

DIE BAUTECHNIK

3. Jahrgang

BERLIN, 3. April 1925

Heft 15

Die Erneuerung der Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Hämerten.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Oberregierungsbaurat Kreß, Hannover.

Am 15. Januar 1871 wurde die Teilstrecke Spandau—Gardelegen der Berlin-Lehrter Eisenbahn in Betrieb genommen. Diese Strecke wurde von der Magdeburg-Halberstädter Eisenbahn-Gesellschaft gebaut und ging nach der Verstaatlichung dieser Gesellschaft in die Verwaltung der Eisenbahndirektion Magdeburg über. Im Jahre 1899 wurde dann die Strecke Wustermark—Lehrte der Eisenbahndirektion Hannover zugeteilt. In dieser Strecke liegen zwei größere Brückenbauwerke, die Havelbrücke bei Rathenow und die Elbebrücke bei Hämerten. Beide Brücken genügen mit Rücksicht auf die gewachsenen Betriebslasten nicht mehr voll den an sie zu stellenden Anforderungen und werden durch neue Bauwerke ersetzt, die in der Ausführung begriffen sind. Ehe ich auf die Erneuerung der Elbebrücke, als dem bei weitem bedeutenderen der beiden Bauwerke näher eingehe, möchte ich einen kurzen Rückblick auf die Geschichte dieser Brücke vorausschicken, die für den Brückenbauer manches Wissenswerte bietet.

Geschichte der alten Brücke.

Erbaut wurde die Brücke in den Jahren 1868 bis 1870. Sie bestand aus fünf Öffnungen von 201 Fuß = 63,086 m Lichtweite mit eisernen Überbauten von 65,906 m Stützweite, vier Öffnungen von 120 Fuß = 37,663 m Lichtweite mit Überbauten von 39,545 m Stützweite und acht Öffnungen von 100 Fuß = 31,386 m Lichtweite mit Überbauten von 33,268 m Stützweite. Sämtliche Überbauten sind zweigleisig und haben als Hauptträger Schwedlerträger. Die Querträger und Schwellenträger sind als Fachwerkträger ausgebildet. Außerdem war noch eine zweigleisige, zweiarmige Drehbrücke vorhanden, die vollwandige Hauptträger besaß. Der Drehpfeiler hatte eine Stärke von 8,16 m, die beiderseitigen Öffnungen eine Lichtweite von je 42 Fuß = 13,18 m. Sie sollte dem Verkehr der Segelschiffe dienen, die keine Vorrichtungen zum Niederlegen der Maste besaßen. Die Pfeiler der Flutöffnungen sind zwischen Spundwänden gegründet, während die Pfeiler der Stromöffnungen auf Brunnen stehen. Über den Bau der Brücke ist im Schrifttum leider fast gar nichts zu finden. Nur über die eisernen Überbauten der großen Öffnungen ist in der Zeitschrift für Bauwesen 1868, S. 517, eine Veröffentlichung von Schwedler enthalten. Danach war die Elbebrücke bei Hämerten die zweite Brücke, die nach seinem System gebaut wurde. Die erste derartige Brücke war die Weserbrücke bei Hörter, die in der Zeitschrift für Bauwesen 1867, S. 181, näher beschrieben ist. Die Elbebrücke sollte ursprünglich in der Nähe von Tangermünde gebaut werden. Der Entwurf sah 14 Öffnungen von je 68,41 m Lichtweite und 13 Zwischenpfeiler von je 4,394 m Stärke vor, so daß die Gesamtlänge der Brücke zwischen den Landwiderlagern 944,70 m betragen hätte. Später entschloß man sich aber, die Elbe bei Hämerten, also etwas flußabwärts zu überschreiten, wodurch die Gesamtlänge der Brücke auf 808,312 m verringert wurde. Wahrscheinlich ist diese Verminderung der Brückenlänge entscheidend für die Wahl der Übergangsstelle gewesen. Von dem ursprünglichen Entwurf ist der Entwurf der eisernen Überbauten für die fünf großen Öffnungen der ausgeführten Brücke beibehalten worden.

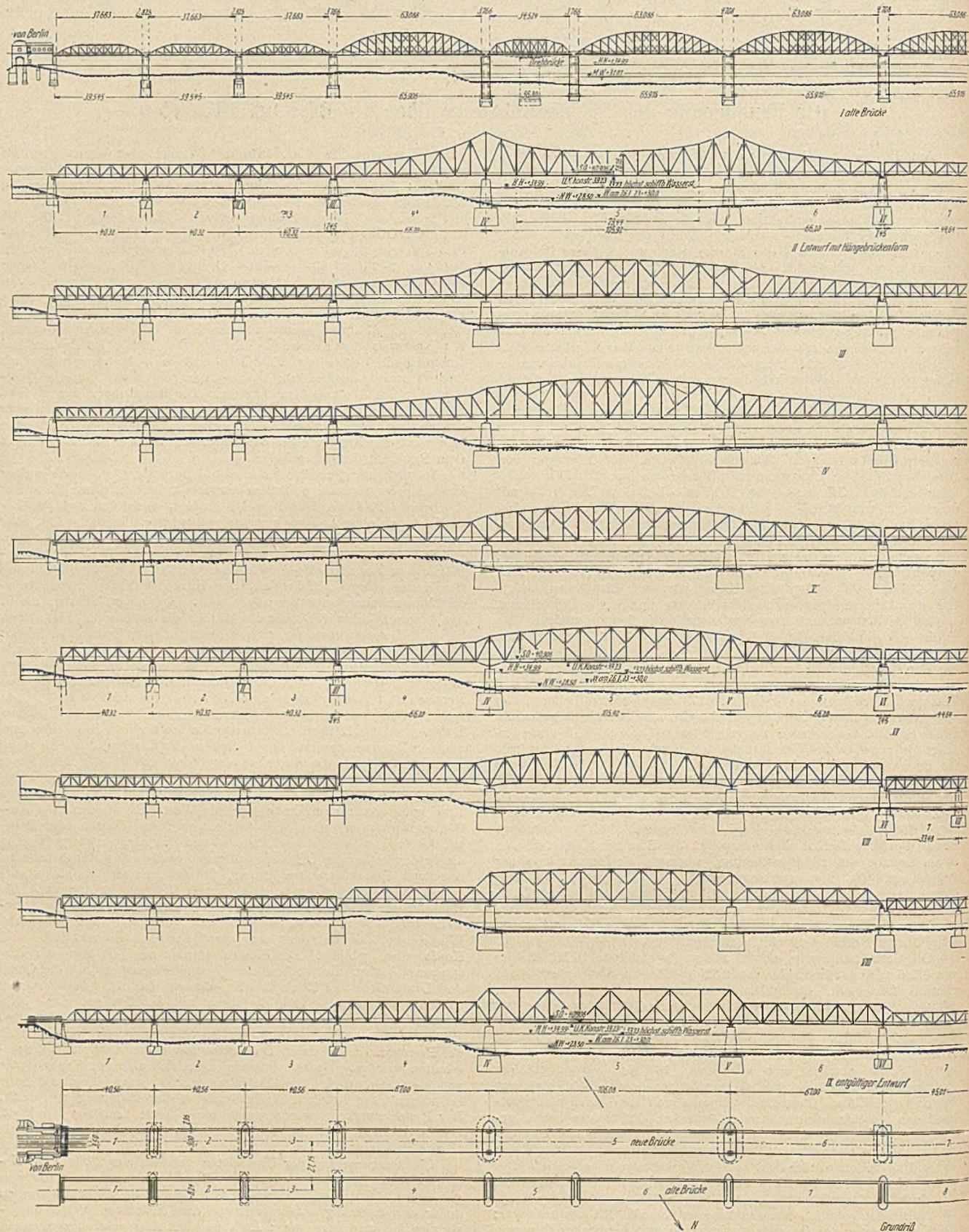
Die Gesamtstützweite von 65,906 m ist geteilt in 16 Mittelfelder von 3,766 m und 2 Endfelder von 2,825 m Länge. Sämtliche Streben reichen über zwei Felder. Die Berechnung der Hauptträger wurde mit gleichmäßig verteilter Belastung durchgeführt, und zwar mit 2,7 t/m für Eigengewicht und mit 3,7 t/m für Verkehrslast, beides bezogen auf ein Gleis. Für die Berechnung der Querträger wurde eine Lokomotive mit 13 t Achslast und einem Radstande von 3,766 m und für die Schwellenträger eine solche von 18 t Achslast und 2,835 m Radstand angenommen. Es ist in der genannten Veröffentlichung hervorgehoben, daß diese Lastannahmen von den gegenwärtig vorhandenen Maschinen nicht erreicht würden, daß solche hohen Annahmen aber wegen der besseren Aussteifung der Hauptträger zweckmäßig seien. Der untere Windverband wurde für einen Winddruck von 127 kg/m² ohne Rücksicht auf das Verkehrsband berechnet. Der obere Windverband ist nicht gerechnet; die Querschnitte sind nach Zweckmäßigkeitsgrundsätzen gewählt. Die Gurte wurden aus je 16 Winkelisen gebildet, deren senkrechter Schenkel 131 mm breit war; die Veränderung des Querschnitts entsprechend der Stabkraft wurde durch einen Wechsel in der Breite des wagerechten Schenkels erreicht. Jeder Winkel wurde über zwei Felder geführt, so daß in

jedem Knotenpunkte die Hälfte der Winkel über Kreuz gestoßen wurde. Die Deckung geschah durch zwischen die Winkel gelegte Laschen; Außenlaschen sind dadurch ganz vermieden. Im Obergurt wurden die Winkel, wo sie ungestoßen über einen Knotenpunkt hinweggingen, nach einem Halbmesser von 4,394 m gebogen. Die vier Teile des Obergurtquerschnitts wurden durch senkrechte und wagerechte Vergitterungen verbunden. Die Pfosten erhielten einen größten Zug von 24 t und einen größten Druck von 13,6 t. Sie bestanden aus vier Winkelisen. Die Streben waren aus je zwei Flacheisen von 13 mm Stärke und entsprechend der Stabkraft verschiedener Breite gebildet. Für die Schwächung durch Niete war für einen Niet ein Abzug von 676 mm² gemacht. Alle Niete hatten 23 mm Durchm. Ein Nachweis der Knicksicherheit der Druckstäbe ist in der Berechnung nicht enthalten. Die Quer- und Schwellenträger waren als Fachwerkträger ausgebildet; auf letzteren ruhten vier hölzerne Querschwellen im Abstand von 94,2 cm. Die Hauptträger der übrigen Fachwerküberbauten waren ebenfalls Schwedlerträger, bei denen aber die Streben nur über ein Feld reichten. Die eisernen Überbauten sind nach den Angaben der Brückenbücher von der Maschinenfabrik Otto Prange in Buckau geliefert.

