt. Die Gewölbe wurden an den Pfahlstellen durchschlagen, nachdem in der unteren Torkretschale

wenn sich zeigte, daß der bestehende Zustand genügend sicher ist, das anderemal aber, wenn sich zeigte, daß eine ganz neue Gründung zu schaffen ist, diesem Erfordernis völlig gerecht werden kann.

Dieser Forderung entspricht der im folgenden beschriebene und ausgeführte Vorschlag:

Zunächst war durch Einzeichnung der Kämpferresultierenden und ihrem Zusammenwirken mit den Widerlagergewichten festzustellen, daß die alten Widerlager mit einer Länge von 6 bis 6,50 m überdimensioniert sind, da die Resultierende für die Bodenfuge nur 1,40 m von Vorderkante Widerlager entfernt

liegt. Eine Erneuerung der Widerlager brauchte sich also auf keinen Fall auf die ganze Widerlagertiefe zu erstrecken, sondern nur auf die Tiefe, welche zur Kraftübertragung auf die Bodenfuge nötig ist. Durch diese Feststellung ergab sich der in Abb. 6 dar-

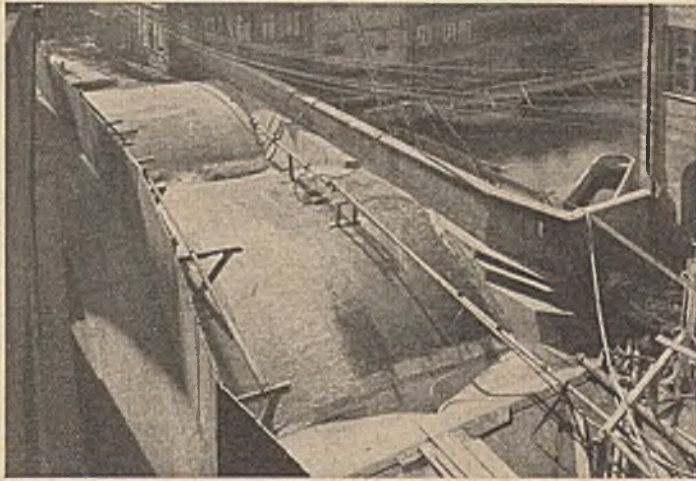


Abb. 14. Fertige Brückendraufsicht.

gestellte Widerlagerquerschnitt. Die horizontale Komponente der Kämpferkraft beträgt 250 t für ein Widerlager. Dieser Kraft wirken entgegen der passive Erddruck auf die Widerlagerrückseite parallel zum Fluß, die Reibung an den beiden Widerlagereiten senkrecht zum Fluß und die Reibung an der Bodenfuge. Die Sicherheit, daß die horizontale Kraft einwandfrei auf die beschriebene Art aufgenommen wird, ist gewährleistet durch den seit mehreren 100 Jahren schon bestehenden Einbau und die überreichen Ausmaße des alten Widerlagers.

Die neue Gründung braucht von der Kämpferkraft somit nur die vertikale Komponente von 255 t und das Gewicht des auf ihr sitzenden Widerlagerteils mit 140 t, zusammen also 395 t aufzunehmen. Hierfür sind für jedes Widerlager 15 Stück armierte Preßbetonpfähle der schon beschriebenen Art vorgesehen, so daß auf jeden Pfahl bei einer Länge von 5,50 m eine Last von 26,5 t trifft. Um die Ausbruch- und die Betonarbeiten auf ein Mindestmaß zu beschränken, wurden für jedes Widerlager nur fünf Schlitzte von je 70 cm Breite angeordnet. In diesen Schlitzten wurden die Pfähle, jeweils drei Stück, zusammengefaßt,

hergestellt. Die Herstellung des Widerlagerbetons erfolgte unter Wasser, nachdem das Reinigen der Bodenfuge und das Umbiegen der Pfahlhängeisen zuvor unter Auspumpen mit einer Handpumpe erfolgt war.

Während der Ausführung der einzelnen Schlitzte hat sich gezeigt, daß die hier beschriebene Ausführung im vollen Umfange nötig ist, weil die vorhandenen Pfähle durchweg verfault und der Untergrund stark verschlammte waren. Hätte sich aber gezeigt, daß das Widerlager einwandfrei gewesen wäre, so hätten die ausgebrochenen Schlitzte mit Sandbeton wieder geschlossen werden können und die eingangs an den Vorschlag gestellten Forderungen wären einwandfrei erfüllt gewesen.

Abb. 14 zeigt die fertige isolierte Brückendraufsicht vor der Sandauffüllung. Abb. 15, nach der Fertigstellung aufgenommen, läßt im Vergleich mit Abb. 1 erkennen, daß das Bauwerk in seinem altherwürdigen Charakter erhalten blieb und nach wie vor eine nicht wegzudenkende Zierde des alten Stadtbildes darstellt.



Abb. 15. Oberstromige Ansicht nach dem Umbau.

Während der Bauarbeiten erlitt der Fußgängerverkehr keine Unterbrechung.

Die Prüfung und Beurteilung des Entwurfes sowie die Überwachung seiner Ausführung geschah durch den Vorstand des städtischen Straßen- und Wasserbauamtes, Herrn Oberbaurat Schrag, und den Sachbearbeiter, Herrn Baurat Zöller, unter Mitwirkung des Herrn Oberinspektors Erne.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Verbesserte Arbeitsmethoden bei Herstellung einiger weitgespannter Stahlbrücken¹.

Die rasche Entwicklung des Verkehrs, insbesondere des Automobilverkehrs, und die Zunahme der Verkehrslasten in den letzten Jahren hat auch eine durchgreifende Verbesserung des Verkehrsnetzes, Ausbau von Landstraßen, Herstellung von Entlastungsstraßen sowie Ersatz bestehender oder Bau neuer Brücken erforderlich gemacht. Da die Brücken, besonders solche über Wasserstraßen große Kosten verursachen, mußte das Bestreben darauf gerichtet sein, ihre Herstellung zu verbilligen. Naturgemäß hat gerade Amerika, das Land der Rationalisierung, bei seinen weitgespannten Brücken über die großen Ströme dauernd auf eine Verbesserung der Arbeitsmethoden hingewirkt.

Es dürfte von Interesse sein, einiges über die zur Zeit in New York im Bau befindlichen größten Brücken, eine Hängebrücke mit einer Hauptspannweite von mehr als 1 km und eine Bogenbrücke mit einer Spannweite von mehr als 1/2 km Länge, und über eine fast ebensogroße Bogenbrücke über den Hafen von Sydney zu erfahren.

1. Fort Lee-Hängebrücke über den Hudson in New York. Die Hauptöffnung (Abb. 1) ist rund 1067 m, d. h. etwa doppelt so lang als die bislang ausgeführte größte Brückenöffnung. Die Türme erheben sich mehr als 180 m über den Wasserspiegel und überragen die höchsten Gebäude der großen amerikanischen Stadt. Im Querschnitt

gesehen sind im Abstand von etwa 32 m zwei Kabelpaare angeordnet. Gegenseitiger Abstand der Kabel jeder Gruppe = 2,75 m. Jedes Kabel hat einen Durchmesser von rd. 81 cm und besteht aus 61 Litzen oder Seilen mit zusammen 26 474 Paralleldrähten. Jeder Draht ist rd. 5 mm stark und hat eine Festigkeit von rd. 3200 kg/cm². Im Ganzen wurden also 105 896 Drähte mit einem Gesamtgewicht von 28 400 t und einer Gesamtlänge von rd. 168 000 km (das ist mehr als in den sieben nächstgrößten Hängebrücken zusammen) benötigt, die in der sehr kurzen Zeit von 9 3/4 Monaten über den Fluß gesponnen wurden. Eine derartige Leistung war naturgemäß nur dadurch möglich, daß in monatelangen Voruntersuchungen durch Vergleich verschiedener Möglichkeiten für jeden Arbeitsvorgang, insbesondere das Spinnen und die Anordnung der Kabel (neben- oder übereinander), der Arbeitsbrücken und das Hinaufziehen der einzelnen Teile von unten die zweckmäßigste Lösung bestimmt worden war.

Alle vier Kabel wurden von der ausführenden Firma John A. Roebling's Sons Co. gleichzeitig in Angriff genommen. Abb. 2 zeigt das eine der beiden auf Abb. 3 sichtbaren Kabelpaare mit den Arbeitsbühnen, die an besonderen Hilfskabeln (außen neben dem Geländer) befestigt waren. Die Seile der Hilfskabel wurden nach Beendigung der Spinnarbeiten endgültig verwendet als Hangeseile zur Aufhängung der Brückenfahrbahn. Bei früheren Ausführungen liefen die Hilfskabel von einem Ankerblock zum anderen durch und wurden, nachdem sie sich unter ihrem Eigengewicht gelängt hatten, auf die richtige Länge verkürzt. Bei der Fort-Lee-Brücke wurden für jede Hauptöffnung und für jede Seitenöffnung besondere Kabel verwendet, die durch

¹ Nach Engineering News-Record vom 14. August u. 23. Oktober 1930.

Vorbelastung an Land gestreckt und auf die richtige Länge abgeschnitten waren. Die Hilfskabel der Hauptöffnung wurden auf der Flußsohle ausgelegt, dann mit denen der Seitenöffnungen provisorisch verbunden und so an den Türmen hochgezogen. Dort wurden sie in einen auf der Turmspitze befestigten Rahmen gespannt. Durch waagrecht liegende Schraubenspindeln konnte ihre Länge auf jedem Turm



Abb. 1. Ansicht der Fort-Lee-Brücke.
(Kabel fertiggestellt, Fahrbahn fehlt noch.)

um 1,50 m verändert und so die richtige Lage genau eingestellt werden (Abb. 4, unten Mitte). Die Arbeitsbrücke wurde möglichst leicht gehalten. Unter den Kabeln selbst wurde daher der Holzbelag durch kräftigen Maschendraht ersetzt (Abb. 2). Sie wurde in einzelnen Teilen von $7,50 \times 3,60$ m an Land hergestellt. Je zehn solcher Teile wurden auf einmal an den Türmen hochgezogen und mittels eines auf großen Holzrädern über die Hilfskabel laufenden Wagens mit angehängter Plattform über die ganze Öffnung verteilt. Die Verlegung der einzelnen Teile erfolgte von der Mitte der Hauptöffnung aus nach den Türmen zu fortschreitend. Während die Teile in der Mittelöffnung unmittelbar an den Hilfskabeln befestigt werden konnten, mußten sie in den Seitenöffnungen an einzelnen Seilen aufgehängt werden (Abb. 4), weil die Verankerung der Hilfskabel höher lag als die der Hauptkabel. Das Auslegen der vier Hilfsbrücken war in acht Tagen beendet.

Zwischen den beiden Arbeitsbrücken waren in der Hauptöffnung fünf Querverbindungen mit Laufstegen vorhanden, die den Querverkehr ermöglichen und zur Aussteifung des Systems dienen sollten. In den „nur“ 210 m langen Seitenöffnungen waren Querverbindungen nicht vorgesehen. In der Hauptöffnung wurde unter den Brücken ein Windverband angebracht, bestehend aus von einem Turm zum andern durchlaufenden und an den Enden mit Gegengewichten versehenen Längsseilen sowie Querstangen, die in 150 m Entfernung vom Turm an den Brücken aufgehängt waren, und dazwischen kreuzweise angeordneten Verspannungsseilen. Diese Ausführung war zwar teuer, erwies sich aber auch bei den stärksten Winden als sehr wirkungsvoll.

Die Anlage für das Spinnen der Kabel ist aus Abb. 4 ersichtlich, welche die Ausrüstung bei der Verankerung auf der New-Jersey-Seite und auf der Spitze eines der beiden Türme zeigt. Für jedes Tragkabel wurde ein endloses Zug- oder Fahrseil verwendet, das auf der New-York-Seite um eine Umlenksscheibe lief und auf der New-Jersey-Seite durch einen 100 PS-Motor angetrieben wurde. Es trug zwei Spinnräder, die sowohl vorwärts als auch rückwärts gezogen werden konnten. In Abständen von 60 m war das Fahrseil an eisernen Rahmen aufgehängt (Abb. 3).

Der zu verarbeitende Draht wurde in der Fabrik auf eiserne Rollen von 1,80 m Trommeldurchmesser aufgewickelt. Diese etwa 38 km Draht fassenden Rollen wurden mit Spezialwagen zum Hafen der Fabrik und mit Schiff zur Baustelle gebracht. Damit die Spinnräder schnell arbeiten konnten, wurden die Rollen (Abb. 4, oben links) während des Abspulens durch besondere Motoren angetrieben, und durch ein Gegengewicht wurde eine gleichbleibende Spannung erreicht. Telefone und eine elektrische Signalanlage gewährleisteten ein reibungsloses Arbeiten. Nur so war es möglich, die Geschwindigkeit der Spinnräder auf rd. 200 m/min zu bringen, die auch beim Durchgang über die Türme nicht vermindert wurde. Bei

früheren Ausführungen wurde das Abrollen des Drahtes durch den von den Spinnrädern ausgeübten Zug bewirkt und durch Bremsen geregelt. Die größte Geschwindigkeit war bislang etwa 120 m je Minute.

Zuerst wurde ein Vergleichs- oder Meßdraht hergestellt. Die richtige Länge wurde durch genaue Beobachtungen des gewollten Durchhanges festgestellt. Abweichend von früheren Ausführungen wurde dieser Draht hier auf den Turmspitzen beweglich gelagert, so daß sich ein Gleichgewichtszustand mit gleicher Spannung in der Haupt- und in den Nebenöffnungen ergab, und infolgedessen die schwierigen und langen Beobachtungen für die Seitenöffnungen erspart wurden. Für jedes Haupt-Brückenkabel wurden jeweils vier

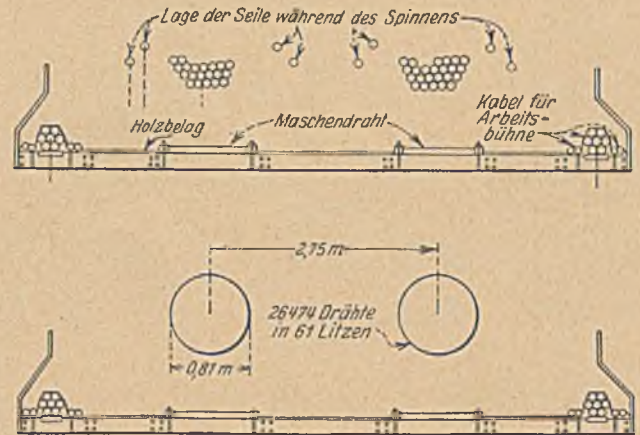


Abb. 2. Anordnung der Hauptkabel und der Hilfskabel für die Arbeitsbrücke für das linke Kabelpaar.

Seile gleichzeitig hergestellt und vorübergehend seitlich an den Sattelagern befestigt. Die Spinnarbeit wickelte sich in folgender Weise ab. Der Draht wurde durch den Kabelschuh gezogen und das freie Ende vorläufig an einem außerhalb liegenden Punkte z. B. am Felsen (Abb. 4) befestigt. Das andere Ende wurde um das Spinnrad gelegt. Dieses wurde dann durch das Fahr- oder Zugseil von der New-Jersey-Seite zunächst nach dem ersten Turm, dann über den Fluß nach dem zweiten Turm und schließlich nach der New York-Seite gezogen, wodurch jedesmal zwei Drahtlängen hergestellt wurden.



Abb. 3. Hauptöffnung.
Beide Kabelpaare mit den Arbeitsbrücken.

