

DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang

BERLIN, 19. Oktober 1928

Heft 45

Alle Rechte vorbehalten.

Die neue Bahnsteighalle in Königsberg (Pr.).

Von Reichsbahnoberrat Lewerenz, Königsberg.

I. Allgemeines.

Im August 1928 sind 75 Jahre vergangen, seit der erste Eisenbahnzug die ostpreußische Hauptstadt erreichte. Bei der Einweihung des Königsberger Bahnhofs erregte u. a. die Bahnhofshalle allgemeine Bewunderung. Hatte sie doch eine für damalige Zeit ungewöhnliche Länge von 126,4 m und eine Breite von 33 m. Die Binder des dreischiffigen Daches, teils aus Holz, teils aus Gußeisen und Rundeisen bestehend, ruhen auf gußeisernen Säulen. Noch heute versieht diese Halle ihren Dienst, obgleich das hohe Alter merkliche Spuren hinterlassen hat. Daß die Größe der Halle den heutigen Verkehrsansprüchen in keiner Weise

und 12 stehen daher über der Tunneldecke und geben ihre Lasten durch besondere Hilfskonstruktionen an die Widerlager ab. Die Strecke zwischen diesen beiden Tunnelbindern ist in zehn gleiche Felder von 13,68 m Feldweite geteilt.

Eine abweichende Ausbildung zeigt die Nordwestecke der Halle in der Nähe des neuen Empfangsgebäudes. Hier verbindet eine durchgehende Weichenstraße die Gleise 2 und 3, so daß kein Platz für die

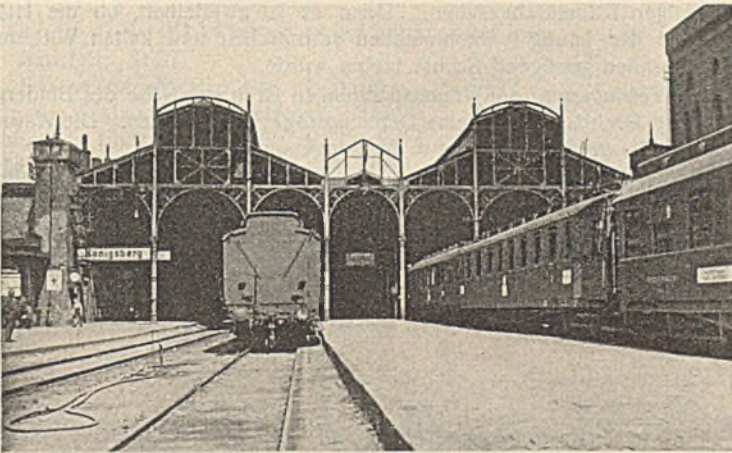


Abb. 1. Ansicht der alten Bahnsteighalle Ostbahnhof.

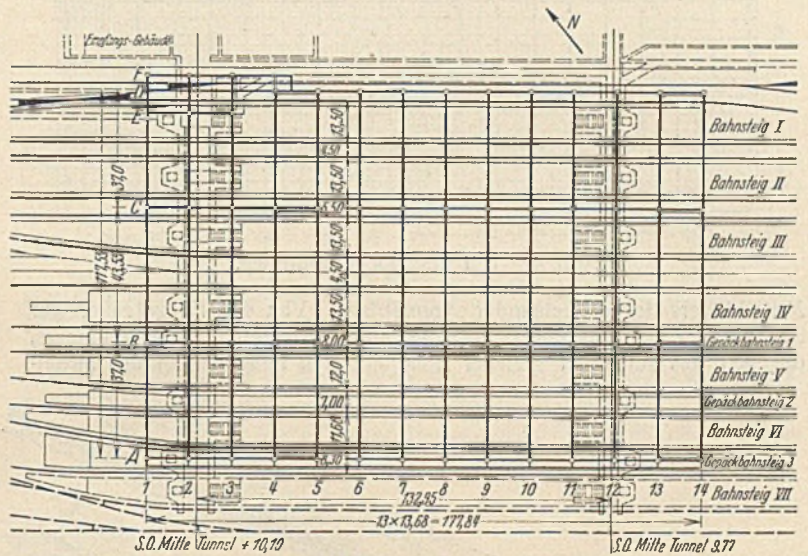


Abb. 2. Lageplan zur Überdachung der Bahnsteiganlagen.

genügt, leuchtet ohne weiteres ein. Von 83 Zügen (ohne die Züge nach Metgethen und Pillau), die täglich im Personenbahnhof behandelt werden, können nur 32 an den beiden innerhalb der Halle liegenden Bahnsteigkanten abgefertigt werden, und auch diese stehen wegen der geringen Hallenlänge und der Kopfform des Bahnhofs nur zum kleinen Teil in der Halle, der Rest der Züge steht ohne Schutz außerhalb.