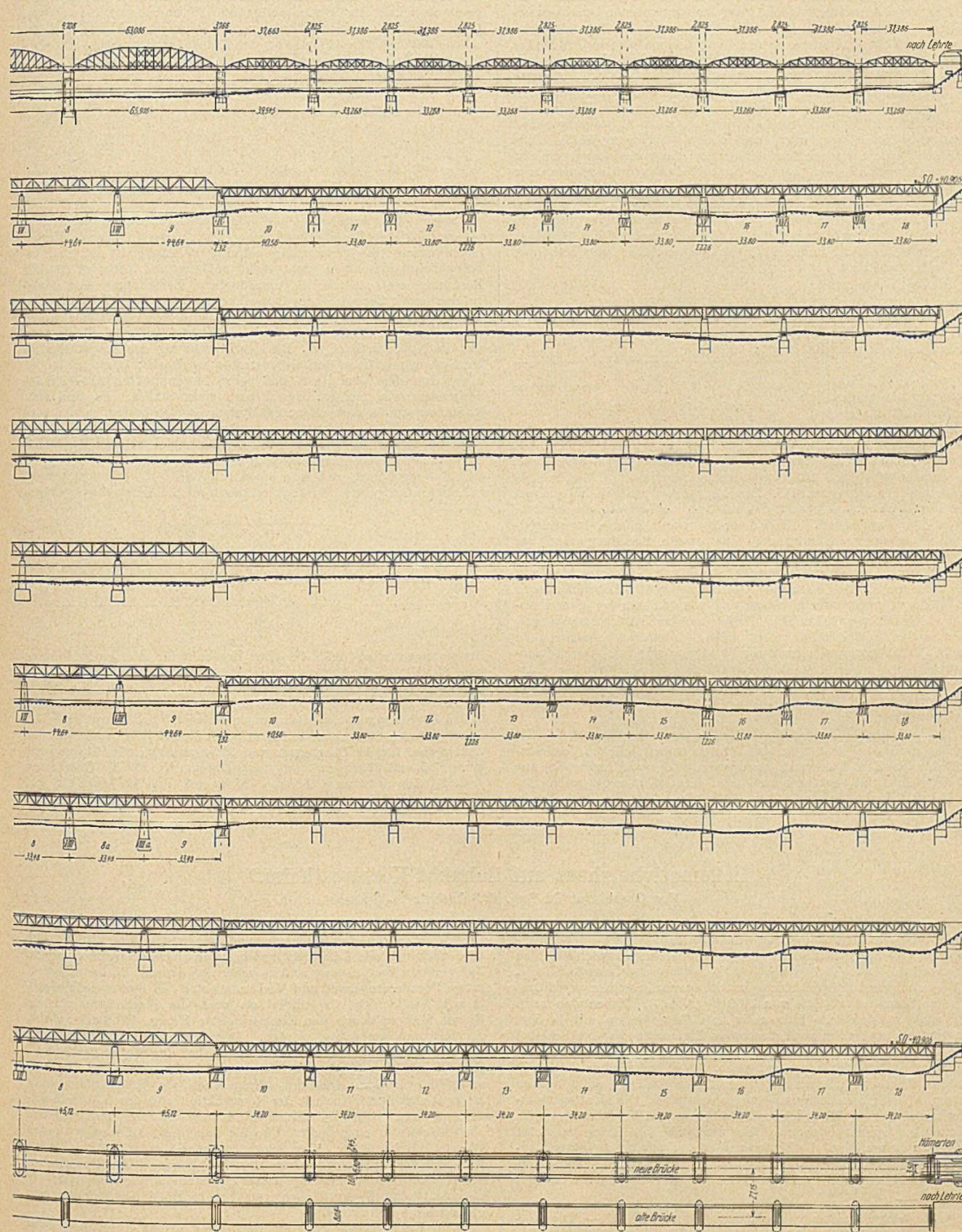
Die Brücke ist auf Tafel 1 in Abb. 1 dargestellt, wobei die später beseitigte Drehbrücke punktiert dargestellt ist. In dieser Form hat die Brücke 20 Jahre dem Betriebe gedient, ohne daß sich das Bedürfnis nach einer Änderung herausgestellt hätte. Im Jahre 1891 aber begannen die Vorbereitungen zu zwei wesentlichen Umgestaltungen.

Die erste Änderung betraf die Beseitigung der Drehbrücke. Ermöglicht wurde diese Maßnahme dadurch, daß durch die Einführung der Kettenschleppschiffahrt auf der Elbe der Verkehr von Segelschiffen erheblich zurückgegangen war. Aus einer Zählung, die in den Jahren 1874 bis 1888 über die jährlich die Brücke durchfahrenden Segelschiffe ausgeführt war, mögen die wichtigsten Zahlen hier folgen: 1874: 1605, 1877: 1987, 1880: 1779, 1881: 538 und 1888: 215 Segelschiffe. Auffallend ist der Sprung von 80 auf 81. Zu der Verminderung der Zahl kam der Umstand, daß die Segelschiffe fast sämtlich mit Vorrichtungen zum Niederlegen der Maste ausgerüstet waren. Für die Eisenbahnverwaltung ergab sich das Bedürfnis nach Beseitigung der Drehbrücke aus den Kosten für ihre Bedienung und aus der Erschwerung und den Gefahren, die durch sie dem Betriebe erwachsen. Auch die Strombauverwaltung sah in der Beseitigung einen Vorteil für die Schifffahrt, weil sich vor dem Drehpfeiler zahlreiche Schiffsunfälle ereignet hatten. Sie legte auf seine vollständige Beseitigung nach dem Umbau großen Wert. Es wurden zwei Ausführungsformen erwogen. Die eine sah vor, den Überbau der Drehbrücke zu erhalten und als Fahrbahn und Hauptträgeruntergurt einer die beiden bisherigen Öffnungen überspannenden Fachwerkbrücke zu benutzen. Die andere Ausführung, für die man sich endgültig entschloß, nahm Ersatz durch einen neuen Überbau in Aussicht. Als Hauptträger wurde wieder ein Schwedlerträger von 30,30 m Stützweite und 6,27 m Höhe gewählt. Der Obergurt wurde aus acht Winkelisen, der Untergurt aus vier L-Eisen, beide mit Steh- und Kopfblechen gebildet. Die Pfosten wurden aus I-Trägern mit Verstärkungsplatten, die Streben aus je zwei Flacheisen und die Quer- und Längsträger aus Blechträgern gebildet. Die Auswechslung war zunächst durch Aus- und Einfahren mit Schiffen gedacht. Man rechnete dabei mit einer Unterbrechung des Betriebs von 24 Stunden. Während dieser Zeit sollten die Güterzüge umgeleitet werden und der Personenverkehr durch Übersetzen mit einem Dampfer aufrecht erhalten werden. Später entschloß man sich aber zur Verwendung von festen Gerüsten. Die Güterzüge wurden angehalten und nach Beendigung der Arbeiten staffelförmig wieder in Bewegung gesetzt. Der Personenverkehr wurde durch einen festen Laufsteg vermittelt. Die Arbeiten wurden im Jahre 1894 durch die Brückenbauanstalt Lauchhammer ausgeführt.

Die Auswechslung der Überbauten geschah am 26. und 27. November 1894. Die Unterbrechung des Betriebes dauerte statt der vorgesehenen 24 Stunden 34 Stunden. Als wesentliche Ursachen werden außer der ungünstigen Jahreszeit und dem schlechten Wetter hauptsächlich folgende angegeben: Änderung des Auswechslungsvorganges im letzten Augenblick, indem statt des vorgesehenen Anhebens des Drehbrückenüberbaues vor seinem Ausfahren Konsolen abgenietet



Tafel 1. Entwürfe für die Erneuerung der Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Hämerten.



Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Hämerten.

POLITECHNIKA WROCLAWSKA
Wydział Inżynierski
I St. 1000

wurden, um das Ausfahren ohne Anheben zu ermöglichen. Verwendung von Schraubenspindeln statt der vorgesehenen Druckwasserpumpen. Nachgeben der Verschubbahnen unter der Last des einfahrenden neuen Überbaues, so daß diese Bahnen eine wellenförmige Gestalt annehmen. Das reine Einfahren des neuen Überbaues mit einem Gewicht von 171 t einschließlich des Oberbaues dauerte $19\frac{1}{2}$ Stunden; das gibt bei einer Wegelänge von 8 m etwa $2\frac{1}{2}$ Stunden für 1 m. Die Hauptursache wird wohl aber in dem Umstand zu suchen sein, daß eine solche schwierige Arbeit in damaliger Zeit etwas ganz Neues war, worüber es noch an Erfahrung fehlte. Zum Vergleich, welche Fortschritte seitdem in dieser Beziehung gemacht sind, sei angeführt, daß bei der Auswechslung der Überbauten der Elbebrücke bei Magdeburg mit einer Stützweite von 66 m und einem Gewicht von 580 t (s. Zentralbl. d. Bauverw. 1907, S. 382) das Einfahren über eine Wegestrecke von 13 m nur 19 Minuten, also etwa $1\frac{1}{2}$ Minuten für 1 m gedauert hat. Die Unterbrechung des Betriebes erstreckte sich auf 2 Stunden 20 Minuten einschließlich der Vornahme der Probelastung.

Die zweite wesentliche Umgestaltung, die sich im Jahre 1891 anbahnte, betraf die Verstärkung der Fachwerküberbauten. Es war damals in einem öffentlichen Blatte die Behauptung aufgestellt worden, daß die großen Überbauten zu schwach seien, weil die Endstreben

fehlten. Im Jahre 1891 wurden zwei Probelastungen ausgeführt. Die erste geschah am 29. August mit einer Maschine der damals schwersten Bauart (Abb. 1). Die Messungen wurden mit einem Nivellierinstrument ausgeführt, das auf dem Bohlenbelag des benachbarten Überbaues stand. Die Ergebnisse waren infolge der mangelhaften Aufstellung zu ungenau. Die zweite Belastung fand am 21. November mit zwei Maschinen der gleichen Bauart in einem Gleis fahrend statt. Die Durchbiegungen wurden mit Instrumenten von Trau und von Klopsch gemessen. Sie ergaben größte Durchbiegungen von 13,5 mm unter ruhender Last und von 16,8 mm bei einer Fahrgeschwindigkeit von 30 km/Std. Ferner wurden Seitenschwankungen von 2 bis 3 mm festgestellt. Spannungen wurden nicht gemessen, da offenbar Spannungsmesser nicht zur Verfügung standen. Durch Beobachtung ist aber festgestellt worden, daß in den Streben Ausbiegungen auftraten, woraus zu schließen war, daß in ihnen entgegen der Schwedlerschen Annahme Druckkräfte durch die Verkehrslasten hervorgerufen werden.

Die gleichzeitig aufgestellten Berechnungen bestätigten die Ergebnisse der Probelastungen und führten zu betrieblichen Vorsichtsmaßnahmen. Zunächst wurde erwogen, die Züge auf der Brücke nur mit einer Maschine verkehren zu lassen. Da das aber zu großen betrieblichen Schwierigkeiten geführt hätte, begnügte man sich damit,

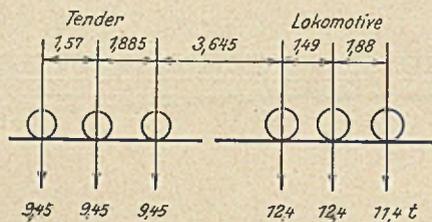


Abb. 1.

das Kreuzen von Zügen auf der Brücke zu verbieten und die Fahrgeschwindigkeit der Personenzüge auf 30 und der Güterzüge auf 21 km/Std. herabzusetzen. Diese verminderte Geschwindigkeit mußte schon 1000, später 300 m vor der Brücke erreicht sein. Die Einhaltung der Vorschrift wurde durch Radtaster überwacht.

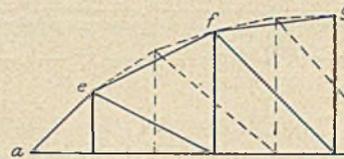


Abb. 2.

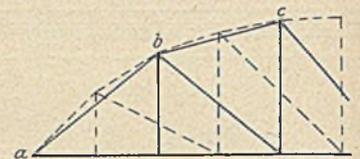


Abb. 3.

Gegen die Annahmen und die Berechnungsweise Schwedlers wurden folgende Bedenken geltend gemacht: Der Ersatz von Einzelasten durch eine gleichmäßig verteilte Belastung ist bei den gebräuchlichen Maschinen nicht mehr zulässig und führt zu falschen Rechnungsergebnissen. Die ursprüngliche Berechnung war durchgeführt unter Zerlegung des Doppelfachwerks in zwei Teilfachwerke, deren Kräfte addiert wurden. Die Stäbe dieser Teilsysteme waren gerade angenommen, während sie in Wirklichkeit gebrochen waren, wie die Abb. 2 u. 3 zeigen. Bei der Berechnung der Hauptträger als ein System muß man drei Gegenstreben weglassen; dann ergibt sich aber nach dem Grundsatz, daß bei n Knotenpunkten $2n - 3$ Stäbe vorhanden sein müssen, das Fehlen eines Stabes. Es sind statt 69 Stäben nur 68 vorhanden; das System ist also beweglich und wird nur durch die Steifigkeit der durchgehenden Gurtungen und der Knotenpunkte steif. Bei einer von der Eisenbahndirektion Magdeburg aufgestellten Berechnung hat man sich über diese Schwierigkeit damit hinweggeholfen, daß man einen Hilfsstab D 16 eingefügt gedacht hat, dessen Aufgabe in Wirklichkeit durch die Steifigkeit der Gurtungen

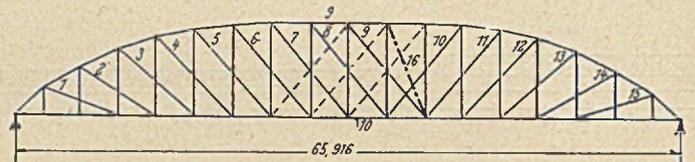


Abb. 4.

übernommen wird (Abb. 4). Das Ergebnis für die große Öffnung von 65,906 m Stützweite war: Bei Belastung beider Gleise tritt eine größte Zugspannung in den Stäben von 1266 kg/cm^2 , eine Scherspannung in den Nieten von 1025 kg/cm^2 und eine größte Druckkraft in den Streben von 11 t, bei Belastung nur eines Gleises Zugspannung 987, Scherspannung 892 kg/cm^2 und Druckkraft 8 t auf. Die entsprechenden Zahlen sind für die Überbauten von 39,545 m Stützweite 918 und 828 bzw. 735 und 672 kg/cm^2 und keine Druckkraft, für die Überbauten von 33,268 m Stützweite 862 und 795 kg/cm^2 , und 5 t bzw. 658 und 590 kg/cm^2 und 1,8 t. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Lokomotivheizhaus auf Bahnhof Kornwestheim.¹⁾

Von Oberbaurat Dr.-Ing. K. Schaechterle, Stuttgart.