Auf der anderen Seite des endlosen Zugseiles wurde gleichzeitig ein zweites Spinnrad, ebenfalls ein Drahtpaar herstellend, vom New-York-Ufer nach dem New-Jersey-Ufer gezogen (Abb. 5). Bei jedem Paar wurde zuerst der sogenannte „tote“ Draht, dessen Ende am Felsen befestigt war, auf richtigen Durchhang mit dem Meßdraht verglichen und erforderlichenfalls berichtigt. Nachdem dann die Schlinge vom Spinnrad abgenommen und um den Kabelschuh gelegt war, wurde die gleiche Messung bei dem

anderen, dem „lebenden“ Draht vorgenommen. Am Ausgangspunkt wurde nun der lebende Draht auf das von der anderen Seite herübergekommene Spinnrad gelegt, worauf dieses, wiederum gleichzeitig zwei Drahtlängen herstellend, zurücklief. Für jedes Seil wiederholte sich dieses Spiel 217 mal. Dann wurde der letzte Draht abgeschnitten und mit dem vorübergehend am Felsen befestigten freien Ende verbunden, so daß ein Draht ohne Ende entstand. Die Verbindung wurde maschinell hergestellt. Die im Querschnitt elliptisch gepreßten Enden wurden in

2. Kill van Kull-Bogenbrücke in New York.
Nach Fertigstellung dieses in der Ausführung befindlichen Bauwerks wird New York auch die größte Bogenbrücke mit einer lichten Weite von rd. 510 m besitzen. Das Wesentliche des Arbeitsvorganges bei Errichtung dieser Brücke möge an Hand der Abb. 6 kurz erläutert werden. Mit der Aufstellung wurde auf der Südseite (auf dem Bilde links) begonnen. Zunächst wurde hinter dem Widerlager ein Hilfsgerüst mit einem einfachen Ausleger errichtet, mit dem einige Hilfsstäbe auf dem Widerlager selbst und für den Bau benutzte Laufkran aufgestellt wurden. Der Bogen selbst wurde dann entsprechend dem Baufortschritt nach einander in den Knotenpunkten 1, 2, 4 und 7 durch Gerüste unterstützt, von denen diejenigen bei 1, 2 und 4 wieder auf der Nordseite verwendet wurden. Nur die Stütze 7 blieb bis zur Schließung des Bogens stehen. Der Schlußpunkt mußte auf der linken Seite bei Punkt 14, etwa 76 m von der Mitte entfernt, angeordnet werden, weil dort wegen des Schiffsverkehrs Stützen nicht errichtet werden durften. In gleicher Weise wurde der Bogen auf der rechten Seite von einem Stützpunkt zum andern frei vorgebaut. Im ersten Fall war zur Aufnahme des Kragmomentes aus Eigengewicht und Windbelastung eine Verankerung im Widerlager erforderlich. Bei jeder zweiten Stütze, nämlich bei 3, 7

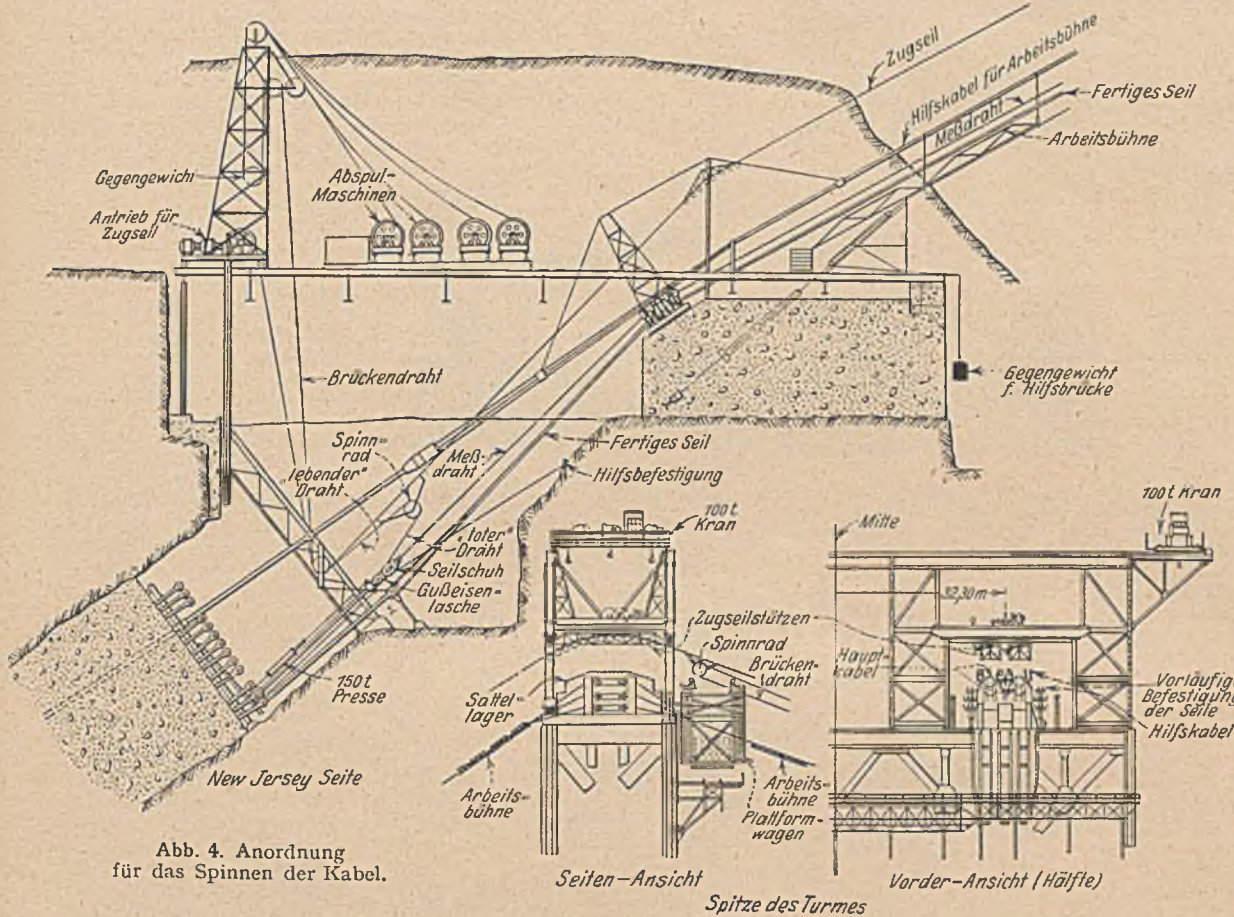


Abb. 4. Anordnung für das Spinnen der Kabel.

eine innen aufgerauhte Schelle gelegt und dann durch eine hydraulische Presse eine Minute lang mit 190 t zusammengepreßt. Nachdem die 434 Drähte jedes Seiles in Abständen von 1,50 durch ein Band leicht zusammengefaßt waren, wurde das Seil von der vorläufigen Unterstüzung abgenommen und in seine endgültige Lage auf das Sattellager gelegt. Nur das erste Seil jedes Kabels wurde noch mit dem Meßdraht verglichen; die anderen wurden nach dem ersten ausgerichtet. Der Seilschuh war während der ganzen Zeit hinter dem Nocken einer seitlich daneben angeordneten schweren Gußeisenlasche derart befestigt, daß auf der offenen Seite die Drähte um den Schuh gelegt werden konnten. Zum Schluß wurde dieses Gußstück mit einer hydraulischen Presse von 150 t Tragfähigkeit in die richtige Lage gebracht und der Seilschuh mittels Bolzen mit dem verankerten Augenstab verbunden.

Nach Fertigstellung der erforderlichen 61 Seile wurde jedes Kabel zunächst auf 86 cm und dann auf 81 cm zusammengepreßt. Nachdem es dann durch das Gewicht der Fahrbahn und des Hängewerks belastet und gedehnt war, wurde es zwischen den Schellen der Hängeseile mit 3,7 mm starkem, leicht geglähtem und verzinktem Draht maschinell umwickelt, an den Schellen mit Bleiwolle abgedichtet und gestrichen.

Die ganze Arbeit war so eingeteilt, daß abwechselnd jeweils bei drei Kabeln gesponnen wurde, während beim vierten die Seile ausgerichtet wurden. Mit dem Ausrichten waren an jedem Ankerblock ein Dutzend, auf jedem Turm acht Leute beschäftigt. 65 Mann waren bei jedem Kabel auf die ganze Länge verteilt; im ganzen waren 375 Mann erforderlich.

Bezüglich der Verankerung sei noch erwähnt, daß die Kabel auf der New-Jersey-Seite 45 m tief in den Felsen hineingeführt wurden, während auf der New-York-Seite ein Ankerblock von etwa 75 000 m³ Beton erforderlich war.

Die Kabel mit Verankerung und Hängeseilen wurden für 12 Millionen \$ in Auftrag gegeben. Insgesamt kostet die Brücke etwa 60 Millionen \$.

und 16 waren hydraulische Pressen aufgestellt. Damit konnte durch Anheben des Bogenteils jeweils die vorhergehende Stütze entfernt werden. Neben jeder Presse waren übrigens aus Sicherheitsgründen noch Hilfs-

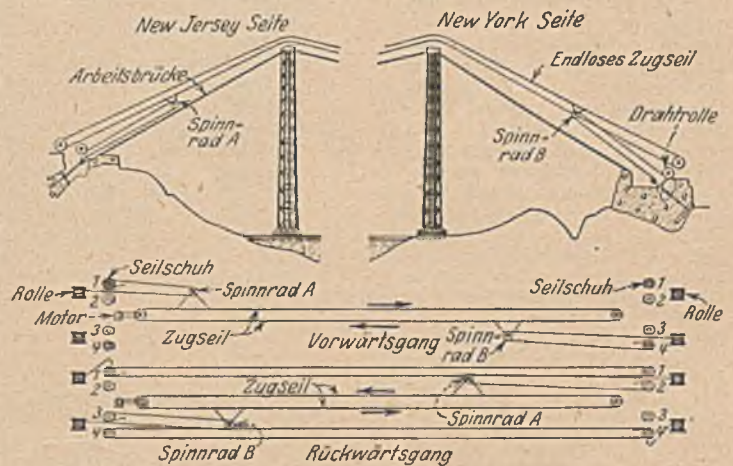


Abb. 5. Schematische Darstellung des Kabelspinnens.

stempel mit nur geringem Spielraum eingebaut, auf welche sich die Konstruktion bei etwaigem Versagen der Pressen aufsetzen mußte. Bei den über die letzten Stützen vorkragenden Bogenstücken wurden zunächst nur die Gurte fest vernietet, die Diagonalen dagegen vorläufig nur durch Bolzen angeschlossen und erst nach Schließung des Bogens endgültig vernietet.

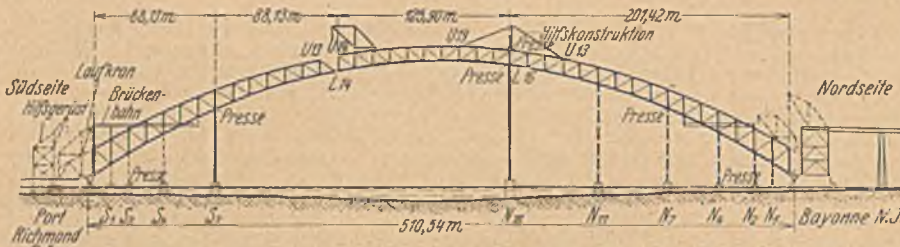


Abb. 6. Kill van Kull-Brücke. Herstellung des Bogens mit Unterstützung durch Gerüste.

Beim nördlichen Bogenstück, das bedeutend länger war als das südliche, war über der Stütze 16 noch eine Hilfskonstruktion erforderlich, um die freie Kraglänge des letzten Teiles zu verringern. Um die Spannung in diesen Hilfsstäben dem Fortschreiten des Vorbaues entsprechend regulieren zu können, waren unter den Pfosten auf dem Obergurt jedes Binders besondere Pressen von 500 t Tragfähigkeit eingebaut. Wegen des größeren Gewichtes des längeren nördlichen Bogenstückes mußten auf der Nordseite auch zwei Stützen, nämlich in den Punkten 11 und 16 bis kurz vor der Schließung des Bogens stehen bleiben. Am 3. Oktober 1930 wurde durch die Pressen in Punkt 16 das nördliche Bogenstück mit einer Kraft von rd. 3000 t angehoben, die Stütze 11 entfernt und durch entsprechendes Senken des rechten und linken Teiles der Bogenschluß im Untergurt bei Punkt 14 hergestellt. Der Bolzen mit einem Durchmesser von etwa 40 cm war mittels Knotenblechs an dem linksseitigen Untergurt befestigt worden. Damit die beiden Teile sich zuletzt möglichst genau in Richtung der Systemlinie näherten, waren eine Skala A senkrecht und eine Skala B parallel zur Systemlinie am Untergurt angebracht worden. Nachdem mit der Skala A die Parallelstellung der Bogenteile erreicht war, konnten auf der Skala B die vorher genau berechneten Werte, um welche die Punkte 7 links bzw. 16 rechts mit Hilfe der Pressen gesenkt werden mußten, abgelesen werden. Ferner waren auf den Gurtplatten Führungseisen angeschraubt, damit die seitlichen Abweichungen möglichst gering gehalten werden konnten. Sie betrugen weniger als 2 1/2 cm. Die Brücke war für das Eigengewicht als Dreigelenkbogen und für alle anderen Lasten als Zweigelenkbogen berechnet worden. Für das Einsetzen des letzten Obergurtstabes wurde der Bogen durch die Pressen in Punkt 7 links mit derjenigen Kraft angehoben, bei der die Kraft in diesem Obergurtstab gleich Null wurde. Dann wurde die Verbindung hergestellt und zugleich das Gelenk in Punkt 14 durch Verlaschen des Untergurts beseitigt, so daß ein Zweigelenkbogen entstand. Im Jahre 1932 wird die Brücke dem Verkehr übergeben werden können.

3. Bogenbrücke über den Hafen von Sydney in Australien.

Diese in der Spannweite nur um etwa 60 cm kürzere, im übrigen aber der vorstehend beschriebenen ganz ähnliche

Brücke war auch zur gleichen Zeit in der Ausführung; die Schließung des Bogens erfolgte nur etwa 1 1/2 Monate früher. Die Art der Aufstellung war jedoch eine grundsätzlich andere. Die beiden Bogenhälften wurden von den Ufern aus ohne jedes Hilfsgerüst im freien Vorbau ausgekragt (vergl. Abb. 7). Es war deshalb eine Verankerung erforderlich, die in Höhe des Obergurts an den Endpfosten eines jeden Hauptträgers angriff. Die Ankerseile wurden durch ein Sattellager umgelenkt, dann in einem Stollen um einen genügend großen Block des hinter dem Widerlager anstehenden Sandsteinfelsens durchgeführt und an der anderen Seite an den Endpfosten des anderen Hauptträgers befestigt (Abb. 8). Die Seile von je 69 mm Stärke wurden entsprechend dem Vorbau der Bogenkonstruktion erst nacheinander eingebaut.

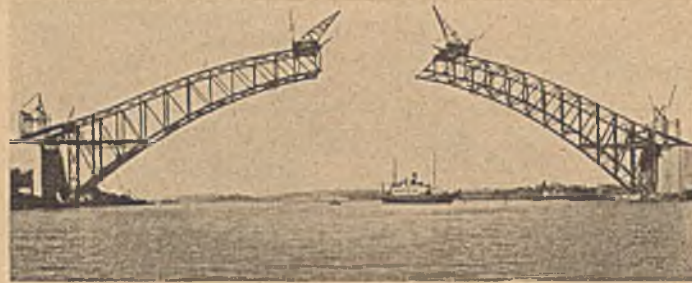


Abb. 7. Hafenbrücke in Sydney während des freien Vorbaues.

Um das Bogenstück während der Ausführung gegen Windkräfte stabil zu machen, war zwischen dem Endpfosten und dem Widerlager eine Schragstrebe angebracht (Abb. 8 oben), so daß die Seile fest angespannt werden konnten. Die insgesamt erforderlichen, in acht Reihen angeordneten 128 Seile waren vollzählig eingebaut, als der Vorbau bis zum Knotenpunkt 7 gediehen war. Mit hydraulischen Pressen wurde den 40 m langen Ankerseilen die berechnete Spannung gegeben. Mit Hilfe von Schwingungsmessungen wurde nachgeprüft, ob die ganze Last auf die einzelnen Seile richtig verteilt war. Während des Vorbaues waren die Endpfosten oben um 75 cm landwärts geneigt, wodurch in Bogenmitte im Knotenpunkt 14

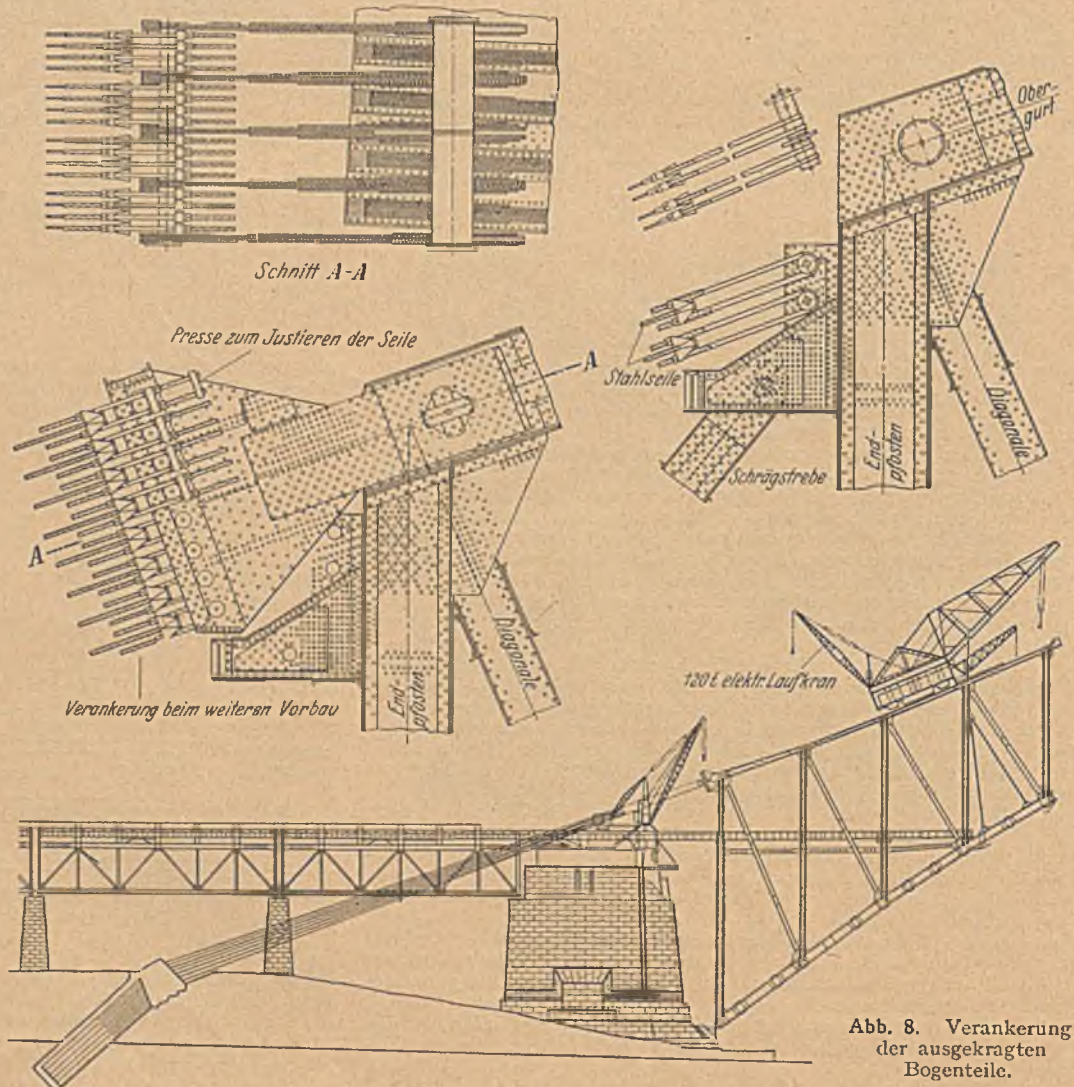


Abb. 8. Verankerung der ausgekragten Bogenteile.