Doch nun sind die Tage dieses Bauwerks gezählt (Abb. 1)! Ein neuer Personenbahnhof geht seiner Vollendung entgegen und mit ihm eine nach den neuesten Erfahrungen konstruierte Bahnsteighalle.

Wie Abb. 2 zeigt, erhält diese Halle drei Schiffe. An ein breiteres Mittelschiff von 43,55 m Stützweite schließen sich in symmetrischer Ausbildung zwei 37 m weite Seitenschiffe. Die südliche Stützenreihe A sowie Stützenreihe B stehen auf Gepäcksteigen, die Reihen C und D stehen zwischen Gleisen. Während die abschließende Längswand auf der Nordseite in die Flucht der Stützenreihe D fällt, ist die südliche Längswand um 2,45 m nach außen gerückt, damit der Verkehr auf dem Gepäcksteig nicht unterbunden wird. Mittels eines schmalen Pultdaches steht diese Wand mit der Haupthalle in Verbindung.

Die Hallenlänge ist einmal an die Lage der beiden Personentunnel gebunden, deren Treppen genügend weit überdeckt werden müssen, ferner richtet sich die Länge nach der größten im Regelbetriebe vorkommenden Zuglänge, wobei angenommen wird, daß die Lokomotive stets außerhalb der Halle steht, um ein zu rasches Verrußen der Eisenkonstruktion zu vermeiden. Die Lage der Binder 2 und 12 ist dadurch bestimmt, daß die Stützen A₂, B₂, A₁₂ und B₁₂ rd. 3,5 m von den Gepäckaufzügen entfernt bleiben müssen, damit die Gepäckkarren ungehindert in den Förderkorb einfahren können. Die Stützen der Binder 2

Stützen D₁ bis D₃ frei bleibt. Diese werden daher durch rahmenartige Abfangkonstruktionen ersetzt. Die Abschlußwand in der Reihe D reicht von Binder 4 bis Binder 14. Als Ersatz ist in der Reihe F zwischen den Gleisen eine Abschlußwand vorgesehen, die über den Endpunkt der D-Wand um 1/3 Feldweite = 4,56 m hinwegreicht, um einen möglichst guten Windschutz zu erzielen.

Abb. 3 zeigt die Hauptquerschnittsabmessungen. Die normalen Binder sind als vollwandige Dreigelenkbogen ausgebildet. Die Gelenke des