Der im Jahre 1916 hergestellte erste Bauteil des Lokomotivheizhauses für den Verschiebebahnhof Kornwestheim umfaßt eine Schiebebühnenhalle von 1700 m^2 Grundfläche zwischen den beiderseits anschließenden Lokomotivabstellhallen von je 2250 m^2 für zusammen 38 Stände, ein Verwaltungsgebäude mit Hochspannungsumformerstation von 600 m^2 und eine Betriebswerkstätte von 1100 m^2 (Abb. 1). Neben den neun Einfahrten zu den zehn Lokomotiv-Aufstellungsgleisen mit je 5 m Achsabstand sind noch zwei besondere Einfahrten zu den Schiebebühnen vorhanden. Die Schiebebühne ist mit Bogenfachwerkbindern von 24 m Stützweite überspannt (Abb. 2), während über den Aufstellungsgleisen Flachdächer mit Parallelfachwerkträgern auf hölzernen Stützen in je 10,25 m Entfernung angeordnet sind. Die Konstruktionsunterkante liegt mit Rücksicht auf die Sammelrauchabführungskanäle 6,40 m über Schienenoberkante. Um den umbauten Raum möglichst niedrig zu halten, sind die Binder und Pfetten mit beschränkter Konstruktionshöhe ($\frac{1}{10}$ bis $\frac{1}{12}$ der Stützweite) gebaut worden. Der Binderabstand beträgt 10 m. Die durchschnittlich alle 3 m vorhandenen leichten

Pfostenfachwerkpfetten sind durchschnittlich 1 m hoch, auf 10 m freitragend, an die Binderpfosten angeschlossen und verbügel, so daß sich eine wirkungsvolle Längsverspannung der Dachkonstruktion ergibt. Zur weiteren Verspannung sind zwischen den äußeren Bindern rahmenartige Portale eingebaut und Verbände unter den Sparren eingesetzt. Sowohl die Schiebebühnenhalle als auch die Flachdächer sind in Bauart Meltzer durch den Zimmermeister Haug, Großsachsenheim, geliefert und aufgestellt worden. Der Holzverbrauch mit $0,087 \text{ m}^3$ auf 1 m^2 Dachgrundriß war geringer als bei der Stuttgarter Anlage. Die feingliedrigen Träger ergeben ein leichtes und elegantes Aussehen der Dachkonstruktion. Namentlich die Schiebebühnenhalle zeichnet sich durch Klarheit der Konstruktion und durch gute Raumwirkung aus. Die Dachflächen sind mit doppelter Papplage auf Holzverschalung eingedeckt. Für die Belichtung sind quer zu den Gleisen durchlaufende, 7 m breite Dachaufsätze mit 1,5 m hohen Fenstern vorhanden. Über der Schiebebühne sind die Dachflächen durch den 13,00 m breiten Firstaufbau staffelförmig abgesetzt; die durchlaufenden Fensterflächen von 1,80 m Höhe gewährleisten eine gleichmäßige Belichtung.

Die Umfassungswände der Heizhäuser in massivem Backsteinrohbau aus roten Handsteinen mit Eisenbetonstützen über den Tür- und Fensteröffnungen sind durchschnittlich zwei Stein stark, auf 1 m hohe Betonsokkel aufgesetzt und durch das Dach verspannt. Die

¹⁾ Zugleich Fortsetzung aus Jahrg. 1924, Heft 48. — Die Aufsätze des Verfassers in der „Bautechnik“ über Ingenieurholzbauten bei der Reichsbahndirektion Stuttgart sind zusammengefaßt als erweiterter Sonderdruck im Verlage von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, erschienen.

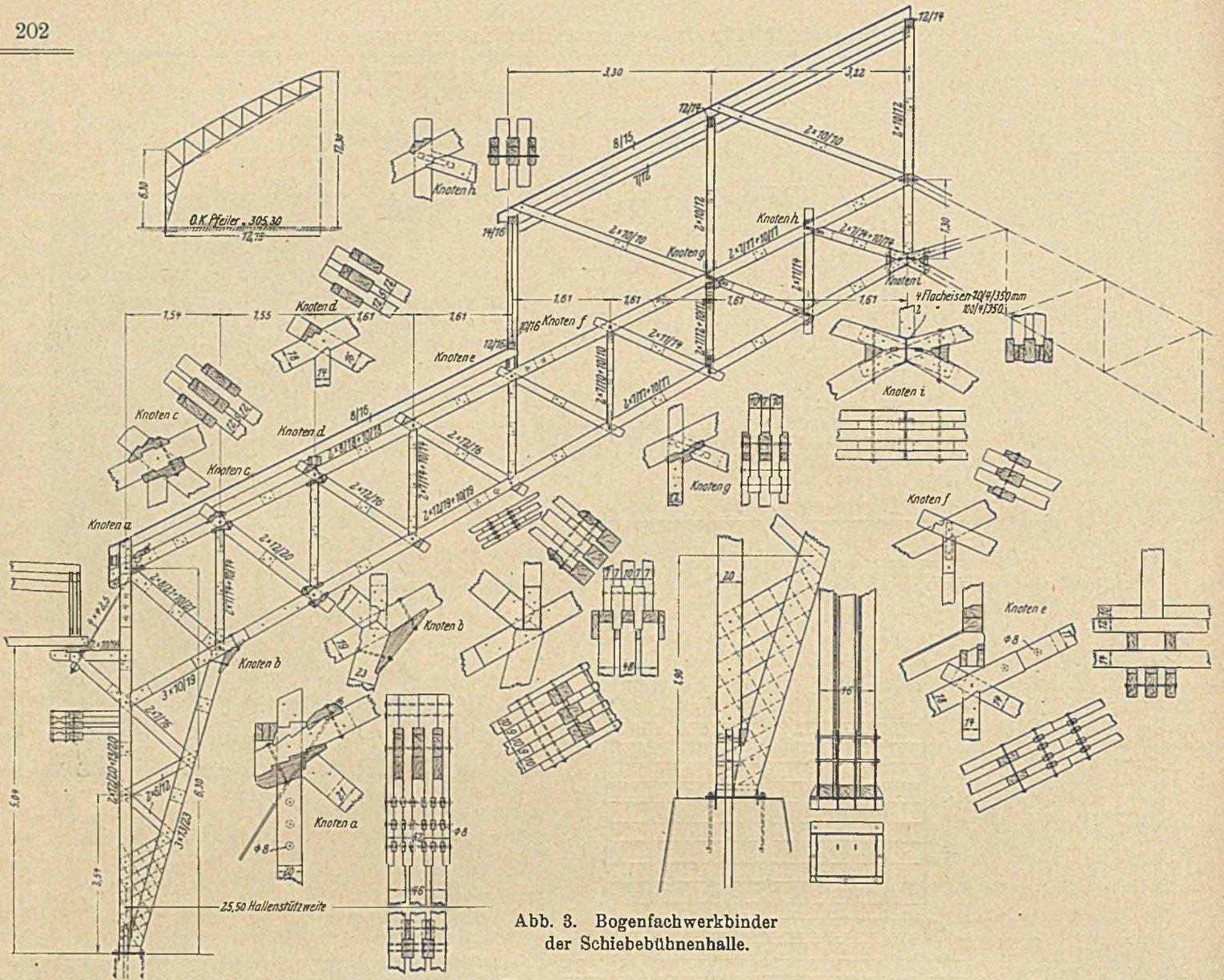


Abb. 3. Bogenfachwerkbinder der Schiebebühnenhalle.

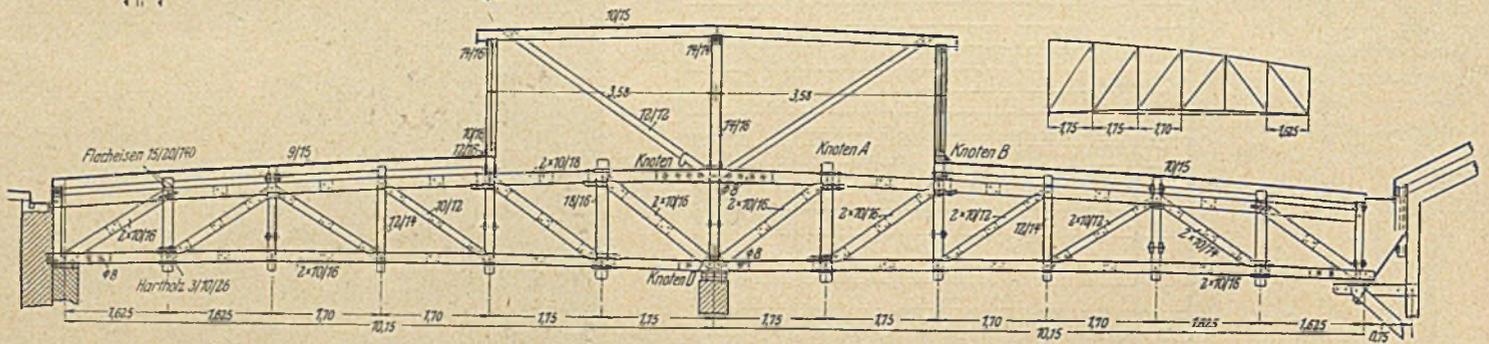


Abb. 4. Fachwerkbinder der Flachdächer.

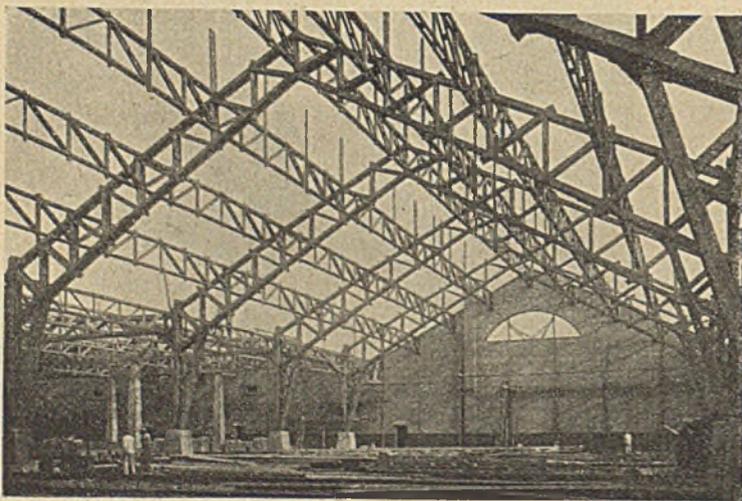


Abb. 7.

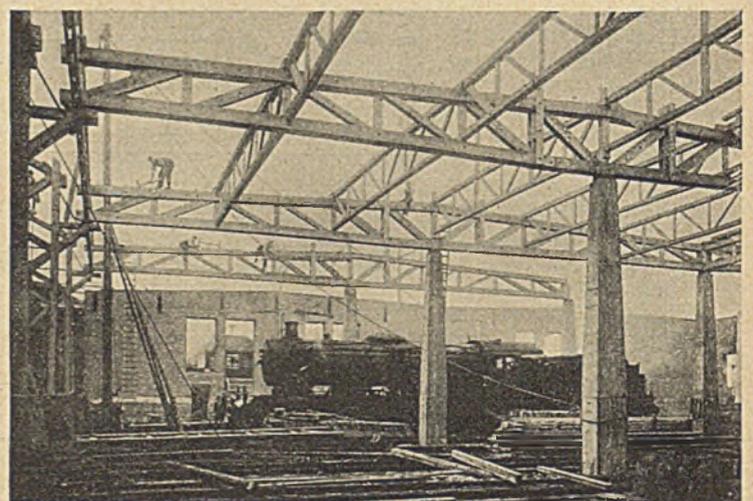


Abb. 9.