(an dem der Bogenschluß erfolgen sollte) zwischen den letzten Untergurtstäben ein Abstand von 53 cm bei höchster und von rd. 130 cm bei niedrigster Temperatur entstand. Die Arbeiten für das Senken der Bogenhälften vor der Schließung dauerten 10 Tage. Das Schließen selbst gestaltete sich außerordentlich schwierig wegen der großen Temperaturunterschiede; in der Hauptsache wurde daher nachts gearbeitet. Zur seitlichen Justierung wurde von dem linksseitigen Untergurtstab mit Hilfe einer 100 t Presse ein 2 m langer, konischer, 25 cm starker Dorn von quadratischem Querschnitt in eine entsprechende Führung des rechtsseitigen Untergurtstabes eingetrieben. Der Gelenkbolzen im Untergurt hatte 20 cm Durchmesser. Nachdem die seitlichen Obergurtstäbe eingesetzt waren, wurde in ihnen durch vier eingebaute hydraulische Pressen die berechnete Stabkraft von 32,48 t erzeugt. Dann wurden sie durch einen 25 cm starken Dorn geschlossen. Auch der Untergurt wurde durch Laschen verbunden, die aber nur Verkehrs- last, Wind- und Temperaturkräfte aufnehmen, während das Eigengewicht durch den Bolzen übertragen wird. (Bei der Killa von Kullbrücke dagegen nimmt die Untergurtverbindung fast alle Kräfte auf; im Obergurt wurde dort kein Dorn verwendet.) Der Bogenschluß erfolgte am 18. August 1930. Die Ankerseile wurden dann allmählich gelockert und erst am 8. September vollständig entfernt. Dr. M6.



Abb. 1.

Künstliche Maßnahmen zur Herabsetzung der Spannungen in gewölbten Massivbrücken.

Mit diesem Problem beschäftigt sich Ing. Eugenio Miozzi in einem interessanten Aufsatz in den „Annali dei Lavori Pubblici“ (Septemberheft 1930). Ausgehend von dem bei kleinen Pfeilverhältnissen sehr nachteiligen Einfluß der Schwind- und Temperaturerscheinungen weist er an Hand von Zahlenbeispielen darauf hin, wie dieser in um so stärkerem Maße in Erscheinung tritt, je kleiner die Spannweite ist. Ein Vergleich mit den italienischen Vorschriften, die die maximalen Druckspannungen mit 40 kg/cm² begrenzen, führt ihn zu der Feststellung, daß es in der Mehrzahl der Fälle unmöglich ist, diese Vorschriften einzuhalten, wenn dem Einfluß der Schwind- und Temperaturspannungen in ihrer tatsächlich auftretenden Größe Rechnung getragen wird. Er sieht in einer derartigen Begrenzung der maximalen Druckspannungen, die sich praktisch nicht einhalten läßt, eine bedauerliche Erziehung zur Unehrllichkeit, da in der Mehrzahl der Fälle — nur um den Vorschriften zu genügen — eine bewußte Vernachlässigung eines großen Teils der tatsächlich auftretenden Schwind- und Temperaturspannungen vorgenommen wird.

Miozzi mißt den tatsächlich erreichten Fortschritt im Bau massiver Bogenbrücken an der Sicherheit und an dem Mut, mit welchem man an neue Aufgaben herangeht. Wenn man bis in die jüngste Zeit hinein sich nicht entschließen konnte, die Bogenspannweite von 72 m der schon im 14. Jahrhundert für die Visconti erbauten Trezzobücke wesentlich zu überschreiten — trotz Verbesserung der Berechnungsgrundlagen und der technischen Hilfsmittel —, so deutet dies auf starke Hemmungen hin, die sich einer Fortentwicklung entgegenstellten.

Die gegen Ende des vorigen Jahrhunderts entwickelten Methoden des Offenhaltens und Ausstampfens von Fugen wie die der Anordnung von Gelenken betrachtet Miozzi in erster Linie als Pioniere, um die jüngste Entwicklung der massiven Bogenbrücke, die in kürzester Zeit zu Spannweiten von fast 200 m geführt hat, einzuleiten. In dem Einbau von Gelenken sieht er — von Ausnahmefällen abgesehen — einen unzuweckmäßig aufgewendeten Kostenaufwand, eine Erschwerung der Herstellung bei zweifelhafter Wirkungsweise. (La moda è passata!)

Die jüngste und zukunftsreiche Entwicklung der Eisenbetonbogenbrücken kennzeichnet nach Miozzi die systematische Einregulierung der Gewölbe durch hydraulische Preßkolben im Gewölbescheitel, die bei uns unter dem Namen Gewölbeexpansionsverfahren bekannt ist. Dieses Ausrüstungsverfahren, welches ja bekanntlich die durch die Verkürzung der Bogenmittellinie entstehenden Nebenspannungen systematisch vermeiden will, wird eingehend an dem Beispiele der Tournellebrücke über die Seine in Paris erläutert. Es kann hier auf den Aufsatz von Heilmann über die Giebichensteinbrücke, Jahrg. 1929, Heft 45, und auf den Bericht über die im Bau befindliche Plougastelbrücke mit 190 m Bogenspannweite, gleicher Jahrgang, Heft 51, in dieser Zeitschrift verwiesen werden.

Eine andere Methode der Gewölbeeinregulierung beschreibt Miozzi an dem Beispiele der von ihm kürzlich erbauten Sojalbrücke von kleinerer Spannweite (29 m), das nicht nur wegen der neuartigen Konstruktionsmaßnahmen, sondern auch wegen der eingehenden zahlenmäßigen Gegenüberstellungen und der am fertigen Bauwerk vorgenommenen Dehnungsmessungen von Interesse sein dürfte. Abb. 1 zeigt eine Ansicht dieser Brücke, Abb. 2 die Linienführung und Abmessungen. Wie man aus der Ansicht sieht, handelt es sich um eine aufgelöste Konstruktion. Zwei Randgewölbe von 1 m Breite sind durch Rippen miteinander verbunden; die Fahrbahn ist aufgeständert. Die Scheitelstärke der Gewölbe beträgt 90 cm, die Kämpferstärke 1,20 m.

Auf Grund mehrfacher Erfahrungen gibt Miozzi das Schwindmaß bei der gewählten Zementdosierung von 300 kg/m³ Beton mit 0,0004 an. Für den zeitlichen Vorgang des Schwindens wird folgendes zugrunde gelegt; 1/3 des genannten Schwindmaßes nach einem Monat, 1/4 nach drei Monaten, 1/2 nach fünf Monaten und 3/4 nach einem Jahre.



Abb. 2.

Die Wärmeausdehnungszahl des Betons wird mit 0,000012 eingesetzt und bei den Temperaturspannungen unterschieden zwischen denen aus der Schwankung von der Bautemperatur (15°) zur mittleren Jahrestemperatur (10°) und denen aus dem Pendeln der Außentemperatur um die mittlere Jahrestemperatur (± 15°).

Die Entstehung der größten Druck- bzw. Zugspannungen aus den verschiedenen Komponenten zeigt Abb. 3 in sehr übersichtlicher Weise. (Übliche Rechnung nach der Elastizitätstheorie als dreifach statisch unbestimmtes Gewölbe.) Es bezeichnen:

a den Einfluß des reinen Axialdruckes für Eigengewicht und halbe gleichmäßig verteilte Auflast (nach Tolkmitt der Linienführung zugrunde gelegt);

b die Zusatzspannungen gegenüber a) infolge der tatsächlichen Verteilung der Auflast;

c den Einfluß der zu a) gehörigen, mit Hilfe der Elastizitätstheorie errechneten Nebenspannungen;

d den Einfluß einer gleichmäßigen Temperaturschwankung von + 15° auf + 10° (Bautemperatur auf mittlere Jahrestemperatur);

e das Pendeln der Außentemperatur um die mittlere Jahrestemperatur, im Maximum ± 15°;

f den Einfluß des Schwindens bei einem Schwindmaß von 0,0004.

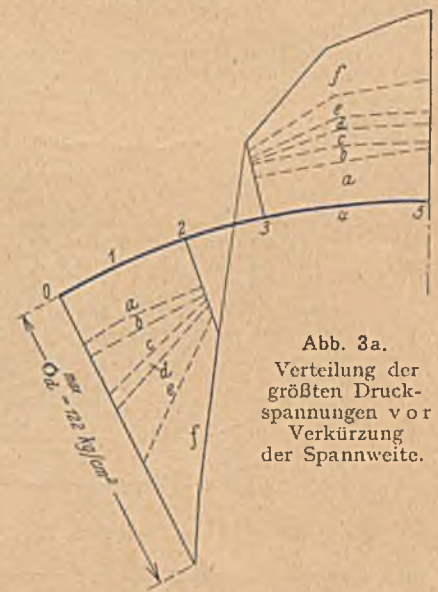


Abb. 3a.
Verteilung der größten Druckspannungen vor Verkürzung der Spannweite.



Abb. 3b. Verteilung der größten Zugspannungen vor Verkürzung der Spannweite.

Unter diesen Voraussetzungen wurde theoretisch eine größte Druckspannung von 122 kg/cm² und eine größte Zugspannung von 94 kg/cm², beide am Kämpfer, errechnet. Durch die noch zu besprechende Art der Einregulierung der Gewölbe konnten die Spannungen unter *c*, *d* und *f* beseitigt werden, wodurch an Stelle der Abb. 3 die Abb. 4 tritt. Die Zugspannungen sind fast vollständig verschwunden, während die größte Druckspannung nicht über 50 kg/cm² hinausgeht.

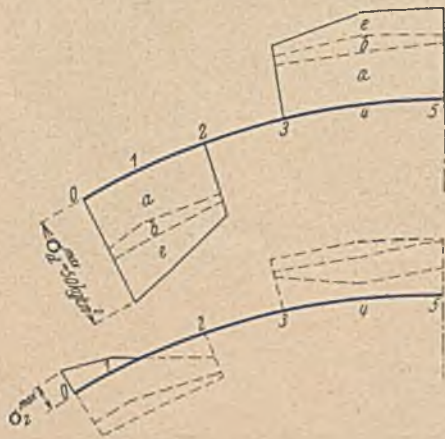


Abb. 4. Größte Druck- und Zugspannungen nach der Verkürzung der Spannweite.

Selbstverständlich können die theoretisch errechneten Zugspannungen gar nicht auftreten; der Beton muß vorher reißen. Ungefähr zwei Monate nach Fertigstellung der Gewölbe wurde die erste Prüfung vorgenommen. Man belastete die Brücke gleichmäßig, so daß der Belastungszustand *a* nach Möglichkeit erfüllt war; Zusatzlasten gemäß *b* wurden selbstverständlich fortgelassen. Die Spannungen wurden unter Berücksichtigung der zur Zeit der Prüfung (Mitte November 1929) vorhandenen Außentemperatur von 0° und eines Schwindmaßes von 0,00013 errechnet, und es ergab sich: Kämpfer: oben — 43 kg/cm²; unten + 76 kg/cm². Scheitel: oben + 52 kg/cm²; unten — 19 kg/cm². Die hiernach zu erwartenden Risse oben am Kämpfer und unten am Scheitel konnten in der Tat festgestellt werden; man fand eine Rißweite am Scheitel von 0,4 mm und am Kämpfer von 0,8 mm, also eine verhältnismäßig gute Übereinstimmung mit der Rechnung.

Um die Risse wieder zum Schließen zu bringen und eine möglichst günstige Spannungsverteilung zu erzielen, ging man in folgender Weise vor. Die beiden Bögen wurden mit dem einen Widerlager nicht fest, sondern gemäß Abb. 5 verbunden. Das vertikale Auflager bildet eine Reihe von Stahlwalzen von 28 mm Durchmesser, die sich

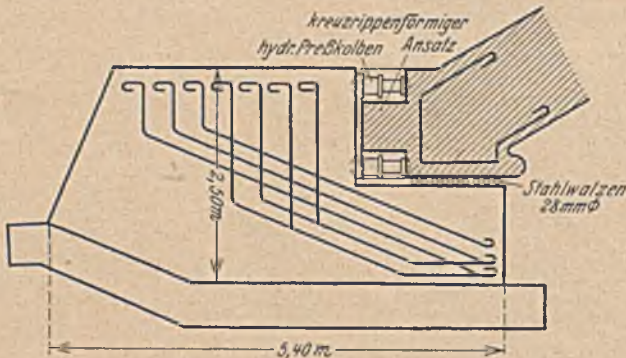


Abb. 5.

Um die Risse wieder zum Schließen zu bringen und eine möglichst günstige Spannungsverteilung zu erzielen, ging man in folgender Weise vor. Die beiden Bögen wurden mit dem einen Widerlager nicht fest, sondern gemäß Abb. 5 verbunden. Das vertikale Auflager bildet eine Reihe von Stahlwalzen von 28 mm Durchmesser, die sich

oben und unten gegen Bleche von 6 mm Stärke legen, die im Beton verankert sind. Das horizontale Auflager besteht aus einem Ansatz von kreuzrippenartiger Gestalt, (Abb. 6), welcher bei der eben beschriebenen ersten Prüfung am Widerlager fest anlag. In die durch die besondere Formgebung des Ansatzes entstehenden vier Öffnungen werden ähnlich wie beim Expansionsverfahren hydraulische Preßkolben eingelegt, für welche muldenartige Aussparungen sowohl in den Bögen als auch im Widerlager vorgesehen sind.

Die beschriebene Konstruktionsmaßnahme gestattet die Spannweite der Bögen wieder soweit zu verkürzen, daß die elastische Zusammendrückung und die Verkürzung aus Schwinden und Temperaturschwankungen kompensiert werden und die schädlichen Nebenspannungen verschwinden. Bei der oben erwähnten ersten Prüfung der Brücke hatte man von den hydraulischen Preßkolben noch keinen Gebrauch gemacht. Um die Bogenmittellinie wieder in ihre ursprüngliche Lage zurückzubringen, hätte man eine Verkürzung der Spannweite vornehmen müssen, die sich in folgender Weise zusammensetzt:

aus der elastischen Zusammendrückung des Bogens.	3,87 mm
aus der Temperaturabnahme von 5° von der Baumtemperatur zur mittleren Jahrestemperatur	1,74 mm
aus der Temperaturabnahme von 10° gegenüber der mittleren Jahrestemperatur	3,48 mm
aus einem Schwindmaß von 0,00013 (1/3 des Gesamtmaßes)	3,86 mm
insgesamt	12,95 mm

Um die Risse zu schließen, also die oben genannte Zugspannung von 43 kg/cm² zu kompensieren, hätte eine Verkürzung der Spannweite von 8,83 mm bereits ausgereicht. Um die Verhältnisse umzukehren, d. h. einen Riß an der gegenüberliegenden Laibung entstehen zu lassen, wäre eine Verschiebung von 17,58 mm erforderlich gewesen, also nur etwa 30% mehr als die eben genannten 12,95 mm. Da es sich nicht um ein Versuchsbauwerk handelte, sondern um eine Verkehrsbrücke, war Vorsicht geboten.