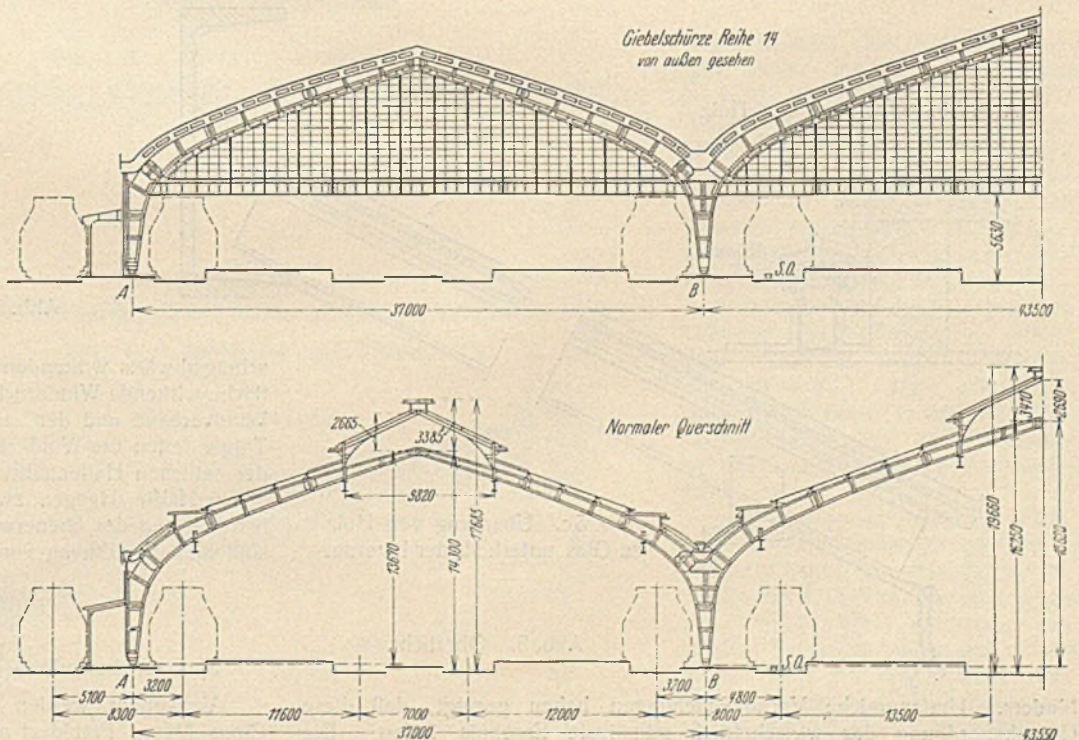


Abb. 3.

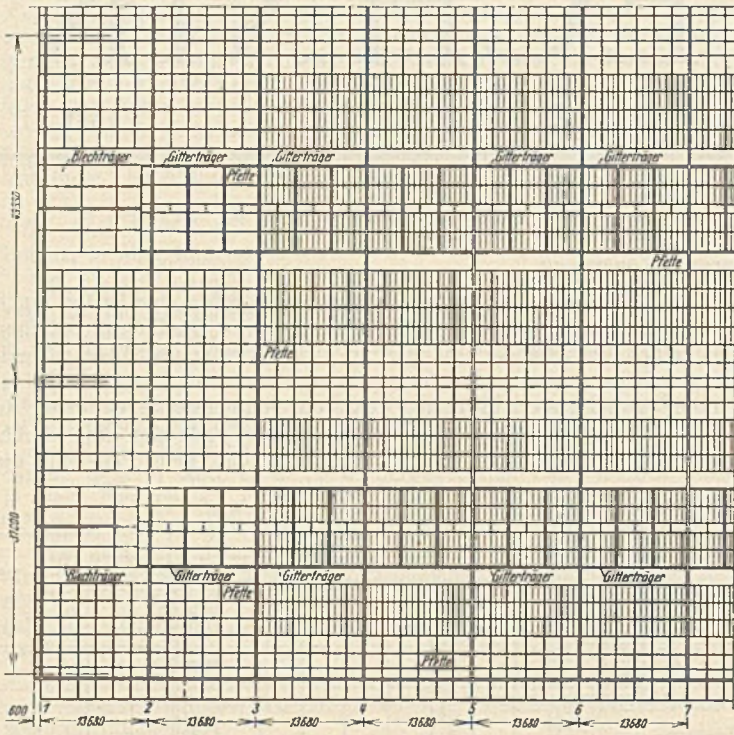


Abb. 4. Teil des Dachgrundrisses.

Mittelbinders liegen zueinander symmetrisch. Von den Fußgelenken der Seitenbinder sitzt das innere hoch auf einem Kragarm des Mittelbinders, dagegen das äußere in gleicher Höhe mit den Fußgelenken des Mittel-

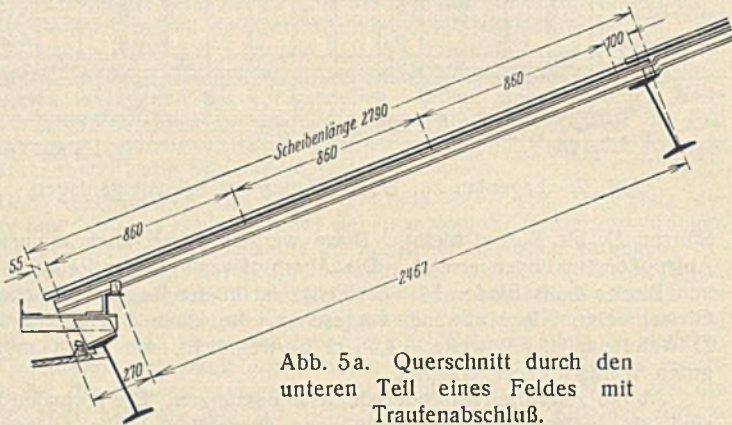


Abb. 5a. Querschnitt durch den unteren Teil eines Feldes mit Traufenabschluß.