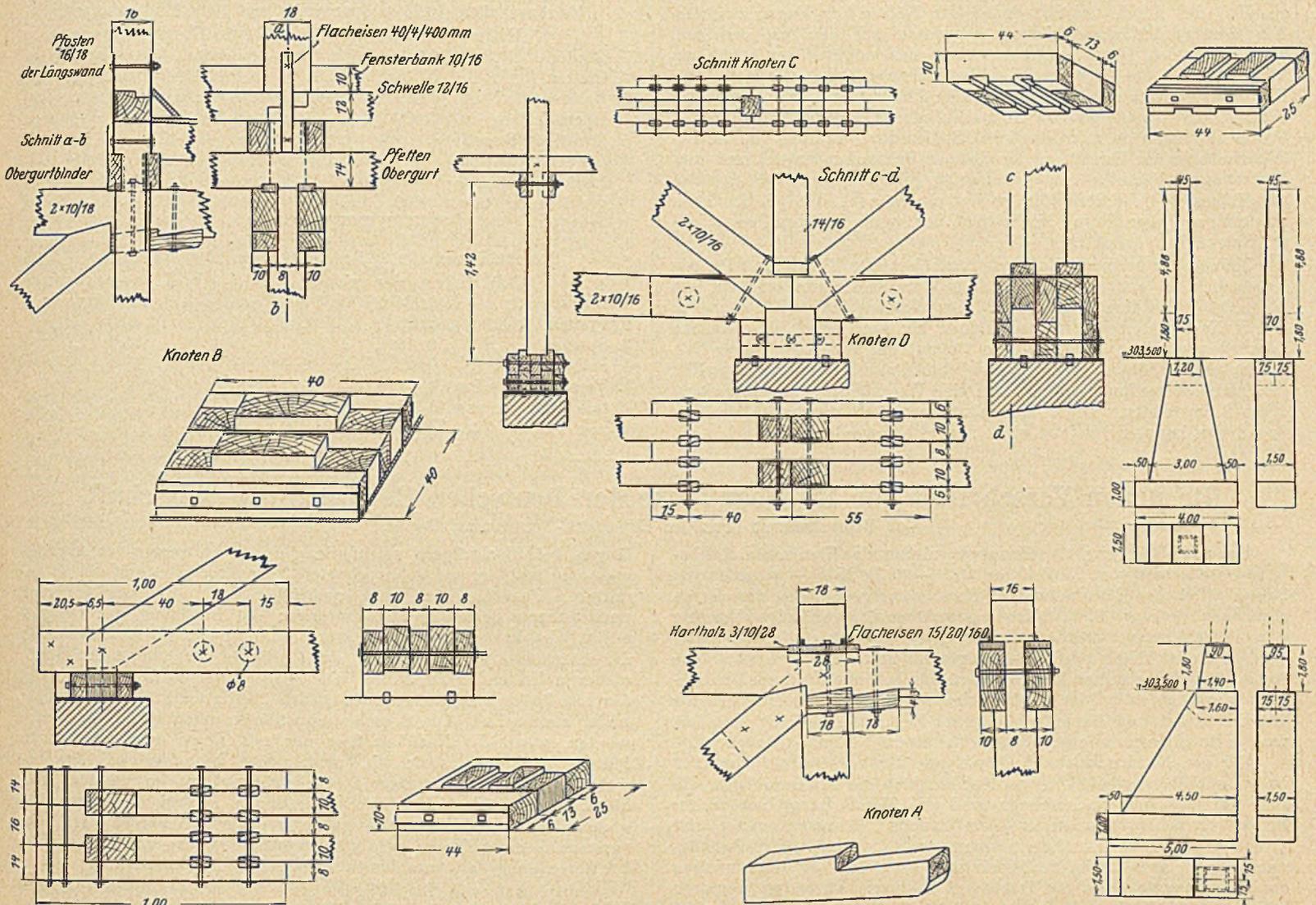


Abb. 5. Konstruktive Einzelheiten.

Wände und Zwischenstützen sind bei der rund 5 m hohen Auf-
füllung mit Betonpfelern auf gewachsenem Boden gegründet.

Der Vollausbau des Lokomotivheizhauses auf 68 Stände kam im
Jahre 1923 zur Ausführung. Die alte Torwand wurde als Brand-
mauer beibehalten. An die bestehende nördliche Aufstellungshalle
wurde zunächst ein weiterer Raum für zehn Stände (neun Vollstände)
mit 1150 m² Grundfläche aufgebaut, darauf folgt eine zweite Schiebe-
bühnenhalle mit 24 m Stützweite und 1575 m² überdachter Fläche,
endlich ein Raum von 2525 m² Grundfläche für 19 große Lokomotiv-
stände. Die Dachkonstruktion besteht ähnlich wie beim ersten Bau-
teil aus Bogen- und Parallel-
Fachwerkbindern und aus Fach-
werkpfetten. Statt der Holz-
stützen wurden jedoch Eisen-
betonstützen für die Flach-
dächer gewählt, um eine größere
Feuersicherheit zu erzielen.
Die Bogenfachwerkbinder der
Schiebebühnenhalle wurden auf
1,80 m hohe bewehrte Beton-
sockel aufgesetzt. Die konstruk-
tiven Einzelheiten der als Drei-
gelenkbogen berechneten Binder
sind aus Abb. 3 zu ersehen.
Die als durchlaufende Träger
auf drei Stützen berechneten
Binder der Flachdächer sind in
Abb. 4, die Pfetten in Abb. 5
dargestellt. Für die Firstgelenke,
die Binderfüße der Schiebe-
bühnenhalle und die Auflager-
klötze konnten Alteisenteile ver-
wendet werden. Die Werk-
pläne wurden von der Süd-
deutschen Hallenbau G. m. b. H.

(Regierungsbaumeister Waas) bearbeitet, die mit der Lieferung
und Aufstellung der Schiebepühnenhalle und des nördlichen Bau-
teils beauftragt war. Den Zwischenbau hat Zimmermeister Haug,
Großsachsenheim, ausgeführt. Beide Firmen haben die Binder
der Flachdächer und die Pfetten fertig abgebunden auf die Bau-
stelle angeliefert. Das Aufstellen des Dachtragwerks konnte da-
durch außerordentlich beschleunigt werden, Träger, Sparren, Dach-
schalung wurden z. T. vom Eisenbahnwagen aus hochgezogen.
Die Binder der Schiebepühnenhalle wurden auf der Baustelle zu-
sammengesetzt und in zwei Hälften mit je zwei Standbäumen über
den Betriebsgleisen aufgerüstet.
Die Firstgelenke der Bogen-
binder und die Stoßverbind-
ungen der Pfetten wurden
freischwebend zusammengebaut.
Aus den Aufstellungsbildern
(Abb. 6 bis 9) ist die Verspan-
nung der Binder durch die durch-
laufenden Fachwerkpfetten und
der Anschluß des Dachtrag-
werks an die Umfassungswände
deutlich zu ersehen. Das be-
holzte Holztragwerk des ersten
Bauteils ist mit einer feuer-
schützenden Erdfarbe gestrichen
worden. Der Anstrich hat nur
kurze Zeit gehalten und ist nach
und nach abgeblättert. Beim
zweiten Bauteil hat man auf den
Anstrich des Holzes verzichtet.
Der erste Bauteil ist nach
achtjährigem Betrieb einer ein-
gehenden Prüfung unterzogen
worden. Hierbei hat sich als
Nachteil der Bauweise heraus-

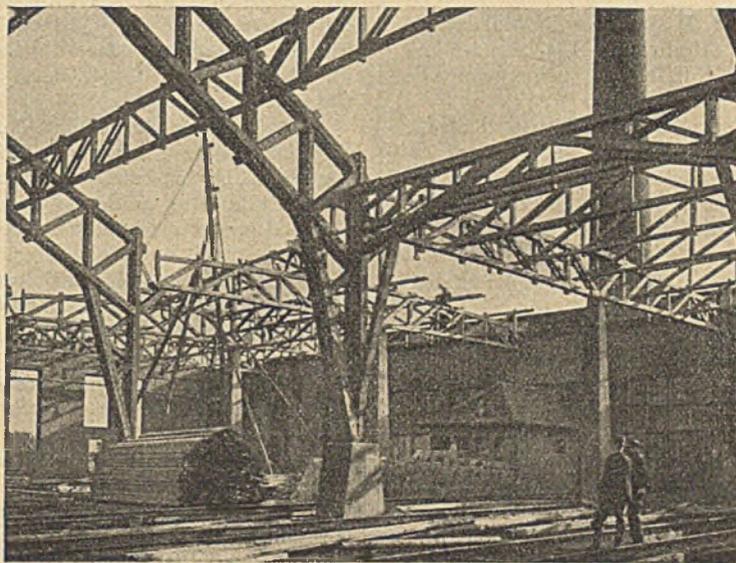


Abb. 8.

Der erste Bauteil ist nach
achtjährigem Betrieb einer ein-
gehenden Prüfung unterzogen
worden. Hierbei hat sich als
Nachteil der Bauweise heraus-

gestellt, daß durch das Schwinden der Hölzer sich Fugen zwischen den Berührungsflächen bilden, besonders bei den vielgliedrigen, breiten Teilen. Ganz abgesehen von der ungünstigen statischen Wirkung sind die Fugen auch deshalb unangenehm, weil sich darin Ruß und Schmutz festsetzen. Von dem Abdämpfen der Lokomotiven schlägt sich Wasser an den Holzteilen nieder, sammelt sich in den Fugen und kann an unzugänglichen Stellen durch Bildung von kleinen Wassersäcken zur Verrostung der eisernen Verbindungsmittel und zum Entstehen von Fäulnisherden Veranlassung geben. Durch das Schwinden des Holzes sind die Stahlstifte so fest eingespannt, daß ein Schließen der offenen Fugen durch Nachziehen der wenigen Schrauben nachträglich nicht möglich ist.

Infolge der geringen Konstruktionshöhen der Binder und Pfetten haben sich im ersten Bauteil auch größere Sackungen ergeben, die bei der geringen Dachneigung 1:20 den Wasserablauf beeinträchtigen. Durch Nachrichten der breiten Rinnen konnten jedoch Wassersäcke vermieden werden. Beim zweiten Bauteil hat man die Träger mit so starker Überhöhung (5 bis 6 cm) abgebunden, daß unter Eigengewicht und Nutzlast rechnermäßig noch eine Überhöhung von mindestens 2 bis 3 cm bleibt. Diese Maßnahme hat sich durchaus bewährt. Sackungen konnten bis jetzt nicht festgestellt werden.

Die neuen Vorschriften für Eisenbauwerke der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnrat Ernst im Eisenbahn-Zentralamt, Berlin.

Die mit Verfügung der Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft vom 25. Februar 1925 — 82 D. 2531 — eingeführten „Vorschriften für Eisenbauwerke, Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken“ (B. E.) bringen gegenüber der vorläufigen Fassung vom Jahre 1922 verschiedene Änderungen und wesentliche Erweiterungen, die im folgenden zusammengestellt sind. Da für die bauliche Ausbildung von eisernen Eisenbahnbrücken besondere Grundsätze aufgestellt werden sollen, ist die bisherige Bezeichnung „Grundlagen für das Entwerfen und Berechnen eiserner Eisenbahnbrücken“ geändert worden in „Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken“.

Für den Neudruck ist die Gliederung der Vorschriften von 1922 im wesentlichen beibehalten worden; lediglich die Bestimmungen, die sich nur auf das Nachrechnen und die Verstärkung bestehender Brücken beziehen, wurden aus dem Hauptteil herausgenommen und in einem besonderen Anhang zusammengestellt. Bei sämtlichen Bezeichnungen, auch denen der Werkstoffe usw., sind die Festsetzungen des Normenausschusses der Deutschen Industrie nach dem neuesten Stande berücksichtigt worden.

Unter A, Vorbemerkungen, ist angeordnet, daß sich die Reichsbahndirektionen bei Benutzung eines zur Wiederverwendung geeigneten Entwurfs davon zu überzeugen haben, daß der Entwurf in allen Einzelheiten den neuen Vorschriften und den Grundsätzen für die bauliche Ausbildung entspricht. Der Abschnitt B I, „Allgemeine Bezeichnungen“, enthält im Unterabschnitt a, Zeichen in der Statik usw., einige neue Bezeichnungen, z. B. unter Maßeinheiten at = Atmosphäre, km/h = Kilometer je Stunde, m/sek = Meter je Sekunde, unter den allgemeinen Formelgrößen k = Profilverhältnis

$$\left(k = \frac{F}{i^2} = \frac{F^2}{J} \right), \text{ unter Ingenieurbauwerke}$$

H = wagerechte Auflagerkraft (Horizontalschub)

H_l = längs } zur Brückenachse.
 H_q = quer }

Unter Form- und Stabeisen, Bleche (S. 5) sind neue Bezeichnungen aufgenommen worden für Rechteck-, Halbrund-, Flachrund- und Sechskanteisen, ferner für Blechtafeln, Riffelbleche, gelochte Bleche und Warzenbleche.

Die bisherigen Bezeichnungen für Form- und Stabeisen und Bleche haben fast ausnahmslos geringe Änderungen erfahren. Es sei erwähnt, daß die Zeichen in der Statik, Festigkeitslehre usw. in dieser Form vom Normenausschuß der Deutschen Industrie bei einem Neudruck des Normenblattes DIN 1350 berücksichtigt werden sollen.