Die erste Einregulierung der Bögen wurde unter Zugrundelegung einer Verkürzung von 11,41 mm vorgenommen, die dadurch zustandekam, daß man die 10° Temperaturabnahme unberücksichtigt ließ, dafür aber das halbe Schwindmaß von 5,80 mm einsetzte. Dies konnte jederzeit verantwortet werden, da das zuviel eingesetzte Schwindmaß durch die entsprechende Temperaturabkühlung in dem bevorstehenden Winter reichlich ausgeglichen wurde.

Beim Unterdrucksetzen der Preßkolben zeigte sich zunächst nichts Besonderes, bis plötzlich bei einem Druck von 160 t/Bogen eine Verschiebung des kreuzrippenförmigen Ansatzes festgestellt werden konnte. Mit der langsamen Steigerung des Druckes nahm die Verschiebung zu; als die letztere die Größe von 12 mm erreicht hatte, waren alle Risse verschwunden. Nun ließ man den Druck wieder ab — die Risse traten in ursprünglicher Größe wieder in Erscheinung — und ging wieder hoch, bis die Risse wieder verschwanden. Durch eine größere Zahl von Lastwiederholungen konnte ein einwandfreies elastisches Atmen der Risse festgestellt werden. Bei der genannten Verschiebung von 11,41 mm wurde der Spalt zwischen Widerlager und Bogenansatz geschlossen und eine sorgfältige Untersuchung der Gewölbe vorgenommen, mit dem Ergebnis, daß auch nicht die geringste Spur von Rißbildung festgestellt werden konnte.

Die Art, in der hier die Verkürzung der Bogenspannweite vorgenommen wurde, bietet jederzeit die Möglichkeit, die Regulierung entsprechend dem Fortschritte des Schwindens zu wiederholen, ohne daß dadurch der Verkehr im geringsten gestört wird. Bei der Sojalbrücke soll später noch einmal zu einer Verkürzung der Spannweite geschritten werden.

Um den Einfluß der gewaltsamen Verkürzung auf die Spannungen direkt verfolgen zu können, wurden in der Nähe des Kämpfers an der

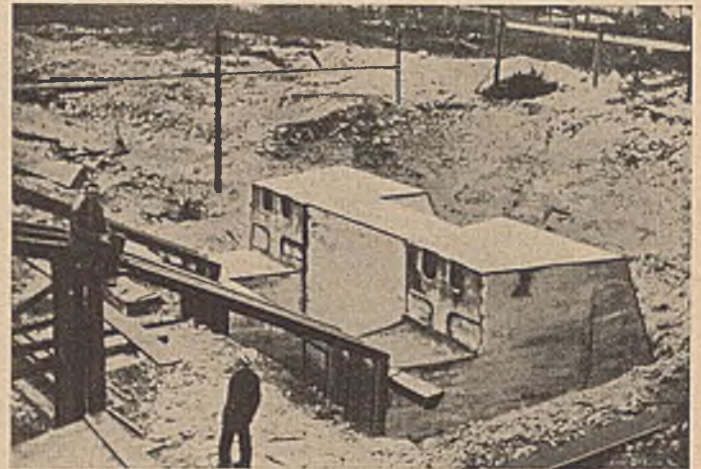


Abb. 6.

Sojalbrücke gleichzeitig Dehnungsmessungen vorgenommen; für die man zwei verschiedene Präzisionsapparate verwendete, einen von Rabut-Mantel mit 90 cm Meßlänge und einen von Okouitzen mit 41 cm Meßlänge. Die verschiedenen Wiederholungen der Versuche zeigten immer das gleiche Bild. Bei einem Druck von 160 t setzte die Entlastung ein. Die aus dem Rückgang der Formänderungen errechneten Spannungen zeigten im Anfang nur etwa den halben Wert der für die Spannungsstufe vorher berechneten Spannungen an; mit der Vergrößerung der Verschiebung wurde jedoch eine immer bessere Annäherung zwischen den aus den Messungen berechneten und den theoretisch bestimmten festgestellt. Nachdem sich die Risse geschlossen hatten, war die Übereinstimmung ausgezeichnet. Die anfänglichen Verschiedenheiten sind also offenbar auf die durch die Risse bedingten Störungen zurückzuführen.

Am Schluß seiner Darlegungen gibt der Verfasser eine Selbstkritik seines Vorschlages. Er verkennt nicht die Schwierigkeit der Herstellung, die ein Hindernis für die Anwendung sein kann, da man doch immerhin eine Kraft von mehreren hundert Tonnen zur Hand haben muß. Ferner wird ein Gleichgewicht gestört, welches bereits vorhanden war, und man verschiebt Mauerwerksmassen von beträchtlichem Gewicht. Dies verlangt nicht nur eine vollkommene Übersicht über den Spannungszustand in jedem Augenblick, sondern auch entsprechende Spezialerfahrungen für die Ausführung. Immerhin hält er diese Schwierigkeiten nicht für so schwerwiegend, als sie vielfach im ersten Augenblicke zu sein scheinen.

Die Art, wie die vorher eingetretenen Risse durch künstliche Maßnahmen bei der Sojalbrücke wieder zum Verschwinden gebracht werden konnten, hat Miozzi zu dem umgekehrten Verfahren angeregt, vorher an dem Gewölbe systematische Verletzungen vorzunehmen, derart, daß diese später durch die Senkung des Gewölbes wieder restlos verschwinden. Eine solche Maßnahme würde den Vorteil haben, daß es keines späteren Kraftaufwandes bedarf, um das Gewölbe in die gewünschte Lage zu bringen. Miozzi hat ein solches Verfahren bereits bei der Fortezzabrücke von 42 m Spannweite zur Anwendung gebracht und bringt es augenblicklich beim Bau der Cantina-Fredda-Brücke und verschiedener anderer über 40 m Spannweite zur Anwendung.

Es dürfte von Interesse sein, aus dem in den „Annali dei Lavori Pubblici“ angekündigten Aufsatz über das „Sistema delle lesioni sistematiche“ zu ersehen, wie man bei diesen Brücken vorgegangen ist und welche Erfahrungen man mit diesem neuen Prinzip gemacht hat.

Dr. F. Tölke.

Neue Mississippibrücke bei Quincy.

(Nach Eng. News-Rec. 1930, S. 572—575.)

Die im Bau befindliche Straßenbrücke über den Mississippi bei Quincy im Staate Illinois erhält in den beiden großen Stromöffnungen als Hauptträger kontinuierlich über zwei Öffnungen von 191 m Stützweite durchlaufende Fachwerkbalken aus Siliziumstahl, da sorgfältig durchgeführte Vergleichsentwürfe die wirtschaftliche Überlegenheit dieser Anordnung gegenüber einfachen Balken oder Auslegerträgern und gegenüber gewöhnlichem Stahl ergaben.

Abb. 1 gibt eine Übersicht über den gesamten, rd. 1070 m langen Brückenzug. Die Breite der Verkehrswege geht aus Abb. 2 hervor, welche einen Querschnitt durch eine der Flutöffnungen darstellt. Diese Abbildung zeigt auch die Konstruktion der heute in Amerika für Straßenbrücken mit fast ausschließlichm Kraftfahrzeugverkehr vielfach verwendeten reinen Eisenbetonfahrbahn. In den Schiffahrtsöffnungen liegen die Hauptträger außerhalb der Fußwege, woraus sich ein Hauptträgerabstand von 9,45 m ergab. Die Systemhöhe des Fachwerks beträgt 21,25 m. Mit Rücksicht auf die Schifffahrt liegt die Konstruktionsunterkante in den Hauptöffnungen 16,8 m über H.H.W. und 21,4 m über M.W.

Besonders interessant ist die Gründung der drei großen Strompfeiler, da der tragfähige Baugrund teilweise in sehr großer Tiefe (bis 36,9 m) unter dem Wasserspiegel lag.

Der östliche Strompfeiler wurde auf festem Fels in rd. 6 m Tiefe unter N.W. im Trocken zwischen Stahl-Spundwänden gegründet. Schwierigkeiten entstanden nur insofern, als es infolge einiger Wassereintrüche notwendig wurde, die Spundbohlen mehrmals nachzuräumen, um sie wenigstens etwas in den Felsboden einzutreiben. Da die Oberfläche des Felsbodens stark geneigt lag (rd. 1 : 2,5), wurde sie in waagerechten Schichten abgestuft. Zur weiteren Sicherung wurden außerdem 20 Löcher von 0,6 m Tiefe in den Fels gebohrt, in welche 25 mm starke quadratische Dübel aus Stahl eingesetzt wurden.

Der Mittelpfeiler besteht in seinem unteren Teil aus zwei zylindrischen Schäften. Diese wurden als Senkkästen ausgebildet und teils durch Baggern unter Wasser, teils im Druckluftverfahren abgesenkt. Ursprünglich war die Verwendung von zwei zylindrischen

10,7 m hohen Senkkästen vorgesehen, deren Stahlgerippe innen und außen mit 10 mm starken Stahlblechen versehen werden sollte. Auf Vorschlag des Unternehmers wurden jedoch 12,2 m hohe Senkkästen, welche aus zwei Teilen von je 6,1 m Höhe bestanden, angewendet. Der untere Teil hatte ein innen und

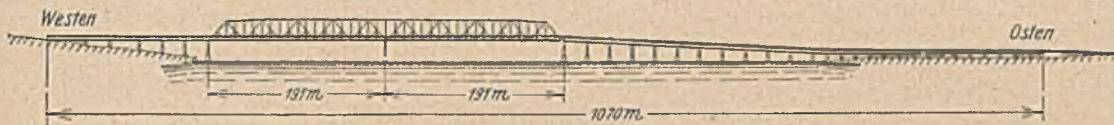


Abb. 1. Übersicht.

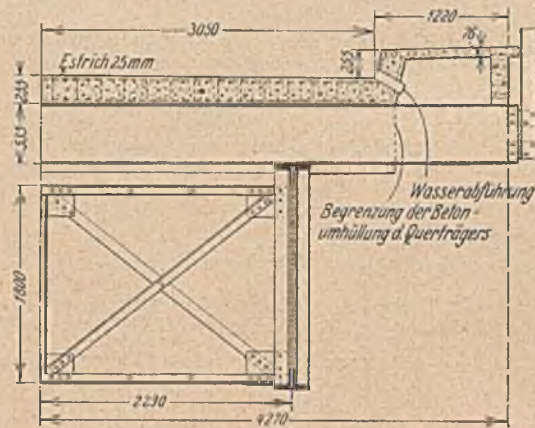


Abb. 2. Querschnitt durch eine Seitenöffnung.

außen mit Bohlen von 7 × 15 cm Querschnitt verschaltes Stahlgerippe, der obere war unter Verwendung serienmäßig angefertigter Einzelteile vollständig aus Holz hergestellt. Bei der Absenkung wurde auf diesem Senkkasten eine bis über den Wasserspiegel reichende runde Holzwand (a circular timber cofferdam) errichtet (s. Abb. 3), so daß der Pfeilerschaft im Trocken ausgeführt werden konnte. Die Senkkästen hatten an der Schneide einen Durchmesser von 6,40 m; die Höhe der Arbeitskammer und der Durchmessung der Baggeröffnung betragen 2,45 m. An der Pfeilerbaustelle wurde zunächst eine hölzerne Arbeitsbühne auf Pfählen errichtet, welche einen schweren Trägerrost trug. An diesem wurde jeder Senkkasten mit vier 2 1/2 zölligen Schraubenspindeln von 6,1 m Länge aufgehängt (Abb. 3). Darauf wurden die Arbeitskammer und die aufgehenden Wände in Absätzen von rd. 1 m betoniert und das Absenken mittels der Schraubenspindeln begonnen. Sobald die Schneide einige Fuß tief in die Flußsohle eingedrungen war, wurden die Spindeln gelöst und die Absenkung durch Baggern bis zu einer Tiefe von rd. 25 m unter dem Wasserspiegel fortgesetzt, wobei der Aufbau rd. 30 m hoch fortgeschritten war. Darauf wurde im Druckluftverfahren weitergearbeitet. Die Druckluft wurde von zwei am Ufer stehenden Dampfkompressoren durch eine auf der Flußsohle verlegte 215 m lange und 100 mm weite Rohrleitung geliefert. — Die gesamte Absenktiefe war 34 m unter dem Wasserspiegel, d. h. rd. 32,5 m unter N.W.

Der westliche Strompfeiler ist auf 168 Holzpfählen von 8,2 bis 10,7 m Länge gegründet. Der Pfeilerfuß besteht aus einer 3 m starken Betonplatte von 19,2 × 7,3 m Grundfläche. Rings um den Pfeiler wurde zunächst eine Stahlspundwand von 15 m Höhe geschlagen. Da der untere Teil dieser Spundwand, 5,5 m hoch und 4,6 m unter die Pfeilersohle reichend, an Ort und Stelle verbleiben sollte, wurden die Spundbohlen einmal gestoßen. Die Stöße wurden in zwei aufeinanderfolgenden Bohlen jeweils um 60 cm in der Höhe gegeneinander versetzt und durch zwei Laschen und zwei 1/2-zöllige Bolzen gedeckt. Nach der Betonierung des Pfeilers wurden die Spundbohlen in üblicher Weise gezogen; hierbei

wurden die schwachen Bolzen abgeschoren, so daß der untere Bohlentheil an seinem Platz verblieb. Für das Schlagen der Holzpfähle wurde auf der Spundwand ein Rammgerüst errichtet.

Die Aufstellung des Überbaues der Hauptöffnungen. Ursprünglich war beabsichtigt, mit der Aufstellung am Mittelpfeiler zu beginnen und nach beiden Seiten gleichmäßig im Freivorbau unter

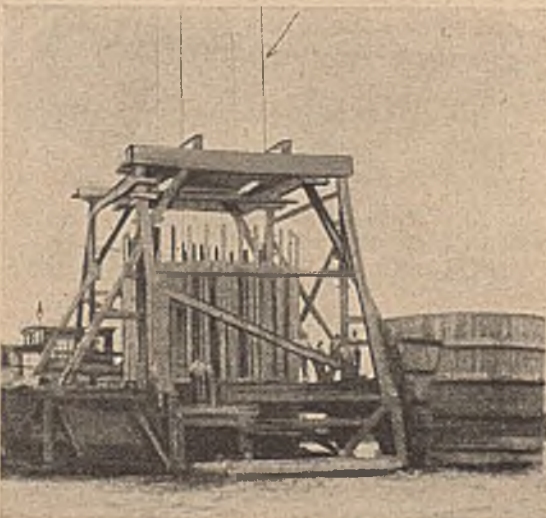


Abb. 3. Gründung des mittleren Strompfeilers.



Abb. 4. Aufstellung des Tragwerkes der östlichen Stromöffnung.

Verwendung einzelner Hilfsgerüste fortzuarbeiten. Da jedoch die Fertigstellung des Mittelpfeilers durch die erwähnte Änderung des Entwurfs verzögert wurde, wurde beschlossen, mit der Aufstellung am östlichen Strompfeiler zu beginnen und so die Zeit der Errichtung des Mittelpfeilers für die Aufstellung der Ostöffnung auszunutzen. Tatsächlich erreichten die Aufstellungsarbeiten den Mittelpfeiler zwei Tage nach seiner Fertigstellung, so daß in einem Zuge vom Ostpfeiler zum Westpfeiler durchgearbeitet werden konnte. Allerdings

mußte bei dieser Arbeitsweise die östliche Öffnung vollständig eingerüstet werden (Abb. 4), während man sich in der westlichen mit einzelnen Pfahljochen behelfen konnte. Zur Aufstellung wurde ein fahrbarer hölzerner Kran mit zwei Stahlauslegern benutzt. Der vordere schwere Ausleger mit 35 t Tragfähigkeit baute die Fahrbahn- und Hauptträgerteile ein, während der hintere Ausleger zum Einbau der leichten Glieder des oberen Windverbandes und der Querverbände diente. A. Schultz, Breslau.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Vorläufige Vorschriften für geschweißte Stahlbauten.

Vorwort.

Der vom Verein deutscher Ingenieure im Zusammenwirken mit Vertretern von Behörden und der erzeugenden und verwendenden Industrie bereits 1929 herausgebrachte und Anfang 1930 veröffentlichte Entwurf „Richtlinien für die Ausführung geschweißter Stahlbauten“ war vorerst nur für Hochbauten gedacht. Richtlinien für geschweißte Brückenbauten sollten später folgen.