Abb. 5b. Übergang von Holz zu Glas am Binder 3 u. 12.

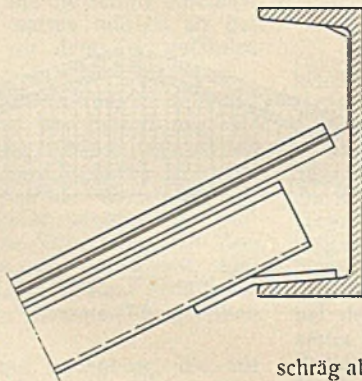
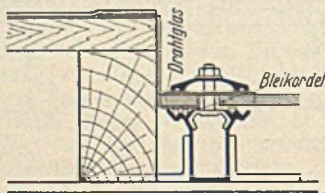


Abb. 5c. Übergang von Holz zu Glas unterhalb der Laterne.

Abb. 5. Oberlicht.

binders. Umfangreiche Voruntersuchungen haben gezeigt, daß diese Gelenkanordnung das wirtschaftlich günstigste Ergebnis liefert. Die Schürzenbinder erhalten zur Erzielung größerer Steifigkeit ein Zugband,

das gleichzeitig als untere Begrenzung der Schürze dient. — Die Pfeften sind als durchgehende Träger ausgebildet, wodurch gegenüber Gelenkpfeften beträchtlich an Baustoff gespart wird. Auch werden die Binder dadurch gegeneinander besser ausgesteift.

Die Dachflächen sind bei den Laternen sowie in einem breiten Streifen über den Bahnsteigen mit Drahtglas in kittlosen Sprossen, dagegen in den Kehlen, an den äußeren Traufen sowie in einem schmalen Streifen zu beiden Seiten der Laternen mit Ruberoid auf Holzschalung eingedeckt. Die Laternen fallen des besseren Aussehens wegen über den Endfeldern 1—2 und 13—14 fort. Die Glaseindeckung reicht nur von Binder 3 bis Binder 12. Die beiden letzten Felder an jedem Hallenende sind durchweg mit Pappe eingedeckt, weil das Oberlicht hier mit Rücksicht auf die reichliche Schürzenbelichtung entbehrlich ist, auch erfahrungsmäßig an den Hallenenden am meisten verrußt. Außerdem wird dadurch beträchtlich an Kosten gespart.

Zur Lüftung und Rauchabführung sind Streifenlüfter ohne Jalousieverkleidung in der Mitte und an den Außenseiten der Laternen sowie in der Nähe der Stützen über den Gleisen vorgesehen. Außerdem enthalten die Glasschürzen und Seitenwände an ihrem oberen Rande breite Luftschlitze. Von der Anordnung durchgehender Längsschlitze mit herabhängender Glasschürze, einer mehrfach angewendeten Bauweise, die für rasche Rauchabführung vorteilhaft ist, wurde in Königsberg wegen des ungünstigen Klimas abgesehen. Denn es ist zweifelhaft, ob die Halle dann bei der häufig vorkommenden stürmischen und kalten Witterung den Reisenden genügend Schutz bieten würde.

Zur Verringerung der Wärmespannungen ist in der Nähe des Binders 7 die ganze Dachhaut durch eine Dehnungsfuge unterbrochen. Die Wärmeschwankung wurde hierbei zu $\pm 25^\circ$ angenommen.