Auf S. 6 sind unter b) Tafeln für die Werte von E , G , ϵ , und für die Reibungszahl μ von eisernen Lagerteilen neu aufgenommen. Zu beachten ist dabei die Festsetzung des Wertes E für Flußstahl St 37 und hochwertigen Baustahl St 48 auf 2 100 000 kg/cm^2 . Nach Abschnitt c, S. 7, können Hauptträgerstäbe, abweichend von der Bezeichnung in Abb. 2, auch nach den sie begrenzenden Knotenpunkten, also z. B. mit D_{II-3} oder $II-3$ statt mit D_3 und mit U_{0-1} oder $0-1$ statt mit U_1 usw. bezeichnet werden.

Im Abschnitt II, Inhalt der Berechnung, wird unter e) gefordert, daß in die Festigkeitsberechnung auch eine Zusammenstellung der Querschnittsformen und Querschnittswerte aller wesentlichen Bauglieder aufzunehmen ist, wofür als Muster die neue Anlage 4 empfohlen wird.

Der Abschnitt III, Art der Berechnung, enthält verschiedene Ergänzungen und Neuerungen. Auf S. 8 wird empfohlen, die Gurtplatten-

Helzhaushallen, 10,25 m Spannweite und 10 m Binderabstand.

a) Holzverbrauch		b) Eisenverbrauch	
1. Binder	0,013 m ³ für 1 m ²	1. Binder	38,0 kg für 1 m ³
2. Pfetten	0,018 „ „ „	2. Pfetten	40,0 „ „ „
3. Sparren	0,019 „ „ „	3. Sparren	5,0 „ „ „
4. Dachschalung	0,026 „ „ „	4. Schalung	10,0 „ „ „
5. Sonstige Bauglieder (Oberlichtkonstruktion Rinnenverkleidung usw.)	0,009 „ „ „		
zus. 0,085 m ³ für 1 m ²			

Schiebebahnhalle 25,5 m Stützweite, 10 m Bundweite.

a) Holzverbrauch		b) Eisenverbrauch	
1. Binder	0,034 m ³ für 1 m ² Grundriß	Grundriß	40,0 kg/m ³
2. Pfetten	0,025 „ „ „		40,0 „
3. Sparren	0,019 „ „ „		5,0 „
4. Schalung	0,029 „ „ „		10,0 „
5. Verschiedenes, Portale, Aufsatz usw.	0,015 „ „ „		5,0 „
zus. 0,122 m ³ für 1 m ² Grundriß			

längen bei Blechträgern zeichnerisch durch Auftragen der Angriffsmomente und der mit σ errechneten ausnutzbaren Momente zu ermitteln. Fabrbahn längs- und -querträger sind unter der Annahme unmittelbarer Belastung zu berechnen; die Erhöhung der Gesamtauflagerdrücke von Fahrbahnträgern um 20% bei der Berechnung der Anschlüsse wird begründet durch die in den oberen Anschlußnieten auftretenden Zugkräfte. Die bisher übliche Berechnung von durchlaufenden Längsträgern ist ausdrücklich auch auf die Endlängsträger ausgedehnt. Die Berechnungsart kann auch schon verwendet werden, wenn die Nachbarträger nur mit oben durchschießenden Platten verbunden sind; Wechselmomente brauchen bei der Berechnung solcher Längsträger nicht berücksichtigt zu werden. Für die Bemessung der oben durchschießenden Platten und ihrer Anschlußniete werden nähere Angaben gemacht. Niete in den Eckaussteifungen von Querträgern können unter gewissen Voraussetzungen bei Berechnung des Anschlusses mitberücksichtigt werden.

Gurtplatten von Blechträgern sind mit mindestens zwei Nietpaaren über ihren rechnerischen Endpunkt hinauszuführen; eins von diesen Nietpaaren kann aber mit dem rechnerischen Endpunkt zusammenfallen.

Bei der Ermittlung des Nietabzugs in den Gurtungen von Blechträgern ist angegeben, in welchem Falle neben den Kopfnieten auch die Halsniete berücksichtigt werden müssen und wie bei Blechträgern ohne Gurtplatten bezüglich des Nietabzugs zu verfahren ist. Nietverschwächungen von Walzträgern sind nach den vorhandenen Nietlöchern zu ermitteln, wobei Nietlöcher im Druckgurt allein nicht zu berücksichtigen sind. Liegen die Querswellen unmittelbar auf Blechträgern, so müssen die Halsniete neben der wagerechten Querkraft auch noch den mit der Stoßzahl σ multiplizierten Auflagerdruck einer Querschwellen (unter der Annahme gleichmäßiger Verteilung auf den Abstand der Schwellenmitten) übertragen können. Beim Stoß von Zug- und Druckstäben müssen die den Stoß deckenden Teile mindestens denselben Querschnitt wie die gestoßenen Teile haben. Für die Berechnung der erforderlichen Nietzahl gilt sinngemäß das im Abschnitt VII, S. 44, beim Anschluß von Zug- und Druckstäben Gesagte.

Ungünstigste Laststellungen, die durch beliebige Kürzung der Fahrzeuge oder Trennung des Zuges möglich sind, die bisher allgemein zu berücksichtigen waren, sind nur noch bei Brücken bis zu 40 m Stützweite in Betracht zu ziehen. Bei größeren Brücken ist aber besonders zu untersuchen, ob die Belastung nur einer Einflußstrecke — auch unter Kürzung der Fahrzeuge — oder die Belastung mehrerer Strecken gleichen Beitrags unter Berücksichtigung von leeren Güterwagen von 5 t Achsdruck (Abb. 20) auf den zwischenliegenden Beitragstrecken entgegengesetzten Einflusses ungünstiger wird.

Für die Berechnung der Fahrbahnträger ist noch bestimmt, daß dabei Seitenstöße und Bremskräfte in der Regel nicht zu berücksichtigen sind. Bei der Berechnung der Lagerteile sind wagerechte Fliehkräfte, Seitenstöße und Winddruck nicht gleichzeitig in Rechnung zu stellen, sondern nur die Kraftwirkung, die die größte Beanspruchung erzeugt. Besonders wird auch auf etwaige beim Bau auftretende vorübergehende Spannungszustände hingewiesen (S. 11) und die hierbei zulässige Beanspruchung angegeben. Für wichtige Bauglieder eines Bauwerks ist gewöhnlicher Flußstahl und hochwertiger Baustahl nach Möglichkeit nicht gleichzeitig zu verwenden.

Im Abschnitt IV, S. 12, wird bestimmt, daß für die Entwurfszeichnungen, auf denen der Entwurf zugrunde gelegte Lastenzug und Baustoff anzugeben sind, bezüglich Form und Ausführung die deutschen Industrienormen maßgebend sind. Der Dezernent oder Referent, der die Entwurfszeichnungen unterschreibt, übernimmt damit (S. 13) nicht nur die Verantwortung für die Zweckmäßigkeit und Wirtschaftlichkeit des Entwurfs, sondern auch dafür, daß der Entwurf frei ist von offensichtlichen Verstößen gegen grundlegende Regeln des Brückenbaues. Am Schlusse des Abschnitts IV werden noch Bestimmungen für von Dritten aufgestellte Festigkeitsberechnungen und Entwurfszeichnungen und für die Prüfung von Werkzeichnungen getroffen.

Im Abschnitt C, Belastungsannahmen, sind sämtliche Tafeln gegenüber den Vorschriften von 1922 übersichtlicher gestaltet. Neu aufgenommen sind die Tafel 2 (S. 16): Verhältniswerte der Biegemomente $\frac{M_{qx}}{\max M_g}$, die bisher in dieser Form nur für die Biegemomente aus Verkehrslast berechnet war, und die Tafel 11 (S. 27): Größte positive Querkkräfte Q_{px} für ein Gleis, die das Auftragen der Querkraftlinien aus Verkehrslast (Abb. 25) sehr erleichtert. Damit sind zugleich auch die größten Auflagerkräfte aus Verkehrslast angegeben, die bisher besonders errechnet werden mußten. Die Tafeln 8 bis 10 auf S. 24 bis 26 enthalten für die Lastenzüge N , E und G die Angaben zur Berechnung der Querkkräfte Q_{px} aus Verkehrslast für ein Gleis, die in der bisherigen Vorschrift für alle drei Lastenzüge in einer Tafel 3 zusammengefaßt waren. Durch diese Trennung ist es möglich geworden, die für die einzelnen Belastungslängen maßgebenden Lastenfolgen anzugeben, was sich besonders für den Lastenzug G als notwendig erwiesen hat. Der Absatz betreffend die Stoßzahl φ ist aus Zweckmäßigkeitsgründen samt der zugehörigen Tafel 3 aus dem Abschnitt D, zulässige Spannungen, in den Abschnitt C, b, Verkehrslast, übernommen worden.

Im einzelnen sind noch folgende Ergänzungen des Abschnitts C zu erwähnen:

Auf S. 14 sind im Unterabschnitt I. Hauptkräfte die Gewichte des Oberbaues (Schienen, Kleineisenzeug) ohne Bettung für N , E - und G -Brücken angegeben.

Die Fußnote auf S. 16 wurde mit Rücksicht auf das Nachrechnen der bestehenden Brücken durch die Angaben der für die vorläufige noch bestehenden H -, J - und K -Brücken maßgebenden Lastenzüge ergänzt. Beim Lastenzug G wurden die Achsdrücke der Güterwagen (Abb. 20) unter Beibehaltung des Metergewichts von 4 t/m den heute tatsächlich verkehrenden Wagen entsprechend von 12 auf 16 t erhöht (vergl. das neue Achsdruckverzeichnis). Die größten Momente M_{px} aus Verkehrslast für den Lastenzug G (Tafel 4) änderten sich dadurch bei Stützweiten $l \geq 24$ m und die Querkkräfte Q_{px} (Tafel 10) bei Belastungslängen $l_x \geq 20,5$ m, in beiden Fällen jedoch nur unwesentlich. Die Erläuterungen für den Lastenzug G wurden außerdem etwas schärfer gefaßt. Der Absatz „Stoßzahl“ enthält neue Angaben für die Bestimmung der Stoßzahl bei Fachwerkbrücken mit Schwellen unmittelbar auf den Hauptträgern und für kurze Konsolträger zwischen Endquerträger und Widerlager. Bei Bogenbrücken ohne aufgehobenen Horizontalschub ist künftig mit der dem 0,75 fachen der Spannweite statt mit der der halben Spannweite entsprechenden (also mit einer etwas kleineren) Stoßzahl φ zu rechnen. Ebenso ist bei zwei- und mehrgleisigen Brücken mit nur zwei Hauptträgern wegen der größeren ständigen Last künftig die der doppelten Stützweite entsprechende Stoßzahl zugrunde zu legen. Für die Bestimmung der Stoßzahl der Stützenmomente und Auflagerkräfte durchlaufender Träger ist unterschieden zwischen durchlaufenden Trägern mit Gelenken und solchen ohne Gelenke. Die Tafel 3 wurde von Stützweiten $l = 10$ m ab für zwischenliegende Werte von l ergänzt, so daß künftig keine Einschaltungen mehr nötig sind. Ferner enthält die Tafel noch Angaben für die Stoßzahl in den Fällen, in denen die Schienenstöße auf der Brücke geschweißt sind oder Schienenstöße überhaupt nicht vorhanden sind.

Der Erddruck auf die Widerlager wird ohne Berücksichtigung der Stoßzahl φ ermittelt und die Höhe der die Verkehrslast ersetzenden Erdschicht h (von Schwellenoberkante ab gemessen) für die Lastenzüge E und G etwas vergrößert.

Unter γ , Querträgerbelastungen, ist die Abb. 26 b Momentenlinie für die Verkehrslast bei zweigleisigen Brücken neu aufgenommen worden.

Bei der Berechnung von Fußwegträgern und Bahnsteigen ist besonders erwähnt, daß hier die Verkehrslasten ohne Stoßzuschlag in die Rechnung einzuführen sind und daß neben den Geländern auch die Fußwegkonsolträger für eine wagerechte, am Geländerholm angreifende Belastung zu berechnen sind, die bei öffentlichen Fußsteigen entsprechend den Festsetzungen des Normenausschusses der Deutschen Industrie künftig nur noch 80 kg/m statt bisher 100 kg/m beträgt.