Zur Beratung der zu diesem Entwurf inzwischen eingegangenen Äußerungen und um die von der Reichsbahn geleisteten Vorarbeiten nutzbringend zu verwerten, war für eine Sitzung am 27. Oktober 1930 ein wesentlich größerer Teilnehmerkreis eingeladen worden. Es bestand der lebhafteste Wunsch, für das ganze deutsche Reichsgebiet einheitliche Vorschriften für geschweißte Stahlbauten herauszubringen. Mit der Bearbeitung der am 27. Oktober 1930 gefaßten Beschlüsse wurde ein Sonderausschuß mit weitgehenden Vollmachten beauftragt, der zusammen mit dem von der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft ins Leben gerufenen Brückenausschuß am 17. und 18. November 1930 tagte. Der nunmehr entstandene Entwurf „Richtlinien für geschweißte Stahlhochbauten“ ist zusammen mit einem Entwurf „Richtlinien für geschweißte Stahlbauten, II. Brückenbauten“, der als Anhang zu den erstgenannten Richtlinien gedacht war, allen Mitgliedern des Gesamtausschusses zur Stellungnahme zugeleitet worden. Die hierauf eingegangenen Äußerungen und Einsprüche wurden, soweit es die endgültigen Beschlüsse der Ausschusssitzungen zuließen, in die Entwürfe der Richtlinien eingearbeitet. Die so entstandenen „Vorläufigen Vorschriften für geschweißte Stahlbauten“ behandeln im Teil I Hochbauten und im Teil II Brückenbauten. Die Vorschriften des Teiles „I. Hochbauten“ gelten allgemein auch für Teil „II. Brückenbauten“, da die für beide Bauweisen gemeinsam zutreffenden Bestimmungen hier mit eingearbeitet sind und Teil II lediglich Ergänzungsbestimmungen für Brücken enthält. Diese Lösung wurde gewählt, weil sich nur der geringere Teil der Mitglieder des Gesamtausschusses für eine vollkommene Trennung beider Richtlinien aussprach. Auf Anregung der Mehrzahl der Ausschußmitglieder wurden für die Berechnung von Trägeranschlüssen an Stelle der vorgeschlagenen beiden, nach symmetrischen und unsymmetrischen Anschlüssen getrennten Berechnungsverfahren nur die für unsymmetrische Anschlüsse, aber auch allgemein gültigen Formeln aufgenommen. Schaper.

I. Hochbauten.

Vorbemerkung: Für die Berechnung und bauliche Durchbildung geschweißter Stahlhochbauten sind, soweit sich nicht aus dem Nachstehenden Abweichungen ergeben, die in den einzelnen Ländern jeweils gültigen Bestimmungen für die Berechnung und bauliche Durchbildung genietet Stahlhochbauten maßgebend. Krane und Kranbahnen sind wie Hochbauten zu behandeln unter Berücksichtigung von DIN E 120 „Grundsätze für die Berechnung und bauliche Durchbildung der Eisenkonstruktion von Kranen“.

§ 1. Allgemeines.

1. Mit dem Entwurf und der Bauausführung geschweißter Stahlbauten dürfen nur zuverlässige und nur solche Auftragnehmer betraut werden, die über geeignete Fachingenieure verfügen. Diese Fachingenieure müssen auf den Gebieten der Statik, des Stahlbaues und der Schweißtechnik gründliche Kenntnisse und praktische Erfahrungen besitzen. Die Schweißarbeiten in der Stahlbauanstalt und auf der Baustelle müssen von einem Fachingenieur des Auftragnehmers überwacht werden (vgl. §§ 222, 230, 330 und 367, Ziff. 14 und 15 Reichsstrafgesetzbuch sowie § 831 BGB.).

Die Schweißarbeiten selbst dürfen nur von fachkundigen, geprüften Schweißern ausgeführt werden.

1 RStGB. § 222. Wer durch Fahrlässigkeit den Tod eines Menschen verursacht, wird mit Gefängnis bis zu drei Jahren bestraft.

Wenn der Täter zu der Aufmerksamkeit, welche er aus den Augen setzte, vermöge seines Amtes, Berufes oder Gewerbes besonders verpflichtet war, so kann die Strafe bis auf fünf Jahre Gefängnis erhöht werden.

§ 230. Wer durch Fahrlässigkeit die Körperverletzung eines anderen verursacht, wird mit Geldstrafe oder mit Gefängnis bis zu zwei Jahren bestraft.

War der Täter zu der Aufmerksamkeit, welche er aus den Augen setzte, vermöge seines Amtes, Berufes oder Gewerbes besonders verpflichtet, so kann die Strafe auf drei Jahre Gefängnis erhöht werden.

§ 330. Wer bei der Leitung oder Ausführung eines Baues wider die allgemein anerkannten Regeln der Baukunst dergestalt handelt,

2. Die Errichtung geschweißter Bauwerke bedarf der Genehmigung der zuständigen Aufsichtsbehörde.

3. Für jede Ausführung ist der zuständigen Aufsichtsbehörde der verantwortliche Bauleiter zu benennen. Jeder Wechsel ist sofort mitzuteilen. Als verantwortlicher Bauleiter darf nur ein Ingenieur bestellt werden, der auf Grund seiner Kenntnisse und Erfahrungen der Aufgabe voll gewachsen ist.

§ 2. Werkstoffe.

1. Als Werkstoffe können die zu genieteten Stahlbauten geeigneten verwendet werden, wenn ihre Eignung für die Schweißung feststeht (wie bei St 37) oder nachgewiesen wird.

2. Die Schweißnähte sind je nach Lage der Schweißnaht (waagrecht, lotrecht, über Kopf, schief) so zu wählen, daß die Schweißnaht einwandfreie Beschaffenheit und die erforderliche Festigkeit besitzt.

§ 3. Schweißverfahren.

1. Es können Lichtbogenschweißung (Gleich- oder Wechselstrom), elektrische Widerstands- und Gasschmelzschweißung oder gaselektrische Schweißung angewendet werden.

2. Dasjenige Schweißverfahren, das beim Erreichen der vorgeschriebenen Güteverhältnisse die geringsten ungünstigen Wärmespannungen oder Nebenerscheinungen (wie z. B. Verwerfungen) ergibt, ist zu bevorzugen.

3. In den Bauvorlagen sind die gewählten Schweißverfahren anzugeben.

§ 4. Berechnung von Schweißnähten.

1. Die ausreichende Bemessung der Schweißverbindungen ist in übersichtlicher und prüfbarer Form nachzuweisen. Die Anordnung und die Abmessungen der Schweißnähte sind auch in den Zeichnungen anzugeben².

2. Die Spannung σ von Flanken- und Stirnnahten der Anschlüsse und Stöße gezogener oder gedrückter Glieder und der Schweißnähte von Trägeranschlüssen wird nach der Formel

$$(1) \quad \sigma = \frac{P}{\Sigma(a l)}$$

errechnet. Hierin bedeuten:

P die durch die Schweißnähte zu übertragende Kraft,

a die Dicke der Schweißnähte, das ist

bei Kehlnähten die Höhe des eingeschriebenen gleichschenkligen Dreiecks, nicht ein Anlagenschenkel (Abb. 1),



Abb. 1.

daß hieraus für andere Gefahr entsteht, wird mit Geldstrafe oder mit Gefängnis bis zu einem Jahre bestraft.

§ 367. Mit Geldstrafe oder mit Haft wird bestraft:

14. wer Bauten oder Ausbesserungen von Gebäuden, Brunnen, Brücken, Schleusen oder anderen Bauwerken vornimmt, ohne die von der Polizei angeordneten oder sonst erforderlichen Sicherheitsmaßnahmen zu treffen;

15. wer als Bauherr, Baumeister oder Bauhandwerker einen Bau oder eine Ausbesserung, wozu die polizeiliche Genehmigung erforderlich ist, ohne diese Genehmigung oder mit eigenmächtiger Abweichung von dem durch die Behörde genehmigten Bauplane ausführt oder ausführen läßt.

BGB. § 831. Wer einen anderen zu einer Verrichtung bestellt, ist zum Ersatz des Schadens verpflichtet, den der andere in Ausführung der Verrichtung einem Dritten widerrechtlich zufügt. Die Ersatzpflicht tritt nicht ein, wenn der Geschäftsherr bei der Auswahl der bestellten Person und, sofern er Vorrichtungen oder Gerätschaften zu beschaffen oder die Ausführung der Verrichtung zu leiten hat, bei der Beschaffung oder der Leitung die im Verkehr erforderliche Sorgfalt beobachtet oder wenn der Schaden auch bei Anwendung dieser Sorgfalt entstanden sein würde.

Die gleiche Verantwortlichkeit trifft denjenigen, welcher für den Geschäftsherrn die Besorgung eines der im Abs. 1 Satz 2 bezeichneten Geschäfte durch Vertrag übernimmt.

² Sinnbilder für Schweißnähte s. Anlage 1.

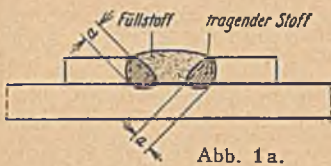


Abb. 1a.

bei Schlitznähten die Höhe des eingeschriebenen gleichschenkligen Dreiecks (Abb. 1a) der in den Ecken gezogenen untersten Kehlnaht, wobei die weitere Ausfüllung des Loches als nichttragender Stoff zu werten ist,

bei Stumpfnähten die Dicke der zu verbindenden Teile, bei verschiedenen Dicken die kleinere (Abb. 2),

l die Länge der Schweißnähte ohne die Kraterenden.

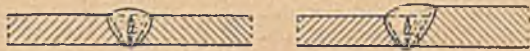


Abb. 2.

3. Müssen die Schweißnähte von Trägeranschlüssen außer für eine Auflagerkraft A auch für ein Moment M berechnet werden, so ist wie folgt zu verfahren:

Die Beanspruchung aus dem Moment M kann nach der Formel

$$(2) \quad e_1 = \frac{M}{W},$$

aus der Auflagerkraft A nach der Formel

$$(3) \quad e_2 = \frac{A}{\Sigma(a l)},$$

wobei $\Sigma(a l)$ sämtliche Anschlußnähte umfaßt, und die Gesamtbeanspruchung nach der Formel

$$(4) \quad e = \sqrt{e_1^2 + e_2^2}$$

berechnet werden. Hierin bedeutet W das Widerstandsmoment einer Fläche, die entsteht, wenn man die Dicken a sämtlicher Schweißnähte in die Anschlußebene umklappt (Abb. 3). Die nach der Formel (4) berechnete Gesamtspannung e darf den Wert $0,5 \sigma_{zul}$ (s. § 5) nicht überschreiten.

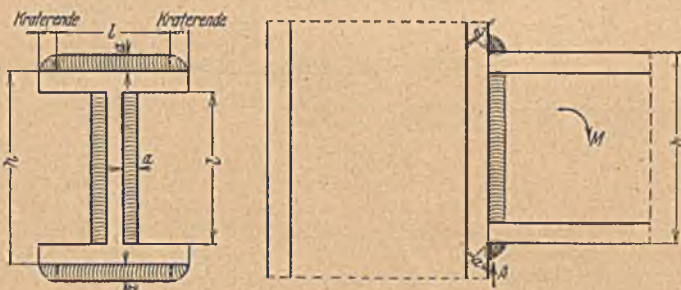


Abb. 3.

Bei geschweißten Trägeranschlüssen soll im allgemeinen das Spannungsmoment berücksichtigt werden. Nach Möglichkeit sind die Gurtungen und die Stege anzuschließen.

4. Die durch das Einbrennen der Schweiße hervorgerufene Schwächung der Querschnitte braucht nicht in Rechnung gestellt zu werden, dagegen sind etwaige Löcher für Montagebolzen bei der Berechnung der Querschnitte abzuziehen. Die Scherspannung und der Lochleibungsdruck der Montagebolzen ist nachzuweisen.

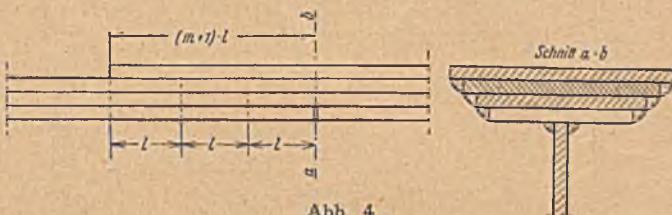


Abb. 4.

5. Außermittige Anschlüsse sind möglichst zu vermeiden, auf jeden Fall sind sie rechnerisch zu verfolgen.

6. Müssen außer den Kehlnähten auch noch Schlitznähte angeordnet werden (z. B. beim Aufschweißen von Gurtplatten), so sind die Schlitzte bei Berechnung des nutzbaren Querschnitts abzuziehen.

7. Gurtplatten sind erst an der Stelle als voll wirksam anzusehen, wo ihr Querschnitt durch die Schweißnähte voll angeschlossen ist. Der Anschluß ist tunlichst so auszubilden, daß er rechnerisch nicht länger als $40a$ zu sein braucht.

8. Bei indirekter Kraftübertragung mit m Zwischenplatten ist die Gesamtlänge des Decklaschenanschlusses $= (m + 1) l$ zu wählen, wo l die für eine Platte erforderliche Anschlußlänge ist (Abb. 4).

9. Nähte, bei denen die Güte der Ausführung infolge schlechter Zugänglichkeit von vornherein zweifelhaft erscheint, sind bei der Festigkeitsberechnung entweder außer Ansatz zu lassen oder wenigstens geringer zu beanspruchen.

§ 5. Zulässige Spannungen der Schweißnähte.

1. Für die Spannungen der Schweißnähte sind folgende Werte zulässig:

Nahart	Art der Spannung	zul. Spannung σ_{zul}	Bemerkung
Stumpfnähte	Zug	$0,6 \sigma_{zul}$	σ_{zul} ist die nach den bestehenden Vorschriften für den zu verschweißenden Werkstoff zulässige Spannung
	Druck	$0,75 \sigma_{zul}$	
	Biegung wie Zug Abscheren	$0,6 \sigma_{zul}$ $0,5 \sigma_{zul}$	
Kehlnähte (Stirn- und Flankennähte)	jede Beanspruchungsart	$0,5 \sigma_{zul}^1$	

¹ Bilden die Nahtschenkel von Kehlnähten einen spitzen Winkel, so empfiehlt es sich, die zulässige Spannung zu ermaßen.

2. Diese Werte gelten für Baustahl von Handelsgüte und für St 37, bei anderem Flußstahl sind die zulässigen Spannungen der Schweißnähte auf Grund von Versuchen besonders festzusetzen.

3. Kommen an einem Anschluß Stumpf- und Kehlnähte zusammen vor, so ist auch bei den Stumpfnähten nur die für die Kehlnähte zulässige Spannung einzusetzen.

4. Bei der Berechnung mehrteiliger gedrückter Stäbe nach dem Krohnschen Verfahren² kann die Bruchfestigkeit der Schweißnähte der Bindebleche zu 2400 kg/cm^2 angenommen werden.

§ 6. Bauliche Durchbildung.

1. Die Stabquerschnitte und -anschlüsse sind der Besonderheit der Schweißtechnik anzupassen. Über-Kopf-Schweißungen sind nach Möglichkeit zu vermeiden. Die Schwerlinie der Schweißanschlüsse soll mit der Schwerlinie des anzuschließenden Stabes möglichst zusammenfallen. Laßt sich dies (auch bei Anwendung von Knotenblechen) nicht erreichen, so sind die Zusatzspannungen rechnerisch zu verfolgen. Es empfiehlt sich dabei nicht, die zulässigen Spannungen zu erhöhen.

2. Die für die Berechnung maßgebende Länge von Kehlnähten (ohne Kraterenden) soll nicht kleiner als 40 mm sein. Flankenkehlnähte von Stabanschlüssen sollen nicht länger als $30a$ sein.

3. Die Schweißnähte sollen sich an einzelnen Stellen nicht zu sehr häufen.

4. Gestoßene Bauteile bis zu 16 mm Dicke dürfen durch V-Naht verbunden werden, bei größeren Dicken müssen X-Nähte geschweißt werden.

5. Bei den V- und X-Nähten können die aneinanderstoßenden Kanten der Bleche und Stäbe bis zu 3 mm gebrochen werden (Abb. 5).

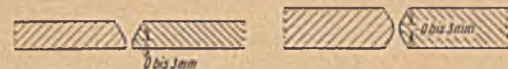


Abb. 5.

6. Die Schweißnahtbreite b soll bei Kehlnähten in der Regel gleich der Blechdicke t , bei Verbindungsteilen mit verschiedenen Blechdicken gleich der Dicke des dünneren Teiles gewählt werden (Abb. 6). Hiervon darf nur abgewichen werden, wenn auf andere Weise der volle Anschluß nicht erreicht werden kann.

Die Kehlnahtbreite b soll das Maß von 20 mm nicht übersteigen.

7. Bei tragenden Schlitznähten muß die Schlitzbreite mindestens gleich der dreifachen Plattendicke sein, damit ordentliche Kehlnähte ringsherum eingeschweißt werden können.

8. Der größte lichte Abstand l_0 der Schweißstriche bei unterbrochener Schweißung und der Schlitzte bei Schlitzschweißungen soll in der Längsrichtung nicht mehr betragen als

- a) bei Kraftschweißung das 6fache der Blechdicke des dünnsten Teils,
- b) bei Heftschweißung in Druckstäben das 8fache der Blechdicke des dünnsten Teils,
- c) bei Heftschweißung in Zugstäben das 10fache der Blechdicke des dünnsten Teils.