Nach dem Abschnitt c, Fliehkräfte, S. 31, sind im Gegensatz zu den bisherigen Vorschriften von 1922 die sich aus der wagerechten Fliehkraft ergebenden Momente und Querkkräfte ebenfalls mit der Stoßzahl φ zu multiplizieren. Der innere Hauptträger bei Brücken in Krümmungen ist in Übereinstimmung mit dem Sonderdruck von Kommerell und Schulz über den Einfluß der Fliehkräfte statt für eine zwischen der Rubelage und der größten zulässigen Zuggeschwindigkeit v gemittelte Geschwindigkeit für die halbe größte Fliehkraft, also entsprechend einer Geschwindigkeit von $0,71 v$ zu berechnen. Bei Gefällstrecken kann die für die Berechnung der Fliehkräfte im allgemeinen maßgebende größtzulässige Zuggeschwindigkeit nach den Vorschriften der Eisenbahnbau- und Betriebsordnung ermäßigt werden. Besonders wird noch hervorgehoben, daß in gewissen Fällen der äußere Hauptträger durch die halbe größte Fliehkraft und umgekehrt der innere Hauptträger durch die größte Fliehkraft am ungünstigsten beansprucht werden. Als wertvolle Hilfsmittel für die Berechnung des Einflusses von Fliehkräften wird auf die Abhandlungen von Kommerell und Schulz und von Karig verwiesen, die beide im Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, als Sonderdrucke erscheinen und den Dienststellen der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft überwiesen werden. Im Abschnitt d, Wärmeschwankungen, S. 33, ist erwähnt, daß für die Berechnung von ständig im Schatten liegenden Bauteilen die sonst üblichen Grenzen der Wärmeschwankungen herabgesetzt werden können.

Im Unterabschnitt II, Winddruck und Zusatzkräfte, werden als vom Winde getroffene Flächen bei Überbauten mit gegliederten Hauptträgern sowohl bei unbelasteter als auch bei belasteter Brücke neben dem Fahrband bzw. dem Fahrband- und Verkehrsband nur noch die über und unter dem Fahrband liegenden Teile beider Hauptträger angenommen, während bisher auch die vom Fahrband gedeckten Teile der Hauptträger mitgerechnet wurden. Bei belasteten Brücken ist ferner der Unterschied zwischen Deck- und Trogbriicken weggefallen. Die Bestimmungen sind durch die neuen Abb. 27 bis 30 näher erläutert. Neu ist auch der Zusatz auf S. 34, daß bei untenliegender Fahrband die senkrechten und wagerechten Portalkräfte, die durch die Windbelastung der oberen Verbände entstehen, zu berücksichtigen sind.

Der Absatz b, Bremskräfte, enthält eingehende Angaben über die Berücksichtigung der Bremskräfte; Anfahrkräfte sind nicht mehr in Rechnung zu stellen. Besonders sei erwähnt, daß in Zukunft alle den Überbau belastenden Lokomotiv- und Wagenachsen gleichmäßig zur Berechnung der Bremskraft herangezogen werden und daß die Bremskraft ohne Stoßzahl einzuführen ist. Ferner sind Bestimmungen für die Verteilung der Bremskräfte auf die festen und beweglichen Lager getroffen.

Der in Rechnung zu stellende Seitenstoß ist für alle Lastenzüge einheitlich auf 6 t festgesetzt; eine Stoßzahl ist hierbei nicht zu berücksichtigen. Die Bauteile, bei deren Berechnung dieser Seitenstoß zu berücksichtigen ist, sind näher bezeichnet worden. Ähnliche Angaben sind auch im Abschnitt d für die Berücksichtigung der Reibungswiderstände beweglicher Lager gemacht, wobei besonders darauf hingewiesen wird, daß als Reibungswiderstand zur Entlastung des festen Lagers von Bremskräften höchstens die Hälfte der angegebenen Reibungszahlen in die Rechnung einzuführen ist.

Abschnitt D. Zulässige Spannungen usw.

In der Tafel 15, S. 36, sind die zulässigen Spannungen für den hochwertigen Baustahl St 48 neu aufgenommen worden. Da nach der bisherigen Fassung der Tafel 15 Zweifel entstehen konnten, welche Spannungen bei bestehenden Brücken aus dem Jahre 1895 zulässig waren, ist unterschieden zwischen Flußeisen, das vor 1895, und solchem, das nach 1894 eingebaut ist.

Im Unterabschnitt III, Berechnung der Druckstäbe, ist erwähnt, daß die Endstreben von trapezförmigen Hauptträgern für die Berechnung auf Knickung als Gurtstäbe zu betrachten sind und daß bei sich kreuzenden Stäben, von denen der eine Druck, der andere Zug erhält, der Kreuzungspunkt als ein in der Trägerebene und senkrecht dazu festliegender Punkt vorzusetzen ist, falls die sich kreuzenden Stäbe in ihm mit mindestens zwei Nieten (bei zweiteiligen Stäben in jedem Teil) miteinander verbunden sind. Stäbe mit größerem Schlankheitsgrad als $\lambda = 150$ sollen im allgemeinen nicht verwendet werden; bei Stäben mit veränderlichem Querschnitt ist der Schlankheitsgrad unter Zugrundelegung des Querschnitts in Stabmitte zu berechnen.

Die Knickspannungslinie für Flußstahl St 37 (Abb. 32) hat durch die Festsetzung des Elastizitätsmaßes E auf $2\,100\,000$ kg/cm² (statt $2\,150\,000$ kg/cm²) bei Schlankheitsgraden $\lambda \geq 60$ eine kleine Änderung erfahren. Die Knicksicherheit ν wurde bei Belastung nur durch die Hauptkräfte für alle Eisen- und Stahlsorten im elastischen Bereich ($\lambda \geq 100$) von 4,0 auf 3,5 herabgesetzt (wie bei Ingenieurhochbauten). Die Abb. 32 wurde ergänzt durch die Linie der zulässigen Druckspannungen σ_{zul} für Flußstahl St 37, deren Entstehung auf S. 39 er-

läutert wird. Durch die neue, für alle Eisen- und Stahlsorten nach denselben Grundsätzen erfolgende Festsetzung der σ_{dul} -Linien ergeben sich gegenüber den bisherigen Vorschriften von 1922 kleinere Knickzahlen ω (s. Tafel 16), womit eine wesentliche Werkstoffersparnis verbunden ist. Die Tafel 16 enthält neben den Knickspannungen σ_K und Knickzahlen ω für Schweißisen und Flußstahl St 37 auch die Werte für den hochwertigen Baustahl St 48. Bei Berechnung von Druckstäben mit außermittigem Kraftangriff ist noch erwähnt, daß die Momente M und das Widerstandsmoment W_n auf die Achse des unverschwächten Querschnitts zu beziehen sind.

Auf S. 40/41 sind ähnlich wie in den künftigen einheitlichen technischen Baupolizeibestimmungen Gebrauchsformeln für Druckstäbe entwickelt, die in Tafel 18 noch besonders zusammengestellt sind. Sie gestatten im unelastischen Bereich ($\lambda \leq 100$) die Bestimmung des erforderlichen Querschnitts F und im elastischen Bereich ($\lambda > 100$) die des erforderlichen Trägheitsmomentes J bei gegebener Stabkraft S und unter Verwendung des Profilwertes k , dessen Werte für einige Querschnitte in der Tafel 17 gegeben sind. Weitere Zusammenstellungen der Werte von k für die bei Eisenbahnbrücken am häufigsten verwendeten Querschnitte von Druckstäben werden zurzeit im Eisenbahn-Zentralamt ausgearbeitet und den Reichsbahndirektionen später überwiesen werden.

Auf den rechnerischen Nachweis der Tragfähigkeit der Einzelstäbe darf bei mehrteiligen Druckstäben künftig nur noch verzichtet werden, wenn neben der schon bisher bestehenden Bedingung, daß der Schlankheitsgrad des Einzelstabes nicht größer als der Schlankheitsgrad des ganzen Stabes und nicht größer als 30 sein darf, auch das Trägheitsmoment in bezug auf die materialfreie Achse des Querschnitts um mindestens 10% größer ist als das in bezug auf die Materialachse. Als freie Knicklänge der Einzelstäbe darf sowohl bei Vergitterungen als auch bei Bindeblechen der Abstand der inneren Anschlußniete gewählt werden. Falls die Querkraft nicht rechnerungsmäßig ermittelt wird, sind für die Bindebleche und Vergitterungen die zulässigen Spannungen der Tafel 15 maßgebend. Besonders wichtig ist die Bestimmung, daß bei mehrteiligen Wechselstäben, deren Druckkraft im Verhältnis zur Zugkraft sehr klein ist, von den Regeln dieses Absatzes sinngemäß abgewichen werden darf. Die Wechselstäbe und Wechselträger werden nach den neuen Vorschriften wesentlich günstiger als bisher gestellt, da künftig zu der größten Zug- bzw. Druckkraft nur noch das 0,3fache der zugehörigen größten Druck- bzw. Zugkraft hinzuzurechnen ist. Dasselbe gilt auch für Wechselmomente. Für den Fall, daß die Druckkraft im Verhältnis zur Zugkraft sehr groß ist, ist Vorsorge getroffen, daß dieses Verhältnis auch in dem Nietabzug des Querschnitts zum Ausdruck kommt. Eine weitere Erleichterung bedeutet die Bestimmung, daß Hauptträgerteile nur noch für die Hauptkräfte (ohne Wärmewirkung) auf Wechselwirkung zu untersuchen sind. Selbstverständlich sind solche Hauptträgerteile auch noch für Wärmewirkung, Haupt-, Wind und Zusatzkräfte ohne Wechselwirkung zu berechnen; der ungünstigere Fall ist dann für die Bemessung maßgebend. (Die unterschiedliche Behandlung der Wechselstäbe von reinen Zug- und Druckstäben wurde beibehalten, weil sich bei den umfangreichen Versuchsmessungen an Brücken in der Schweiz, England und Amerika und bei uns gezeigt hat, daß die Wechselstäbe besonders empfindlich sind und bei der Feststellung der Stoßzahl ganz aus dem Rahmen fallen. Bei den demnächst bei uns in Aussicht genommenen Versuchsmessungen soll besonders untersucht werden, ob die nach den „Berechnungsgrundlagen“ kräftiger bemessenen Wechselstäbe sich besser einfügen.)

Die bisherige Berechnungsart oben offener Brücken, die in Wirklichkeit unmögliche Belastungsannahmen voraussetzte und in ihrem Ergebnis zu Widersprüchen führte, ist geändert worden. Die neue Berechnungsart besteht im wesentlichen in der Annahme einer nach außen oder innen wirkenden Seitenkraft von $\frac{1}{100}$ der größten Stabkraft der benachbarten Gurtstäbe und darf sinngemäß auch auf die Berechnung von Stäben ausgedehnt werden, die ein seitliches Ausweichen von Druckstäben in der Trägerebene verhindern sollen. Außerdem bleibt es freigestellt, statt einer solchen Überschlagsrechnung auch eingehendere Rechnungsverfahren anzuwenden.

Die zulässigen Zug- und Biegungsspannungen der Glieder von Wind- und Querverbänden (hierzu rechnen auch die Brems- und Schlingerverbände) sind nicht mehr nach der Stützweite der Verbände abgestuft, sondern für einen bestimmten Baustoff für alle Stützweiten einheitlich festgesetzt worden, z. B. für Flußstahl St 37 auf 1000 kg/cm² und für hochwertigen Baustahl St 48 auf 1300 kg/cm². Bilden Fahrbrückenträger oder vollwandige Hauptträger die Gurtungen dieser Verbände, so brauchen, wie für die Berücksichtigung der Seitenstöße und Windkräfte schon oben erwähnt ist, die durch diese Kräfte und die Fliehkräfte in ihnen erzeugten Spannungen nicht nachgewiesen zu werden. Besonders sei hervorgehoben, daß auch für die Druckstäbe dieser Verbände die ω -Werte der Tafel 16 in die Rechnung einzuführen sind; dadurch

ergeben sich infolge der geringeren zulässigen Zug- und Biegungsspannung für solche Verbände höhere Knicksicherheitsgrade. Gekreuzte steife Streben von Windverbänden sind, abgesehen von der erforderlichen Knicksicherheit, nach den früheren preußischen Bestimmungen zu berechnen. Am Schluß dieses Absatzes sind noch Bestimmungen für die Berechnung von Windverbänden bei sehr schiefen Brücken getroffen.

Die Bezeichnungen für Niete und Schrauben sind in die Anlagen aufgenommen (Anlage 6) und den neuesten Normenblättern angepaßt worden. Wesentlich ist (s. Abschnitt VII) die Festsetzung des zulässigen Lochleibungsdrucks von Nieten und eingepaßten Schrauben auf das Zweieinhalbfache der zulässigen Zug- und Biegungsspannung der anzuschließenden Teile.¹⁾ Dementsprechend wurden die Tafeln, Anlagen 7 bis 11, umgerechnet. Als weitere Ergänzung sind nomographische Tafeln (vergl. „Die Bautechnik“ 1925, S. 74) für die Nietberechnung aufgenommen worden (Anlagen 12 u. 13). Die Wechselstäbe wurden auch hinsichtlich ihrer Anschlüsse günstiger gestellt als bisher, indem künftig Wechselstäbe nur noch dann nach ihrem nutzbaren Querschnitt F_n anzuschließen sind, wenn für ihre Bemessung nicht die Knickbelastung maßgebend ist. Bei Wechselstäben, für deren Bemessung dagegen die Knickbelastung maßgebend ist, ist der Anschluß nach der Wechselbelastung auszubilden, wofür nähere Angaben gemacht werden.

Für Anschlüsse von Stäben mit Beiwinkeln werden besondere Bestimmungen getroffen. Am Schluß des Abschnitts VII wird noch erwähnt, daß die Anschlüsse der Stäbe von Wind-, Quer-, Brems- und Schlingerverbänden nach der größten auftretenden Stabkraft zu bemessen sind und daß bei Stoßverbindungen und bei den Anschlüssen an die Knotenbleche die Stoßlaschen und Nietanschlüsse für die einzelnen Querschnittsteile getrennt zu berechnen sind.

Im Abschnitt VIII sind die zulässigen Spannungen der eisernen Lagerteile durchweg gegenüber den bisherigen Vorschriften wesentlich erhöht und durch die zulässigen Spannungen mit Berücksichtigung der Wind- und Zusatzkräfte für die Berührungsflächen solcher Lager, die sich im unbelasteten Zustande nur in einem Punkte oder in einer Linie berühren, ergänzt worden.

Die Angaben für die Bemessung der Stoßzahl bei der Berechnung der Lager und Gelenke sind auf S. 17 u. 20 im Abschnitt „Stoßzahl“ enthalten. Der zulässige Lochleibungsdruck von Gelenkbolzen wurde auf das 1,3fache der zulässigen Zug- und Biegungsspannung der anzuschließenden Teile festgesetzt.

Nach Abschnitt IX ist für Brücken mit hochliegender Fabrbahn die Standsicherheit gegen Umkippen unter Berücksichtigung von leeren Güterwagen von 1,25 t/m (bisher 1 t/m) Gewicht zu berechnen. Neu ist auch die Forderung des Nachweises der Sicherheit gegen Abheben von den Lagern bei durchlaufenden Trägern ohne Gelenke und mit Gelenken. Eine Verankerung ist in beiden Fällen erst verlangt, wenn der Sicherheitsgrad kleiner als 1,3 (bisher 1,5) ist. Nur bei weit gestützten Brücken wird gegen Umkippen ein Sicherheitsgrad von etwa 1,5 empfohlen.

Die zulässigen Spannungen von Auflagersteinen usw. (Abschnitt X) sind, mit Ausnahme von Mauerwerk aus Bruchsteinen, erhöht worden; dagegen wird bei Granit und ähnlich festem Gestein eine gegenüber früher höhere Würfelsteifigkeit von 700 kg/cm² und für den Beton unmittelbar unter den eisernen Lagern nach 28tägiger Erhärtung eine solche von mindestens 300 kg/cm² gefordert, und zwar bei Würfeln von 20 cm Kantenlänge. Die Stoßzahl wird nur berücksichtigt bei Berechnung der Spannungen der Fugen zwischen den eisernen Lagern und den steinernen Unterstüzungen, bei der Berechnung der Auflagersteine und des Mauerwerks unmittelbar unter den Auflagersteinen, nicht aber bei der Berechnung der Pressungen der übrigen Fugen und der Bodenpressungen.

Im Abschnitt XI sind die zulässigen Spannungen für Holzschwellen und -beläge angegeben, die gegenüber den bisherigen Vorschriften zum Teil höher sind; außerdem sind die Angaben noch für Kiefernholz und für die Schubspannung \perp zur Faser ergänzt worden. Hölzerne Querschwellen sind im allgemeinen nur für die Hauptkräfte und nur auf Biegung, nicht auf Flächendruck zu berechnen. Die in Tafel 21 angegebenen Werte gelten für die Hauptkräfte und dürfen bei Berücksichtigung der Wind- und Zusatzkräfte noch um 10% erhöht werden.

Bei der Berechnung der Durchbiegung und Überhöhung der Hauptträger (Abschnitt E) ist die Verkehrslast ohne Stoßwirkung und ohne Fliehkräfte anzunehmen und der volle Querschnitt ohne Nietabzug in Rechnung zu stellen; Wind- und Zusatzkräfte brauchen nicht berücksichtigt zu werden. Die von der Verkehrslast herrührende rechnerische Durchbiegung soll in der Regel nicht mehr als $\frac{1}{300}$ (bisher $\frac{1}{1000}$) der Stützweite betragen und darf bei Walzträgern in Beton höchstens $\frac{1}{700}$ (bisher $\frac{1}{300}$) der Stützweite erreichen. Für Vollwand-

¹⁾ Vergl. hierzu „Die Bautechnik“ 1925, Heft 10, S. 115 (Pilder). Die Schriftleitung.

träger auf zwei Stützen mit gleichbleibendem Querschnitt und für Blechträger werden Formeln für die Durchbiegung gegeben.

Der Gewichtsrechnung nach dem Muster der Anlage 14 soll in Zukunft auch eine Berechnung sämtlicher mit Deckanstrich zu versehenen Eisenflächen angefügt werden.

Der Anhang, S. 50 bis 54, enthält, wie schon eingangs erwähnt, besondere Bestimmungen für das Nachrechnen und die Verstärkung eiserner Brücken. Zu den schon bisher geltenden Bestimmungen für bestehende Brücken sind zahlreiche neue hinzugefügt, die wesentliche Erleichterungen für das Einstufen bestehender Brücken in die verschiedenen Brückenklassen bringen. Bei der Einstufung und der Beurteilung einer etwaigen Verstärkung darf der Unterhaltungszustand und das Verhalten eines Bauwerks im Betriebe weitgehend berücksichtigt werden; auf Einzelheiten kann im Rahmen dieses Aufsatzes nicht näher eingegangen werden. Besonders hervorgehoben sei nur, daß für das Berechnen von gußeisernen Säulen bestehender Brücken in Anlehnung an das ω -Verfahren neue Bestimmungen getroffen wurden, wobei auch Säulen mit veränderlichem Querschnitt berücksichtigt sind.

Die Anlagen wurden, wie schon erwähnt, durch Muster für eine Zusammenstellung der Querschnittsformen und Querschnittswerte der wesentlichen Glieder eines Bauwerks (Anlage 4) und durch die nomographischen Tafeln für die Nietberechnung (Anlagen 12 u. 13) vermehrt. Einige bedeutungsvollere Änderungen und Ergänzungen der übrigen Anlagen sollen noch kurz angedeutet werden.

In der Anlage 1 wird auf S. 1 bestimmt, daß in den Spalten 8 bis 18 auf S. 2 bei durchlaufenden Trägern und Auslegerträgern neben den Zahlen für die aus den verschiedenen Überbauten gebildete geschlossene Einheit bei den ersteren auch die Zahlen für die einzelnen Öffnungen und bei den letzteren die Zahlen für die einzelnen Trägerabschnitte (Krag- und Schwebeträger) anzugeben sind. Im Brückenverzeichnis, Anlage 2, ist auf S. 2 eine neue Spalte (7) für die Anstrichfläche aufgenommen worden. Das Muster für die 1. Seite der Festigkeitsberechnung (Anlage 3) enthält Spalten für die berechnete und zulässige Durchbiegung der Hauptträger. Da die bisherige Anlage 4 in die zwei Anlagen 4 u. 5 geteilt wurde und außerdem bei Belastung durch Haupt-, Wind- und Zusatzkräfte Wechselwirkung

nicht mehr zu berücksichtigen ist, konnten die Spalten in beiden Anlagen trotz einiger Ergänzungen (z. B. hinsichtlich der Anschlüsse der Trägerteile) breiter gewählt werden als bisher, was besonders für die Angaben der Querschnittsformen und Trägheitsmomente unbedingt nötig war. Die Anlagen 7 bis 11 wurden entsprechend den neuen Bestimmungen über den zulässigen Lochleibungsdruck neu berechnet. In jeder dieser Anlagen wurde durch starke Trennungsstriche hervorgehoben, für welche Bohrungstiefen ein- und zweischnittige Niete jeweils auf Abscheren bzw. auf Lochleibungsdruck zu berechnen sind.

In der Anlage 14 sind zur Beseitigung von Widersprüchen mit den Bestimmungen für die Gewichtsrechnung auf S. 49 einige Umstellungen gemacht. Die Flächenberechnung für gebogene Bleche (Nr. 6) wird künftig genauere Ergebnisse liefern als die bisherige Näherungsrechnung. Die nach den neuen Vorschriften geforderte Anstrichflächenberechnung wird an diese Gewichtsrechnung angeschlossen.

Bei der Festsetzung der neuen Vorschriften war das Streben nach möglicher Wirtschaftlichkeit beim Bau von eisernen Eisenbahnbrücken richtunggebend. Nach der eingangs erwähnten Verfügung sind die neuen Vorschriften allen neuen Entwürfen für eiserne Eisenbahnbrücken und allen bisher noch nicht in Angriff genommenen Nachrechnungen bestehender eiserner Eisenbahnbrücken zugrunde zu legen. Da die neuen Bestimmungen gegenüber den vorläufigen fast durchweg günstigere Berechnungsannahmen enthalten, so erübrigt sich im allgemeinen eine Überprüfung bereits abgeschlossener Nachrechnungen von bestehenden Brücken. Gemäß der Einführungsverfügung sind bereits abgeschlossene Nachrechnungen im allgemeinen nur dann nach den neuen Vorschriften neu aufzustellen, wenn durch ihre Anwendung wesentlich andere Einstufungen einzelner eiserner Brücken zu erwarten sind, wie z. B. bei Fachwerkträgern, deren Wechselstäbe nach den bisherigen Vorschriften ungünstiger gestellt sind als nach den neuen.

Zusammen mit den demnächst erscheinenden Grundsätzen für die bauliche Ausbildung dürften die Berechnungsgrundlagen weiterhin wesentlich zu der wünschenswerten Vereinheitlichung auf dem Gebiete des Eisenbrückenbaues beitragen.

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66.) Das am 24. März ausgegebene Heft 6 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Regierungspräsident Krüger: Die Ausichten des Wohnungsbaues im Jahre 1925. Oberbaurat Dr.-Ing. Dr. rer. pol. R. Heiligenthal: Heidelberg. Prof. L. Peters: Landarbeiterwohnheime für die Provinz Brandenburg.

Vorschriften für Eisenbauwerke. Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken (B. E.). (Rundschreiben der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft — 82. D. 2531 — vom 25. Februar 1925.) Die in der endgültigen Fassung festgesetzten „Vorschriften für Eisenbauwerke, Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken (B. E.)“ und die besonders gedruckte Sammlung der in den Vorschriften enthaltenen Tafeln¹⁾ werden der Gruppenverwaltung Bayern und den Reichsbahndirektionen demnächst in der angeforderten Anzahl von dem Eisenbahn-Zentralamt übersandt werden. Sie treten mit ihrem Eingang in Kraft.

Wir ersuchen, die neuen Vorschriften allen neuen Entwürfen für eiserne Eisenbahnbrücken und allen bisher noch nicht in Angriff genommenen Nachrechnungen bestehender eiserner Eisenbahnbrücken zugrunde zu legen. Bereits abgeschlossene Nachrechnungen sind im allgemeinen nur dann nach den neuen Vorschriften neu aufzustellen, wenn durch ihre Anwendung wesentlich andere Einstufungen einzelner eiserner Brücken zu erwarten sind, wie z. B. bei Fachwerkskragträgern, deren Wechselstäbe nach den bisherigen Vorschriften ungünstiger gestellt sind als nach den neuen.

Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft. Der Generaldirektor.
(gez.) Oeser.

Niete aus hochwertigem Baustahl. (Rundschreiben der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft — 82. D. 4678 — vom 11. März 1925.) Bei Abnahme von Eisenbauten aus hochwertigem Baustahl St 48 war oft die Feststellung, ob Niete aus St 48 verwendet wurden, deshalb mit Schwierigkeiten verknüpft, weil das vorgeschriebene erhabene Zeichen „H“ auf dem Setzkopf nach dem Schlagen des Nietes kaum sichtbar oder ganz verschwunden war. Es erscheint deshalb notwendig, in den Gegenhalten zum Schutze des Zeichens „H“ eine kleine Ausdrehung vorzusehen. Die Reichsbahndirektionen wollen die Eisenbauanstalten ersuchen, diese Maßnahme durchzuführen.

¹⁾ Erschienen im Verlage von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66. Die Schriftleitung.

Neben noch den Setzkopf soweit abzuflachen, daß das Zeichen „H“ auf der durch die Abflachung entstehenden Kreisfläche Platz findet, scheint nicht nötig zu sein.