² Siehe Ztrbl. d. Bauv. 1908, S. 559.

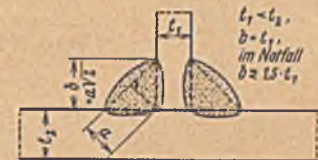


Abb. 6.

Der kleinste lichte Abstand der Schlitzbe bei Schlitznähten soll in der Querrichtung nicht weniger als die dreifache Blechdicke betragen.

9. Gedrückte Kopfplatten, deren Verhältnis

$$\frac{\text{Breite } b}{\text{Dicke } t} > 30$$

ist, sind außer mit seitlichen Kehlnähten noch mit mindestens einer Schlitznaht aufzuschweißen.

10. Bei Blechträgern soll der Abstand der Aussteifungen nicht größer als 1,30 m sein. Die Aussteifungen sollen mit den Gurtungen verschweißt werden. Bei hohen Blechträgern sind weitergehende Sicherungen gegen das Ausbeulen der Stegbleche nötig.

11. An allen Stellen, an denen Einzellasten übertragen werden müssen, sollen Aussteifungen angeordnet werden.

12. Auf gute Zugänglichkeit aller Schweißnähte ist schon bei der Entwurfsbearbeitung zu achten.

13. Für den Zusammenbau, auf der Baustelle, sind, soweit nötig, Montagebolzen zu verwenden. Die Bohrungen hierfür sind so anzuordnen, daß hochbeanspruchte Querschnittsteile möglichst nicht geschwächt werden. Wegen Berücksichtigung der Schwächung in der Festigkeitsberechnung s. § 4, Berechnung, Ziff. 4.

§ 7. Prüfung der Schweißer.

1. Die Prüfung soll die Fähigkeit der am Bauwerk zu beschäftigten Schweißer nachweisen.

2. Die Probeschweißungen müssen nach dem gleichen Schweißverfahren, mit dem gleichen Schweißgerät und den gleichen Schweißdrähten vorgenommen werden, die der Auftragnehmer bei der Herstellung des Stahlbauwerkes verwendet. Außerdem sollen die Arbeitsbedingungen für die Schweißer die gleichen wie bei der Ausführung des Bauwerkes sein.

3. Der Auftragnehmer hat die Prüfung seiner Schweißer (durch den Fachingenieur) vor Ausführung eines jeden Bauwerkes selbst vornehmen zu lassen. Über die Prüfung ist eine Niederschrift aufzunehmen, die der Fachingenieur verantwortlich zeichnen muß und die als Beleg aufzubewahren ist.

4. Weist der Auftragnehmer nach, daß seine Schweißer in regelmäßigen Zeitabständen von höchstens ¼ Jahr geprüft worden sind, so kann von einer besonderen Prüfung für jedes Bauwerk abgesehen werden.

5. Auch in dem unter 4. behandelten Falle kann die Bauaufsicht eine neue Prüfung verlangen, wenn Zweifel an der Zuverlässigkeit des Schweißers aufkommen oder wenn an dem Bauwerk von dem Schweißer solche Schweißungen vorgenommen werden sollen, für die er nicht geprüft ist.

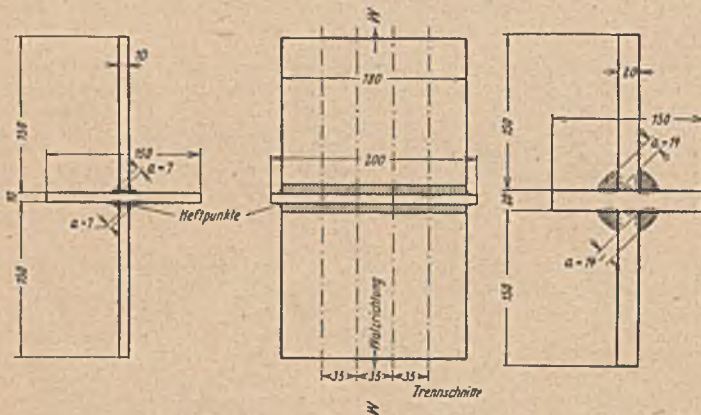


Abb. 7.

Abb. 7a.

Zu Abb. 7 u. 7a.

6. Für die genannten Fälle ist folgende Prüfung zu verlangen:

Werden an dem Bauwerk Blechdicken von 10 ± 5 mm verwendet, so sind Probestücke nach Abb. 7, bei Blechdicken von 20 ± 5 mm nach Abb. 7a zu schweißen. Bei noch dickeren Blechen sind besondere Vereinbarungen zu treffen.

Es werden zwei Längsbleche (3700 bis 4500 kg/cm² Festigkeit) senkrecht übereinander an ein Querblech so angeschweißt, daß im Querschnitt eine Kreuzform entsteht.

Bei einem Probestück sind alle vier Kehlnähte in waagerechter Richtung (bei waagerechter und lotrechter Lage der Bleche) zu verschweißen, bei einem weiteren Probestück in lotrechter Richtung. Falls am Bauwerk Über-Kopf-Schweißungen vorkommen, sind an einem dritten Probestück alle vier Nähte überkopf zu verschweißen.

Aus jedem Probestück werden drei Streifenkreuze von je etwa 35 mm Breite herausgeschnitten und in der Prüfmaschine in der Richtung W—W zerrissen. Hierbei muß die Bruchspannung

$$\sigma = \frac{P}{F} \geq 2500 \text{ kg/cm}^2 \text{ sein.}$$

Hierin ist

$$F = 2 a' l,$$

a' = Kehlnahtdicke a + Wulstdicke Δ a (Abb. 8),

l = Länge der Kehlnaht.

Wird diese Bruchspannung auch im Wiederholungsfalle nicht erreicht, so ist der Schweißer zurückzuweisen.

7. Kommen an einem Bauwerk Stumpfschweißungen vor, so kann die in § 8 hierfür vorgesehene Prüfung verlangt werden.

§ 8. Güteprüfung von Schweißungen (Arbeitsprüfung).

1. Diese Prüfung soll nachweisen, daß die Wahl des Schweißverfahrens, der Schweißgeräte und der Schweißdrähte Verbindungen ermöglicht, die den zulässigen Spannungen in der Festigkeitsberechnung des auszuführenden Bauwerkes entsprechen. Daher sind für die Ausführung der Versuche der gleiche Werkstoff, das gleiche Schweißverfahren, die gleichen Schweißgeräte und die gleichen Schweißdrähte anzuwenden und für den Schweißer die gleichen Arbeitsbedingungen zu schaffen, die für das auszuführende Bauwerk vorgesehen sind. Diese Arbeitsprüfung kann für jedes Bauwerk verlangt werden.

2. Die Prüfungen sind vollständig wie folgt durchzuführen: Maßgebend für die Abmessungen der Probestücke sind die Abb. 7, 9, 10

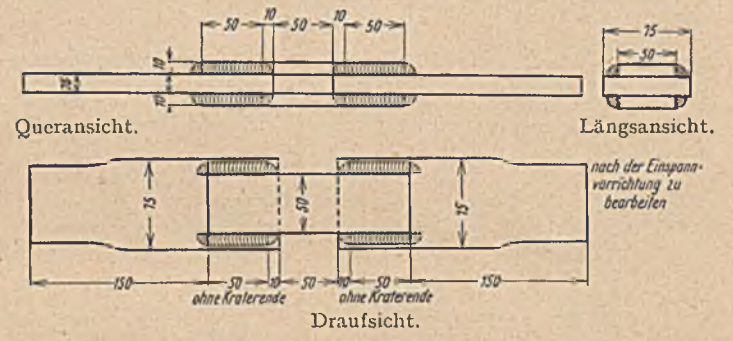


Abb. 9.

und 11, wenn am Bauwerk die Blechdicken innerhalb der Grenzen von 10 ± 5 mm bleiben, die Abb. 7a, 9, 10a und 11, wenn am Bauwerk auch Blechdicken von 20 ± 5 mm vorkommen. Bei größeren Blechdicken sind besondere Vereinbarungen erforderlich.

a) Prüfung der Schweißverbindungen wie in § 7. 6.

b) Prüfung von Flankenschweißungen:

Hierbei werden je 4 Flacheisen nach Abb. 9 durch Flankennähte zu einem Probestück zusammengeschweißt.

Ein Probestück wird mit waagerechter Lage der Schweißnähte, ein zweites Probestück mit lotrechter Lage der Schweißnähte verschweißt. Die Schweißnähte müssen unter Berücksichtigung der Kehldicke a' = a + Δ a (vgl. § 7, 6) eine Scherfestigkeit von mindestens 2400 kg/cm² ergeben.

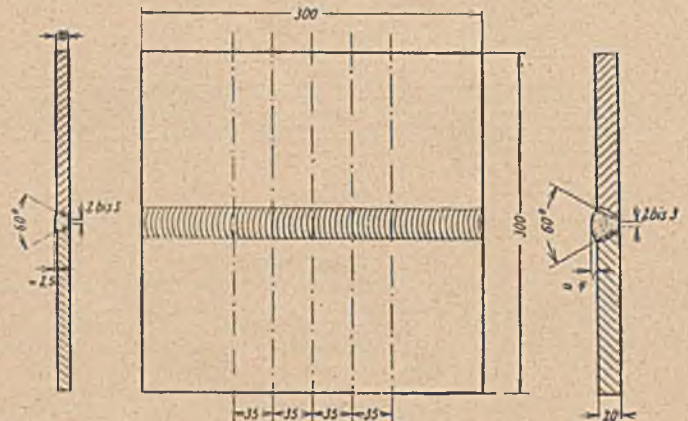


Abb. 10.

Zu Abb. 10 u. 10a.

Abb. 10a.

c) Prüfung von Stumpfschweißungen:

Zwei Bleche werden durch eine V-Naht nach Abb. 10 oder nach Abb. 10a zu einem Probestück zusammengeschweißt. Die Einschweißflächen sollen einen Winkel von etwa 60° bilden. Aus diesen zusammengeschweißten Blechen sind (nach Abb. 10) Probestücke herauszuschneiden. Diese Probestücke sind einem Zugversuch und dem nachstehend beschriebenen Biegeversuch zu unterwerfen.

Bei dem Zugversuch muß eine Schweißnahtfestigkeit von mindestens 3000 kg/cm² erreicht werden, wobei die Nahtdicke a gleich der Blechdicke anzunehmen ist.

Der Biegeversuch ist nach Abb. 11 auszuführen. Die Scheitelseite der Schweißnaht ist vorher zu ebnen. Die Probe soll sich bis zum ersten Anriß bei einer Blechdicke t = 10 mm um mindestens 60°, bei einer Blechdicke t = 20 mm um mindestens 45° biegen lassen (Abb. 11¹).

1. Oft wird es sich empfehlen, in den Zeichnungen die verschiedenen vorkommenden Nahtformen in größerem Maßstabe herauszuzeichnen, zusammenzustellen und in der Zeichnung an den einzelnen Stellen auf diese Zusammenstellungen hinzuweisen (Buchstaben S 1, S 2 . . .). Bei den in größerem Maßstabe aufgezeichneten Nähten bietet sich auch Gelegenheit anzugeben, ob die Schweißung mit verschiedenen dicken Schweißdrähten und in wieviel verschiedenen Lagen ausgeführt werden soll.

2. Baustellenschweißungen sind in den Zeichnungen durch Hinzufügen des Buchstabens „B“, Überkopfschweißungen durch „Ü“ zu kennzeichnen.

3. Diese Prüfungen sind in Gegenwart eines Vertreters der zuständigen Aufsichtsbehörde auszuführen. Über die Versuche ist eine Niederschrift aufzusetzen.

§ 9. Ausführung.

1. Die Lage der Schweißnähte, die auf der Baustelle hergestellt werden sollen, muß bereits in der Werkstatt an den einzelnen Bauteilen angezeichnet werden.

2. Die Schweißnähte müssen so ausgeführt werden, daß nach der Fertigstellung möglichst geringe Nebenspannungen zurückbleiben.

3. Während des Schweißens sind die Schweißstellen gegen Regen, Schnee und Wind zu schützen. Bei Schweißarbeiten auf der Baustelle, die tunlichst zu beschränken sind, ist für geeignete Einrichtungen (z. B. Schutz des Schweißers gegen Witterungseinflüsse usw.) Sorge zu tragen.

4. Schmutz, Rost, Zunder, Farbe und Schlacke von Schneidbrennern müssen vor der Schweißung sorgfältig entfernt werden.

5. Der Schweißstoff muß mit dem Werkstoff auch im Scheitel der Naht gut gebunden haben.

6. Bei Schweißen in mehreren Lagen ist die Oberfläche der vorhergehenden Lage vor Aufbringen der näch-

Sinnbilder für Schweißnähte *

Anlage

Art	Sinnbild in Anwendung für Ansicht bzw. Aufsicht		Querschnitt
Stumpfnähte			
V-Naht			
X-Naht			
Bezeichnung: Nach Nahtdicke a und Länge l z.B. V-Naht $\frac{12(a)}{300(l)}$			
Werden die Schweißwulste zwecks Überdeckung mit Winkel- oder Flacheisen abgearbeitet, so erhalten die Sinnbilder statt Kreisbogen gerade Striche.			
Kehlnähte			
Volle Kehlnaht durchlaufend			
Leichte Kehlnaht			
Diese Nähte sind im Brückenbau nur als Dichtungsnähte zugelassen			
Volle Kehlnaht unterbrochen			
Bezeichnung: Die Kehlnähte werden nach d. Kehle a und d. Länge l d. Naht bezeichnet Beispiel: Kehlnaht $\frac{10(a)}{620(l)}$ Bei unterbrochenen Kehlnähten ist das Maß der Unterbrechung von Mitte zu Mitte Schweiß in der Zeichnung anzugeben			
Schlitznähte			
Langloch-Schlitz eckig			
Langloch-Schlitz abgerundet			
Rundloch			
Bezeichnung: Die Schlitznähte werden nach der Blechdicke t, der Nahtdicke a und der Nahtlänge l bezeichnet, wobei l die Gesamtlänge der abgewinkelten Naht ist. Beispiel: Schlitz eckig abgerundet $\frac{10 \cdot t \cdot a}{150 \cdot l}$ Rundloch $\frac{10 \cdot t \cdot a}{150 \cdot l}$			

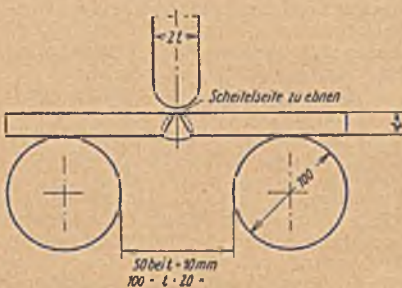


Abb. 11.

sten Lage von Verunreinigungen, insbesondere Schlacke, gut zu reinigen.

7. Schweißstellen, die den vorstehenden Bestimmungen nicht entsprechen, sind sachgemäß zu entfernen und durch untadelige zu ersetzen.

§ 10. Abnahme.

1. Für die Abnahme, die hauptsächlich in der Werkstatt vorzunehmen ist, sind sämtliche Schweißverbindungen gut zugänglich zu halten. Schweißnähte dürfen vor dem Verlassen der Werkstatt, soweit sie nicht abgenommen sind, nur einen durchsichtigen Anstrich erhalten.

2. Die Art der Prüfung der Schweißverbindungen am Bauwerk bleibt dem Ermessen der zuständigen Aufsichtsbehörde überlassen.

II. Brückenbauten.

Vorbemerkung: Für die Berechnung und bauliche Durchbildung geschweißter Stahlbrücken sind, soweit sich nicht aus dem Nachstehenden Abweichungen ergeben, die in den einzelnen Ländern jeweils gültigen Bestimmungen für die Berechnung und bauliche Durchbildung genieteteter Stahlbrücken maßgebend.

* Die sinnbildliche Darstellung von Schweißnähten wird z. Z. im Fachausschuß für Schweißtechnik (Gruppe „Begriffe“) neu beraten. Nach endgültiger Beschlußfassung wird dieses Blatt berichtigt und ergänzt werden.

¹ Vorläufige Regelung. Anderweitige Festsetzung des zuständigen Ausschusses für „Prüfverfahren“ wird später berücksichtigt.

Der Teil „I. Hochbauten“ dieser „Vorläufigen Vorschriften für geschweißte Stahlbauten“, der durch die nachstehenden Bestimmungen lediglich ergänzt wird, behält seine Gültigkeit auch für geschweißte Brückenbauten.

Drehscheiben und Schiebebühnen sind wie Brücken zu behandeln.

Zu § 4. Berechnung.