Über die Bewährung der Maßnahme ersuchen wir bis zum 1. Oktober 1925 um Mitteilung.

Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft. Hauptverwaltung.
(gez.) Kraefft.

Nietberechnungen mit Hilfe von nomographischen Tafeln. Eine Zuschrift des Herrn Ingenieur Wachsmann, Wien XV, Zwölfergasse 6, veranlaßt mich, zu diesem in der „Bautechnik“ 1925, Heft 7, S. 74, von mir veröffentlichten Aufsatz folgendes festzustellen:

Zweifellos hat Herr Wachsmann in seinem Buch „Nomogramme (graphische Tafeln) für Eisenbaukonstruktionen“ auf S. 61 u. 62 schon im Jahre 1924 Tafeln für die Berechnung von Nieten angegeben. Bei der Aufstellung der von mir veröffentlichten Nomogramme handelt es sich aber nicht, wie Herr Wachsmann annimmt, um eine Umarbeitung seiner Tafeln, die ich übrigens bei der Aufstellung meiner Tafeln nicht benutzt habe, sondern mir lag nur daran, für unsere „Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken“ ein dieses Vorschriften angepaßtes einfaches Verfahren zur Berechnung der Niete zu bringen.

Ein Vergleich der von mir entworfenen Tafeln mit den Nomogrammen des genannten Buches läßt klar erkennen, daß hier grundlegende Unterschiede hinsichtlich der angewandten Formeln und besonders auch in bezug auf Anordnung und Aufbau der Tafeln bestehen, mit anderen Worten, daß es sich bei meiner Veröffentlichung um eine selbständige Arbeit handelt. Das einzige Gemeinschaftliche beider Arbeiten ist eben die Anwendung der „Nomographie“ für einen bestimmten Zweck, für die weder Herr Wachsmann noch ich Prioritätsansprüche erheben können.

Dr.-Ing. Kommerell, Reichsbahnoberrat.

Die Stufenbahn („trottoir roulant“) als Straßenverkehrsmittel bildet den Gegenstand eines Vorschlages zur Beseitigung zunehmender Verkehrsnöte im Geschäftsviertel in Atlanta (V. St. A.), über den „Electr. Ry. Journ.“ vom 24. Januar 1925 ausführlich berichtet. Es handelt sich dabei um zwei Strecken der Peachtree-Whitehall-Straße und der Marietta-Edgewood-Straße von zusammen etwa 1600 m Länge mit besonders starkem Fußgängerverkehr. Wie aus den Abbildungen ersichtlich, ist die Bahn als ein dreifaches Förderband gedacht, dessen einzelne Streifen in bekannter Weise sich verschieden schnell dergestalt bewegen, daß der neben dem festen Bürgersteig befindliche

Streifen mit 3,2 km, der mittlere mit 6,4 und der äußerste mit 9,6 km Geschwindigkeit in der Stunde läuft. Der vom festen Fußwege nach dem mit Sitzbänken ausgestatteten äußersten Hauptförderstreifen strebende Fußgänger vergrößert also allmählich seine Fördergeschwindigkeit von 0 auf 9,6 km/Std. Die ganze Anlage ist etwa 2,2 bis 2,5 m unter Straßenoberkante gedacht, und zwar — in beiden Richtungen — auf jeder Seite des Fahrdammes; das angegebene Maß von etwa 3,6 m Gesamtbreite wird bei der Darstellung Abb. 1 allerdings offenbar überschritten.

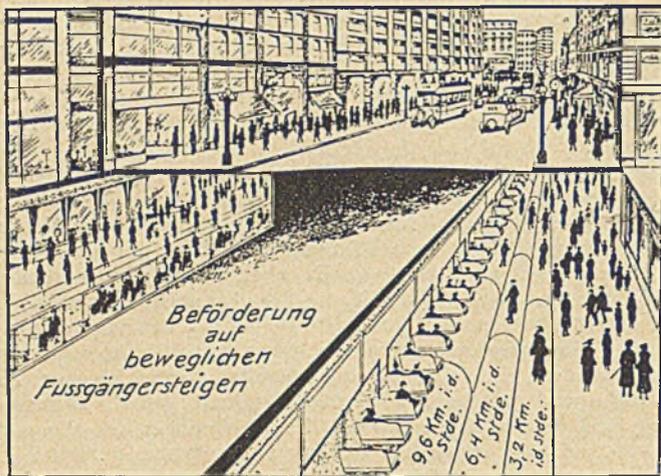


Abb. 1. Schaubild.

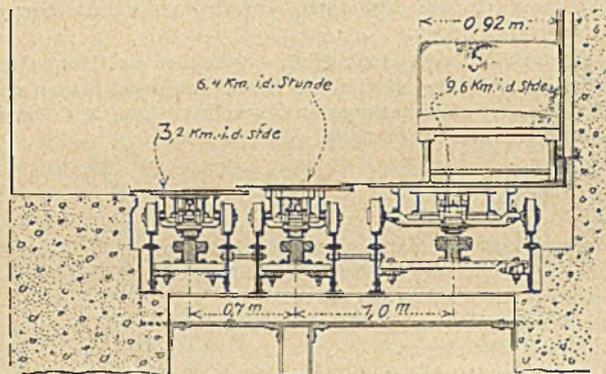


Abb. 2. Schnitt.

Nach Abb. 2 ruht jeder Streifen auf einer Reihe kleiner Förderwagen, deren Räder auf miteinander fest verbundenen Schienen laufen und deren sich 7,5 cm überdeckende Plattformen aus Riffelblech mit Asphaltauflage bestehen. Als Antrieb soll ein elektrisch bewegtes Zahnstangengetriebe dienen; die Kosten der Anlage, die bei der vorstehend angegebenen — ohne Schwierigkeit um 50% steigerungsfähigen — Geschwindigkeit stündlich 23 600 Personen befördern kann, sind mit ungefähr 1/5 der eines an der gleichen Stelle anzulegenden viergleisigen Straßenbahntunnels veranschlagt. Ki.

Eine amerikanische Wasserkraftanlage. Wie wir einem Berichte von Dipl.-Ing. Hamm in der D. A. Z. entnehmen, ist in den Vereinigten Staaten gegenwärtig eine große Wasserkraftanlage im Bau und ihrer Vollendung nahe. Sie nutzt die Kraft des Tennessee aus, eines Stromes, der annähernd die Größe des Rheins hat und das Gebiet der Staaten Tennessee, Kentucky und Alabama durchfließt.

Hier sind gegenwärtig drei Staudämme im Bau, von denen zwei je ein Kraftwerk enthalten; der dritte dient lediglich der Schifffahrt. Der Fluß ist an dieser Stelle außerordentlich flach, seine Wassertiefe wechselt zwischen 30 cm bei Niedrigwasser und 1,5 m bei Hochwasser. Die Wassermenge ist dagegen sehr beträchtlich, sie beträgt bei Niedrigwasser 260 m³/Sek., bei Hochwasser bis zu 17 600 m³/Sek. Da an dieser Stelle nun auch die Ufer ziemlich hoch und steil sind, ist sie wie geschaffen zu einer Stauanlage, die sowohl der Krafterzeugung wie auch der Schifffahrt dient. Der erste Damm hat eine Stauhöhe von 2,6 m, so daß die Wassertiefe zwischen ihm und dem weiter oberhalb gelegenen Damm II für Flußschifffahrt ausreichend ist. Damm II selbst hat eine Stauhöhe von 30 m, Damm III eine solche von 12,5 m. Das in Damm II eingebaute Maschinenhaus wird eine Leistung von 450 000 kW erhalten, das Maschinenhaus des Dammes III eine Leistung von 200 000 kW.

Natürlich kann diese Leistung, wie bei jeder Wasserkraftanlage, nicht dauernd voll ausgenutzt werden. Die volle Leistung steht sogar nur für eine verhältnismäßig kurze Zeit, weniger als zwei Monate,

zur Verfügung. Im einzelnen verteilen sich die verfügbaren Leistungen folgendermaßen:

Prozent der Zeit	Monate	kW
100,0	12	55 000
97,0	12	73 500
88,3	10	104 000
66,7	8	150 000
50,0	6	225 000
20,0	2 1/3	440 000
7,0	1	735 000

Diese Leistungen sind die des Maschinenhauses Damm II. Die Gesamtleistung ist 1 1/2 mal so hoch. Für die volle Leistung ist die Anlage nicht ausgebaut, da sie zu kurze Zeit zur Verfügung steht und sich nicht bezahlt machen würde. Immerhin ist die mittlere Leistung sehr hoch, so daß man rechnet, mit der Anlage von Damm II und III zusammen jährlich mehr als 3 Milliarden kWh erzeugen zu können. Mit der vorgesehenen Regulierung des Oberlaufes des Tennessee soll diese Leistung noch um 30% erhöht werden, also 4 Milliarden kWh erreichen.

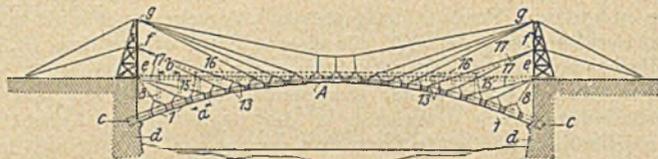
Es ist interessant, aus den Kosten einen Schluß auf die Wirtschaftlichkeit zu ziehen. Rechnet man 7% für Verzinsung und 5% für Tilgung, so entstehen daraus allein Betriebskosten von 10,7 Mill. Dollar jährlich, also für die erzeugte kWh 0,355 Cts. Das ist sehr hoch, denn in Amerika ist die Kohle besonders billig, so daß ein auf der Grube errichtetes Kraftwerk die kWh mit einem Aufwande von etwa 0,15 Cts. erzeugen kann, die Benutzung guter Stückkohle vorausgesetzt. Bei Verfeuerung von Abfallkohle geht dieser Satz noch erheblich zurück.

Feuerlose Lokomotiven. Im Anschluß an den Aufsatz von Geheimrat Buhle über „Neuzeitliche Baumaschinen“ in der „Bautechnik“ 1923, Heft 39, S. 408 u. f., wo auch der feuerlosen Lokomotiven (Abb. 11) gedacht ist, sei bemerkt, daß das Februarheft der Hanomag-Nachrichten 1925, vom Hanomag-Nachrichten-Verlag G. m. b. H., Hannover-Linden, zu beziehen, einen ausführlichen Aufsatz von Dr.-Ing. Wichten-dahl über das Füllen feuerloser Lokomotiven mit interessanten Bildern dieser für alle feuergefährlichen Betriebe geeigneten Lokomotiven bringt. Die feuerlosen Hanomag-Lokomotiven bieten auch für schlagwettergefährliche Gruben die denkbar größte Sicherheit, jedenfalls eine erheblich größere als elektrische oder Benzol-Lokomotiven.

Patentschau.

Bearbeitet vom Regierungsrat Donath.

Bauverfahren für Bogen aus bewehrtem Beton (Kl. 19 d, Nr. 404 002, v. 17. 7. 1921, Louis Charles Daleus in Albi (Frankr.). Um ohne Lehrgerüste Bogen von großer Spannweite herzustellen, wird der Bogen aus einzelnen, an Seilen aufgehängten Mantelrohren gebildet, die in mehreren Arbeitsstufen in aufeinanderfolgenden gleichachsigen Ringschichten ausgefüllt werden. Zur Ausrichtung des



Bogens werden zwischen den einzelnen Rohrstücken nachgiebige Bleiringe eingesetzt, die bei der endgültigen Verbindung der Rohrstücke durch autogene Schweißung zum Schmelzen gebracht und durch Eisen ersetzt werden. Bei Bauwerken größter Spannweite wird der in einzelne für sich tragfähige Rohrstücke aufgelöste Bogen stufenweise in einer Außenverschalung zu einem vollen Querschnitt ausgefüllt.

Personalnachrichten.

Preußen. Versetzt sind: der Regierungsbaurat (W.) v. Zychlinski, Tapiau, an das Wasserbauamt Rathenow; die Regierungsbau-meister (W.) Zechlin, Rathenow, an das Wasserbauamt Oppeln und Wedler, Kiel, nach Kappeln.

INHALT: Die Erneuerung der Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Hämerten. — Lokomotivheizhaus auf Bahnhof Kornwestheim. — Die neuen Vorschriften für Eisenbauwerke der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft. — Vermischtes: Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung — Vorschriften für Eisenbauwerke. Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken (B. E.). — Niete aus hochwertigem Baustahl. — Nietberechnung mit Hilfe von nomographischen Tafeln. — Stufenbahn („trottoir roulant“) als Verkehrsmittel. — Amerikanische Wasserkraftanlage. — Feuerlose Lokomotiven. — Patentschau. — Personalnachrichten.

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