1. Es ist anzustreben, allen Teilen eines Bauwerkes, also auch den Schweißverbindungen, möglichst gleiche Sicherheit zu geben. dementsprechend sind die Anschlüsse nicht nur für die auftretenden Kräfte zu bemessen, sondern es ist auch ein etwaiger Überschuß an Querschnitt anzuschließen.

2. Sollen genietete Anschlüsse durch Schweißen verstärkt werden, so ist bei der Berechnung der Schweißverbindungen anzustreben, daß die Niete die gesamte ruhende Last einschl. der Verstärkungsteile tragen und daß die Schweißanschlüsse die ganze Verkehrslast aufnehmen. Ist dies nicht möglich, so müssen die Schweißverbindungen mindestens $\frac{2}{3}$ der Verkehrslast aufnehmen können, wobei der Rest der Verkehrslast noch den Niete zuzuweisen ist.

Verstärkungsschweißungen müssen so angeordnet werden, daß die Niete durch die Schweißhitze nicht gelockert werden und daß auch späterhin die Nietköpfe der Beobachtung nicht entzogen sind. Für die Verstärkung stählerner Brücken durch elektrische Schweißungen sollen möglichst umhüllte Schweißdrähte verwendet werden.

3. Für die Berechnung der Schweißnähte sind bei Brücken sowohl die Größtwerte als auch die Kleinstwerte der Momente, Querkräfte und Stabkräfte zu ermitteln. Die von der Verkehrslast herrührenden

Werte sind, soweit dies vorgeschrieben ist, mit der Stoßzahl φ zu multiplizieren.

4. Die so berechneten Größtwerte sind zur Bemessung der Schweißnähte in folgende Formeln einzusetzen:

$$(1) \quad M = \max M + \frac{1}{2} (\max M - \min M),$$

$$(2) \quad Q = \max Q + \frac{1}{2} (\max Q - \min Q),$$

$$(3) \quad S = \max S + \frac{1}{2} (\max S - \min S);$$

hierin bedeuten:

max M das absolut größte, min M das absolut kleinste Moment, max Q die absolut größte, min Q die absolut kleinste Querkraft, max S die absolut größte, min S die absolut kleinste Stabkraft.

Positive Werte sind mit +, negative Werte mit — in die Rechnung einzuführen.

Zu § 6. Bauliche Durchbildung.

1. Die Füllungsglieder von Fachwerkrücken sind im allgemeinen mit Knotenblechen an die Gurtungen anzuschließen.

2. Bei Brücken ist die Übertragung von Zug- und Biegespannungen durch Stumpfnähte allein unzulässig. Bei untergeordneten Teilen (z. B. Fußwegkonsolen) darf von dieser Vorschrift abgewichen werden.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Zur Wirtschaftslage. In der ersten Aprilhälfte hat sich zwar die Zahl der Hauptunterstützungsempfänger und Krisenunterstützten insgesamt um nahezu 250000 vermindert, dagegen beläuft sich aber der Rückgang der Gesamtzahl der Arbeitslosen nur auf rund 125 000. Die starke Entlastung der Reichsanstalt beruht also nicht zum großen Teil auf einer Wiederbeschäftigung Arbeitsloser, sondern auf Aussteuerung bisher Unterstützter, vor allem wohl infolge der Ende März erfolgten Einstellung der erweiterten Krisenfürsorge. Die Gesamtzahl der Arbeitslosen betrug Mitte April noch immer 4 628 000, während sie sich im gleichen Zeitpunkt des Vorjahres nur auf 2,89 Mill. belief. Darin kommt bereits deutlich zum Ausdruck, daß es sich bei dem Rückgang der Arbeitslosigkeit in den letzten Wochen bisher nur um eine saisonmäßige Entlastung handelt, die zudem verhältnismäßig spät eingesetzt hat und bisher bei weitem nicht den Grad früherer Jahre erreichen konnte. Hieran trägt vor allem die in diesem Jahr nur langsam und sehr schwach sich durchsetzende Frühjahrsbelebung des Baumarcktes schuld, die infolge ungünstiger Witterung und unregelmäßiger Lohnverhältnisse sich zunächst verzögert hat, aber auch in den folgenden Monaten nicht annähernd im gewohnten Ausmaß zu erwarten ist, da bisher der Auftrags-eingang aus den bekannten Gründen nach wie vor außerordentlich gering ist. Die Arbeitslosigkeit in den Baugewerkschaften betrug noch Ende März rund 74 % der Mitglieder, eine zu dieser Zeit noch nie beobachtete Höhe. Der Absatz von Zement belief sich im März auf 304 000 t gegenüber 571 000 im März 1930, also ein Minderabsatz von nahezu 50 Prozent.

Während die saisonmäßige Entlastung des Arbeitsmarktes unter Normalmaß bleibt, hat sich die Arbeitslosigkeit in den überwiegend konjunkturabhängigen Berufen kaum verringert; soweit dies der Fall handelt es sich auch hier um Saisoninflüsse. Die konjunkturelle Arbeitslosigkeit ist also im wesentlichen gleich geblieben, doch ist auch hierin schon eine gewisse Besserung der Lage zu erblicken — worauf das Institut für Konjunkturforschung mit Recht hinweist —, denn bis vor kurzem war die Beschäftigung in den Konjunkturgewerben fortgesetzt rückläufig.

Die Ausführungsbestimmungen für die Übernahme der Reichsbürgschaften für den Kleinwohnungsbau wurden vom Reichsrat beschlossen. Danach bürgt das Reich nur für Bauvorhaben, die nach den Reichsgrundsätzen errichtet werden und deren Dauerfinanzierung gesichert ist. Die Bürgschaften können auch für solche Darlehen gegeben werden, die nicht für die Bauvorhaben selbst, sondern zu dem Zwecke aufgenommen werden, um vom Darlehensnehmer wiederum als Darlehen zur Förderung des Kleinwohnungsbaus weitergegeben zu werden. Im allgemeinen bürgt das Reich nur dann, wenn das Land, in dem das Darlehen verwendet wird, der Beleihung zugestimmt hat. Bürgschaften von Reich, Ländern, Gemeinden und Gemeindeverbänden sollen für das gleiche Darlehen nicht nebeneinander übernommen werden.

Hilfsmaßnahmen für stellungslose junge Ingenieure sind von einem bei dem VDI gebildeten „Ausschuß für Ingenieurdienst“ eingeleitet worden. Nach den Feststellungen des Ausschusses finden nur etwa 20 v. H. der jungen Ingenieure nach dem Studium eine Stelle, 10 v. H. studieren weiter, 20 v. H. nehmen irgend eine Stellung außerhalb ihres Berufes an als Arbeiter, Monteure, Schofföre, Eintänzer, Geschirrspüler, der Rest von 50 v. H. bleibt ohne jedes Einkommen. Der Ausschuß bittet, auf eine vorübergehende Beschäftigung der bisher

stellungslos gebliebenen Absolventen oder deren Einstellung als Praktikanten hinzuwirken. Wir verkennen nicht, daß infolge des Auftragsrückganges zahlreiche bewährte Ingenieure entlassen werden mußten, die es verdienen, bei Neueinstellungen in erster Linie berücksichtigt zu werden, dennoch glauben wir, den Hilferuf des „Ingenieurdienstes“ bekanntgeben zu sollen.

Die Vorlage von Abänderungsvorschlägen zu den Technischen Vorschriften für Bauleistungen (Teil C der VOB.) war vom Reichsfinanzministerium bis zum 1. April 1931 erbeten worden.

Bei der Fachgruppe Bauindustrie des Reichsverbandes der Deutschen Industrie sind in letzter Zeit zu fast allen Technischen Vorschriften so zahlreiche Abänderungswünsche eingelaufen, daß es nicht möglich ist, sie vor dem 1. April d. J. mit den einzelnen jeweils interessierten Industriezweigen usw. zu besprechen, um die erforderliche Übereinstimmung zu erzielen. Es ist daher beantragt worden, den bisher festgesetzten Termin um einige Monate hinauszuschieben.

Gleichstellung der technischen und juristischen Beamten. Im Reichstag fand folgender Antrag Annahme:

„Die Reichsregierung wird ersucht, die Bestimmungen über Vorbildung, Zugang und Tätigkeit der höheren Verwaltungsbeamten im Reichsdienst einschließlich der deutschen Reichspost und der deutschen Reichsbahn neu zu regeln. Diese Regelung muß grundsätzlich jedem Akademiker mit abgeschlossener Hochschulbildung den Eintritt in die höheren Verwaltungslaufbahnen des Reichs und die Erreichung aller Rangstufen dieses Dienstes ermöglichen. Insbesondere sollen die fachtechnisch vorgebildeten höheren Beamten in gleicher Weise wie die juristisch vorgebildeten zur selbständigen federführenden Bearbeitung von Verwaltungsangelegenheiten und zur Leitung von Ämtern und Fachabteilungen zugelassen werden. Es können auch andere Personen, die durch besondere Leistungen ihre Eignung nachgewiesen haben, zum höheren Verwaltungsdienst zugelassen werden.“

Kundgebungen der Bauwirtschaft werden zur Zeit in allen Teilen des Reiches vorbereitet, um die Öffentlichkeit in stärkerem Maße als bisher darauf aufmerksam zu machen, daß zur Bekämpfung der Wirtschaftskrise, insbesondere der Arbeitslosigkeit, eine Belebung der Bautätigkeit notwendig ist. Als gemeinsame Grundlage der Vorträge haben die Spitzenverbände des Baugewerbes, der Baustoffindustrie und des Baustoffhandels an die Bezirke allgemeine Richtlinien unter dem Titel „Forderungen der Bauwirtschaft zur Milderung der Wirtschaftsnot“ herausgegeben. Gleichzeitig sollen im ganzen Reichsgebiet große Werbelate angebracht werden mit dem Motto „Wer jetzt baut, baut billig“.

Die Verordnung über die Berechtigung zur Führung der Berufsbezeichnung „Baumeister“ (Baumeisterverordnung) wurde nach langen, bis auf das Jahr 1913 zurückgehenden wechselvollen Erörterungen am 1. April 1931 (RGBl. I, Nr. 14, S. 131) vom Reichswirtschaftsminister erlassen. Wir geben nachstehend den vollen Wortlaut der Verordnung bekannt, da ein weitgehendes Interesse hieran bei allen an der Bauwirtschaft Beteiligten erwartet werden darf:

§ 1. Die Berufsbezeichnung „Baumeister“ sowie Berufsbezeichnungen, die das Wort „Baumeister“ enthalten und auf eine

Tätigkeit im Baugewerbe (Hoch- oder Tiefbau) hinweisen, darf nur führen, wer

1. die Baumeisterprüfung (§§ 2, 3) bestanden hat oder
 2. die Abschlußprüfung an einer deutschen Technischen Hochschule (erste staatliche Hauptprüfung oder Diplomprüfung) im Hoch- oder Tiefbaufach bestanden hat und nach dieser Prüfung als selbständiger Bauunternehmer oder als Angestellter in einer seiner Vorbildung entsprechenden Stellung in einem privaten Hoch- oder Tiefbauunternehmen oder im Hoch- oder Tiefbau bei Reichs-, Staats- oder Kommunalbehörden mindestens zwei Jahre lang tätig gewesen ist.
- § 2. (1) Zur Baumeisterprüfung ist zugelassen, wer
1. die Gesellenprüfung in einem Bauhauptgewerbe bestanden hat,
 2. mindestens fünf Jahre als Geselle, Bauführer oder Techniker bei Ausführung von Bauten praktisch, nicht nur zeichnerisch, tätig gewesen ist,
 3. das Reifezeugnis einer staatlichen oder staatlich anerkannten Bau- oder Baugewerkschule besitzt,
 4. im Bezirke der Prüfungsbehörde innerhalb der letzten sechs Monate seinen Wohnsitz gehabt hat,
 5. das 26. Lebensjahr zurückgelegt hat und
 6. unbescholten ist.

(2) Von den Erfordernissen zu 1 und 4 kann die oberste Landesbehörde oder die von ihr bestimmte Behörde in Einzelfällen Ausnahmen bewilligen.

§ 3. (1) Durch die Prüfung ist festzustellen, daß der Prüfling zur selbständigen Ausführung der gebräuchlichen Arbeiten im Hoch- oder Tiefbaugewerbe einschließlich der Massenberechnungen, Festigkeitsberechnungen und Kostenberechnungen befähigt ist. Der Prüfling hat ferner nachzuweisen, daß er die zur selbständigen Ausführung des Berufs als Hoch- und Tiefbauunternehmer weiter notwendigen Kenntnisse, auch der Buch- und Rechnungsführung sowie der Grundlagen des Gewerbe- und Arbeitsrechts, des Genössenschaftswesens, der Sozialversicherung, der Staatsbürgerkunde und der wirtschaftlichen Betriebsführung hat.

(2) Die Prüfung zerfällt in einen schriftlichen und einen mündlichen Teil. Als schriftliche Prüfungsarbeit ist der Entwurf eines Bauwerkes mittleren Umfanges unter Beobachtung der Formvorschriften für die bei den Polizeibehörden einzureichenden Entwürfe vollständig auszuarbeiten; bei der Beurteilung der Arbeit ist insbesondere auch auf die Zweckdienlichkeit des Bauwerkes, richtige klare Bauweise, Beobachtung der baupolizeilichen Vorschriften, angemessene Beschränkung der Kosten, gute Gestaltung und Formgebung zu achten.

(3) Die näheren Vorschriften über die Zusammensetzung der Prüfungsbehörden, den Gang der Prüfung, die im Rahmen des Abs. 1 zu bestimmenden Prüfungsfächer, die Bescheinigung über das Prüfungsergebnis, die Voraussetzungen für die Wiederholung der Prüfung bei Nichtbestehen und die Prüfungsgebühren erläßt die oberste Landesbehörde nach Benehmen mit dem Reichswirtschaftsminister.

§ 4. Wer gemäß den auf Grund des § 133 Abs. 2 der Reichsgewerbeordnung von den Landesregierungen erlassenen Bestimmungen zur Führung der Berufsbezeichnung „Baumeister“ oder „Baugewerksmeister“ berechtigt ist, kann diese Berufsbezeichnung im ganzen Gebiete des Reichs weiterhin führen, ohne Rücksicht darauf, ob er den Voraussetzungen dieser Verordnung genügt.

§ 5. (1) Die Berufsbezeichnung „Baumeister“ sowie Berufsbezeichnungen, die das Wort „Baumeister“ enthalten und auf eine Tätigkeit im Baugewerbe (Hoch- oder Tiefbau) hinweisen, dürfen Personen führen, die bei Inkrafttreten dieser Verordnung

1. das Reifezeugnis einer staatlichen oder staatlich anerkannten Bau- oder Baugewerkschule oder eines staatlichen oder staatlich anerkannten Technikums besitzen,
2. seit mindestens zehn Jahren als selbständige Bauunternehmer oder als Angestellte in einer ihrer Vorbildung entsprechenden Stellung in einem privaten Hoch- oder Tiefbauunternehmen oder im Hoch- oder Tiefbau bei Reichs-, Staats- oder Kommunalbehörden tätig sind oder während einer gleich langen Zeit tätig gewesen sind,
3. das 40. Lebensjahr vollendet haben,
4. unbescholten sind

und hierüber eine Bescheinigung der obersten Landesbehörde oder der von dieser bestimmten Behörde besitzen. Zuständig für die Erteilung dieser Bescheinigung ist diejenige Behörde, in deren Bezirk der Antragsteller seit mindestens sechs Monaten seinen Wohnsitz hat. Die Erteilung der Bescheinigung kann nur während der Dauer von drei Jahren vom Zeitpunkt des Inkrafttretens dieser Verordnung an beantragt werden.

(2) Von dem Besitze des im Abs. 1 Nr. 1 geforderten Reifezeugnisses kann durch die oberste Landesbehörde in geeigneten Fällen Befreiung erteilt werden, wenn nachgewiesen wird, daß der Antragsteller die im Abs. 1 des § 3 erforderten Kenntnisse auf andere Weise erworben hat.

§ 6. (1) Unberührt bleiben die Vorschriften über die Führung von Amts- und Berufsbezeichnungen durch die Beamten und An-

gestellten des Reichs, der Länder und sonstiger öffentlich-rechtlicher Körperschaften.

(2) Unberührt bleiben die Vorschriften über die Führung der Bezeichnung „Regierungsbaumeister“.

§ 7. Wer unbefugt die Berufsbezeichnung „Baumeister“ oder eine Berufsbezeichnung, die das Wort „Baumeister“ enthält und auf eine Tätigkeit im Baugewerbe hinweist, führt, wird nach § 148 Nr. 9c der Reichsgewerbeordnung bestraft.

§ 8. Diese Verordnung tritt am 1. Oktober 1931 in Kraft.

Rechtsprechung.

Nimmt der endgültige Bauvertrag auf einen Voranschlag Bezug, so ist der Voranschlag nach der Verkehrssitte nicht für die Ausmessungen maßgebend. (Urteil des Oberlandesgerichts Stuttgart am 16. Oktober 1930 — U 1262/29.)

G. hatte an R. auf Grund eines Voranschlags Grab- und Maurerarbeiten vergeben. Der Voranschlag enthielt die einzelnen Posten nach Kubikmetersätzen unter ungefährender Schätzung der Massen.

Beim Nachmessen des fertigen Baus ergaben sich größere Massen über die Schätzung des Voranschlags hinaus. G. wurde auf Klage des R. zur Zahlung der Mehrleistung verurteilt. Er kann nicht den Voranschlag als Grenze seiner Schuldigkeit ansehen, ohne Rücksicht auf das Ergebnis einer Nachmessung. Eine solche Auffassung widerspricht der Verkehrssitte, es sei denn, daß ein fester Gesamtpreis vereinbart war. Fehlt eine Einigung über einen festen Gesamtpreis, so ist der Voranschlag nur für die Einzelpreise maßgebend. Denn es war mit großer Wahrscheinlichkeit anzunehmen, daß sich bei Ausführung des Baues die Ausmaße ändern würden.

Zur Herabsetzung einer Vertragsstrafe. (Urteil des Reichsgerichts, I. Zivilsenat, vom 14. Februar 1931 — I 275/30.)

Die Firma L. hatte an N. ein großes Aktienpaket verkauft. N. zahlte einen Teil an mit der Verpflichtung, den Rest bis zu einem späteren Termin zu tilgen, andernfalls die Anzahlung ohne Gegenansprüche verfallte. N. verlangt Herabsetzung der in der verfallenen Anzahlung liegenden Vertragsstrafe und klagt auf Rückgabe der Anzahlung.

Das Reichsgericht hat die Klage des N. abgewiesen. N. mußte nach Ablauf der vereinbarten Zahlungsfrist die vertraglichen Folgen vertreten. Es kommt nicht darauf an, daß die Vertragsstrafe an sich hoch ist. N., der zwar nicht Kaufmann, wohl aber auf weiten Gebieten des kaufmännischen Lebens außerordentlich erfahren ist, hat die Angemessenheit der Strafe sicher ebenso genau erwogen, wie ein Kaufmann, bei dem die Herabsetzung einer Vertragsstrafe durch § 348 HGB. ausgeschlossen ist. Wenn im übrigen die Strafe an sich hoch erscheint, so ist sie es aber nicht mit Rücksicht auf das hohe Kaufobjekt.

Wenn N. behauptet, daß die Firma L. keinen Schaden erlitten habe, so ist er dafür beweispflichtig. Um sich diese Beweise zu verschaffen, ist er jedoch nicht berechtigt, Einsicht in die geschäftlichen Transaktionen und jetzigen Verhältnisse der Firma L. zu verlangen.

Bezeichnet der Bankkunde seiner Bank bei Erteilung einer Überweisungsbefehl das Konto, auf welches überwiesen werden soll, irrtümlich unrichtig, so kann er die durch Gutschrift bereits vollzogene Überweisung in keiner Weise mehr rückgängig machen. (Urteil des Oberlandesgerichts Hamburg am 16. Juni 1930 — V 134/30.)

R. wies am 10. Juli 1928 die L-Bank in T. an, 1677 M. an die Firma O in H. zu überweisen. Die L-Bank gab den Auftrag an ihre Bankverbindung in H., die K-Bank in H., weiter. Diese Bank überwies die 1677 M. der N-Bank in H., bei welcher die Firma O. ein Konto hatte. Die Firma O. hatte ihre Zahlungen eingestellt. Sie war bei der N-Bank im Debet, welche die 1677 M. am 13. Juli 1928 auf das Konto der Firma O. gutschrieb. Trotz dieser Gutschrift blieb die Firma O. noch im Debet. R. hat gegen die K-Bank Klage auf Rückzahlung der 1677 M. erhoben. Er trägt vor, die Überweisungsbefehl an die Firma O. sei irrtümlich gegeben, die 1677 M. seien vielmehr für die Firma O. Nachfolger bestimmt gewesen. Sofort nach Entdeckung des Irrtums, Anfang August 1928, sei die N-Bank im Auftrag des Klägers R. von der L-Bank und der K-Bank zur Rückzahlung aufgefordert worden, sie habe sich jedoch geweigert. Sie sei aber zur Rückzahlung verpflichtet, weil sie um die überwiesenen 1677 M. auf Kosten des R. bereichert sei. Die N-Bank bestreitet ihre Rückzahlungspflicht, weil sie nur Durchgangsstelle für den überwiesenen Betrag gewesen sei. Kläger könne sich nur an die Firma O. halten.

Das Oberlandesgericht hat die Klage des R. gegen die N-Bank abgewiesen. Der Auftrag an die L-Bank war ein Auftrag zu einer Geschäftsbesorgung, nämlich mit Hilfe ihrer Bankverbindungen zu den üblichen Bankbedingungen eine Zahlung auszuführen. Gab die L-Bank diesen Auftrag an die andere Bank und diese wieder an die andere Bank weiter, so handelt es sich hier nicht um eine Aufgabe, die durch Erfüllungsgehilfen zu erledigen war, sondern um eine Kette selbständiger Aufträge, die von einem Bankinstitut an ein anderes zu erteilen waren. R. konnte wohl seinen Auftrag an die L-Bank wegen Irrtum anfechten, jedoch ohne Wirkung gegenüber den anderen Banken, zu denen er in keiner Rechtsbeziehung stand. Die Aufträge an die andern Banken waren ohne Irrtum erteilt, hier wäre also eine Anfechtung überhaupt unmöglich. Außerdem war der Auftrag zur

Zeit der Entdeckung des Irrtums durch Gutschrift ausgeführt. Er konnte also auch nicht mehr widerrufen werden. Ebenso konnte die Firma O. über den überwiesenen Betrag, über den sie nach den Girobedingungen kein Verfügungsrecht mehr hatte, nicht mehr dadurch verfügen, daß sie sich mit der Rückzahlung an R. einverstanden erklärte. Auf den Vermögensvorteil durch die Überweisung der 1677 M. hatte die N-Bank auf Grund der Girobedingungen einen Anspruch. Sie ist also nicht ungerechtfertigt bereichert. Dies ist vielmehr nur die zahlungsunfähige Firma O. bei der R. also keine Deckung finden kann.

In öffentlichen Ankündigungen darf auf die deutschen Normen für die Herstellung und Lieferung von Portlandzement lediglich bei dem nach Maßgabe dieser Normen hergestellten künstlichen Portlandzement Bezug genommen werden. (Urteil des Reichsgerichts, II. Zivilsenat, vom 25. März 1930 -- II 415/29.)

Die Firma U. betreibt ein Zementwerk und hatte bei kleinen Baumaterialienhändlern, kleinen Maurermeistern und Bauunternehmern Reklameblätter mit folgenden Anpreisungen verbreitet: „Fortunazement, ringfrei, garantiert die in den deutschen Normen für Portland-, Eisenportland- und Hochofenzement vorgeschriebene Festigkeit und Volumenbeständigkeit und ist für jeden Verwendungszweck geeignet“, sowie: „garantiert hinsichtlich seiner Güteeigenschaften die deutschen Normen für Portlandzement und ist für jeden Verwendungszweck geeignet.“ Mehrere Verbände deutscher Portlandzementfabriken haben gegen die Firma U. auf Unterlassung der Verbreitung der wiedergegebenen Reklameblätter auf Grund des Gesetzes zur Bekämpfung des unlauteren Wettbewerbs geklagt. Zur Unterlassung der Bezeichnungen: „Fortunazement, für jeden Verwendungszweck geeignet“ und „Westfälischer Spezialzement“ ist die Firma U. durch die Vorinstanzen rechtskräftig verurteilt. Das Reichsgericht hatte sich nur noch mit der von den Klägern besonders beanstandeten Heranziehung der deutschen Normen für Portland-

zement in beiden Reklameblättern zu befassen. Die Kläger hatten geltend gemacht, diese Normen betreffen vor allem das Verfahren der Herstellung, ohne das ein diesen Normen entsprechender Portlandzement gar nicht denkbar sei. Daher müsse ein unter Hinweis auf diese Normen angebotener Zement von einem großen Teil der Leser für Normenzement, d. h. für Portlandzement, angesehen werden.

Das Reichsgericht tritt dieser Auffassung bei. Die Firma U. ist nicht damit entlastet, daß sie nach dem Wortlaut der Reklameblätter unter Hinweis auf die deutschen Normen nur bestimmte für Portlandzement vorgeschriebene Eigenschaften, nämlich Festigkeit und Volumenbeständigkeit, als auch bei ihrem Zement vorhanden, hervorgehoben habe. Denn einmal waren die deutschen Normen den Reklameblättern gar nicht beigelegt. Auch der kleinere Baumaterialienhändler und der kleine Maurermeister und Bauunternehmer, die in der Hauptsache als Interessenten und Leser der Reklameblätter in Betracht kommen, haben gar kein Interesse daran, einen Abdruck dieser Normen zu besitzen oder immer zur Hand zu haben. Ihr Beruf oder Geschäft veranlaßt sie nicht dazu. Für sie kommt nur das nach diesen Normen hergestellte und deshalb die vorzüglichen Eigenschaften besitzende fertige Produkt, der Portlandzement, in Frage. Der Durchschnittsleser wird nach dem Inhalt der Reklameblätter annehmen, daß es sich hier um Zement handelt, das in der nach den deutschen Normen vorgeschriebenen Art hergestellt ist. Dies trifft aber für den Zement der Firma U. nicht zu. Denn der Zement der Firma U. ist Naturzement, d. h. bei ihm wird die in den deutschen Normen enthaltene Zusammenstellung durch feine Zerkleinerung und innige Mischung der Rohstoffe nach den dort aufgestellten chemischen Grundsätzen nicht vorgenommen. Daher ist der Inhalt der beiden Reklameblätter nach dem Sinn, den ihm der Durchschnittsleser der in Frage kommenden Interessentenkreise beilegt, unrichtig, und der von den Klägern geltend gemachte Unterlassungsanspruch begründet.

PATENTBERICHT.

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

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 13 vom 2. April 1931.

- Kl. 5 a, Gr. 34. K 115 441. Kattowitzer Aktiengesellschaft für Bergbau und Eisenhüttenbetrieb u. Dr. Antonius Schüller, Wielkie Hajduki; Vertr.: Dr. Dollner, Seiler, Maemecke, Dipl.-Ing. Wehr, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Vorrichtung zum Ansetzen eines neuen Rohrteiles an die vorhandene Verrohrung eines Bohrloches. 27. VI. 29.
- Kl. 5 c, Gr. 1. S 89 689. Siemens Bauunion G. m. b. H., Komm.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Verfahren zur chemischen Verfestigung von quarzhaltigen Gebirgsschichten. 25. I. 29.
- Kl. 19 a, Gr. 2. B 183.30. Budapester Werkzeugfabrik Akt.-Ges., Budapest; Vertr.: Dipl.-Ing. M. Singelmann, Pat.-Anw., Berlin SW 48. Einseitig zugeschärfte Ribklammer für Nutzhölzer. 7. VII. 30.
- Kl. 19 a, Gr. 30. K 162.30. Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen. An dem Stopferzylinder auswechselbar befestigte Schutzschiene für Stopfer, insbes. Gleisstopfer. 12. VI. 30.
- Kl. 19 c, Gr. 5. U 10 313. Universal Rubber Paviers Limited u. Lucian Gaisman, Audenshaw b. Manchester; Vertr.: Dipl.-Ing. B. Kugelman, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Künstlicher Pflasterblock mit aufgelegten Gummiplatten. 30. VII. 28. Großbritannien 22. IX. 27.
- Kl. 19 c, Gr. 9. E 38 679. Dipl.-Ing. Einar Herrmann Egnell, Stockholm, Schweden; Vertr.: Dipl.-Ing. M. Singelmann, Pat.-Anw., Berlin SW 48. Vorrichtung zur Veränderung der Hubhöhe des Rammbären bei fahrbaren Pflasterrahmen. 31. I. 29. Schweden 15. I. 29.
- Kl. 19 d, Gr. 5. M 15.30. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A. G., Nürnberg 24, Katzwanger Str. 100. Exzenterhubwerk; Zus. z. Pat. 511 226. 21. V. 30.
- Kl. 20 a, Gr. 12. P 59 642. Richard Petersen, Danzig-Oliva; Vertr.: Dipl.-Ing. F. Neubauer, Pat.-Anw., Berlin W 9. Schwebefähre oder Kabelkran. 8. II. 29.
- Kl. 20 i, Gr. 35. V 361.30. Vereinigte Eisenbahn-Signalwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Einrichtung zur Beeinflussung zwischen Zug und Strecke; Zus. z. Pat. 571 157. 13. X. 30.
- Kl. 20 k, Gr. 7. H 120 795. Josef Hofmann, Kahl a. M., Hauptstr. 29. Vorrichtung zur Herstellung einer leitenden Schienenverbindung. 18. III. 29.
- Kl. 20 k, Gr. 9. A 3.30. Aktiengesellschaft Brown, Boveri & Cie., Baden, Schweiz; Vertr.: Dr. e. h. R. Boveri, Mannheim-Käfertal. Oberleitung für elektrische Bahnen. 22. I. 30.
- Kl. 37 b, Gr. 1. Z 17 975. Hans Zomak, Berlin-Wilmersdorf, Landhausstr. 16. Mehrteiliger Füllkörper für Kreuzrippendecken. 29. XI. 28.
- Kl. 37 b, Gr. 3. I 38 928. Irving Iron Works Company, New York; Vertr.: Dipl.-Ing. H. Hillecke, Pat.-Anw., Berlin SW 48. Gitter für Fußböden, Brückenbelegungen u. dgl. 7. VIII. 29.
- Kl. 37 f, Gr. 3. B 115.30. Anton Braun, Ludwigsburg, Hohenzollerstr. 10. Befestigung von Zwischenböden in Behältern. 25. VI. 30.
- Kl. 37 f, Gr. 3. S 84 879. Siemens-Schuckertwerke Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Auf Tragpratzen gelagerter stehender Behälter aus waagerechten Ringschüssen. 31. III. 28.
- Kl. 37 f, Gr. 7. Sch 88 654. Dr. Werner Scheibe, Hamburg 13, Böhmersweg 23. Großhaus mit nebeneinander liegenden Kleinwohnungen und Laufgängen. 10. XII. 28.
- Kl. 45 f, Gr. 9. H 122 339. Otto Happel, Bochum, Königsallee 45. Gewächshausanlage; Zus. z. Anm. H 121 198. 5. VII. 29.
- Kl. 68 e, Gr. 3. T 5.30. Leon Tobolewski, Brodnica, Polen; Vertr.: Dipl.-Ing. A. Trautmann, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Panzerwand. 19. II. 30. Polen 23. II. 29.
- Kl. 80 b, Gr. 8. O 18 139. Dr. C. Otto & Comp. G. m. b. H., Bochum, Christstr. 9. Verfahren zur Veredelung mit Wasser angemachter feuerfester Mörtel. 22. IV. 29.
- Kl. 80 b, Gr. 21. M 112 400. Ernst Goger, Berlin-Steglitz, Südendstraße 27. Verfahren zur Herstellung eines Betons mit bituminösen Zuschlagstoffen. 25. X. 29.
- Kl. 81 e, Gr. 126. M 101 542. Mitteldeutsche Stahlwerke Akt.-Ges., Berlin W 8, Wilhelmstr. 71. Absetzer zum gleichzeitigen Beschicken der Tief- und Hochhalde. 3. X. 27.
- Kl. 81 e, Gr. 127. C 41 105. Carlshütte Aktiengesellschaft für Eisenbergerei und Maschinenbau, Waldenburg-Altwasser. Kabel-Abraumförderbrücke mit veränderlicher Spannweite und an dem Kabel hängenden stetigen Förderern. 20. II. 28.
- Kl. 81 e, Gr. 133. Z 18 559. Paul Zurstrassen, Ettlingen, Bulacher Str. 22. Einrichtung zum gleichmäßigen Ausschütten von Schüttgut. 26. VIII. 29.
- Kl. 84 a, Gr. 3. R 75 471. Ferdinand Rauwald, Essen, Schinkelstraße 15. Nadelwehr mit eisernen Nadeln. 18. VIII. 28.
- Kl. 84 a, Gr. 4. H 124 688. Habermann & Guckes-Liebold A. G., Berlin W 30, Nollendorferstr. 28. Betonierverfahren zur Herstellung von Talsperren. 19. XII. 29.
- Kl. 84 d, Gr. 2. M 43.30. Mitteldeutsche Stahlwerke A.-G., Berlin W 8, Wilhelmstr. 71. Zweigleisige Fahrgestellanordnung für ein aus einer dreipunktgestützten Förderbrücke und einem mit dieser beweglich verbundenen Bagger bestehendes Gerät. 25. VIII. 30.
- Kl. 85 d, Gr. 2. R 71 091. Karl Radlik, Berlin O 27, Alexanderstraße 14. Wasserversorgungsanlage mit Zusatzpumpwerk. 5. V. 27.