Die Halle wird in ihrer Längsrichtung ausgesteift durch Windverbände, Versteifungsträger und Portale. Windverbände sind nur in den beiden Endfeldern eingebaut. Die Versteifungsträger sitzen im First sowie im oberen Ende der Stützen. Letztere dienen gleichzeitig zur Aufnahme des

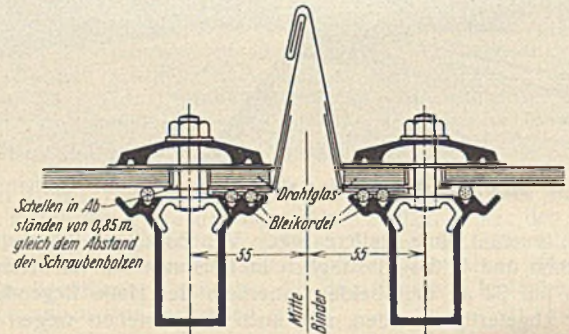


Abb. 5d. Dichtung über der Dehnungsfuge.

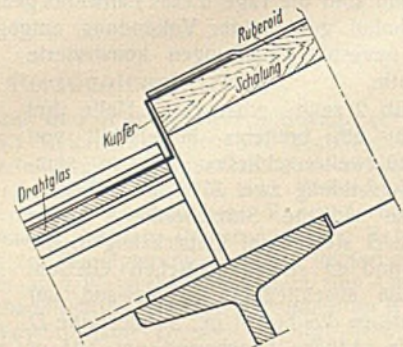


Abb. 5e. Querschnitt durch Laternenoberlicht.

schräg abwärts wirkenden Schubes der Dachlasten. Der auf die Schürzenfläche wirkende Winddruck verteilt sich auf den in der Dachfläche liegenden Windverband und den unten liegenden wagerechten Windträger. Beide Träger leiten die Windkräfte weiter in die Windportale. Diese sitzen bei der östlichen Hallenhälfte zwischen den Bindern 13 und 14, bei der westlichen Hälfte dagegen zwischen den Bindern 4 und 5, weil die Binder 1 bis 3 wegen der obenerwähnten Weichenverbindung unnormal ausgebildet sind und den Einbau von Windportalen unmöglich machen.

II. Dachhaut.

a) Oberlicht.

$$\text{Sprossenabstand} = \frac{1}{18} \times \text{Feldweite} = 0,76 \text{ m, Drahtglas 8 mm dick.}$$

Verwendet werden kittlose verzinkte Univerasprossen der Firma Claus Meyn, Frankfurt a. M., mit Messingstiften, Messingmuttern, Bleikordel, Ruberoidstreifen und eisernen, verzinkten Deckkappen. Die Sprossen

sind über den Zwischenpfetten gekröpft, um ein gutes Überdecken der Glasscheiben zu erreichen. Die Anschlußstellen am oberen und unteren Sprossenende, an den Übergängen zum Pappdach sowie in der Dehnungsfuge sind mit $\frac{3}{4}$ mm dickem Kupferblech gedichtet. Unmittelbare Berührung des Kupferblechs mit verzinkten Teilen ist zur Verhütung elektrolytischer Erscheinungen vermieden. Die Einzelheiten sind aus Abb. 4 u. 5 ersichtlich.

b) Pappdach.

Des besseren Aussehens wegen ist der Sparrenabstand gleich dem Sprossenabstand (0,76 m) gewählt. Dachdeckung: silbergraue Ruberoidpappe. Dachschalung: gespundete Kiefern Bretter. Sparrenquerschnitt 8/10 und 8/12 cm.

c) Entwässerung.

Rinnen aus 3 mm dickem verzinktem Eisenblech. Oberhalb der Rinnen abnehmbare Gehwege aus Holzbohlen. Da die ganze Halle ein Längsgefälle von 1:400 hat (dem Bahnhofsgefälle entsprechend), liegen die oberen Brechpunkte der Rinnen um $\frac{1}{3}$ der Feldweite vom höher gelegenen Feldende entfernt. Dadurch wird ein annähernd gleiches Rinnengefälle erzielt (1:122 bzw. 1:112). Abfallrohre werden an sämtlichen Stützen herabgeführt. Querschnitt etwa 0,75 cm² für 1 m² der Dachgrundfläche. Bei den mittleren Stützenreihen ergibt sich eine lichte Weite von 22,5 cm, bei den äußeren Reihen von 15 cm. Unten schließen gußeiserne Formstücke an, die in Aussparungen der Fundamentsockel liegen.

III. Pfetten und Längsversteifung.

Baustoff: St 37.

Die meisten Pfetten sind als durchlaufende Walzträger ausgebildet. Der Pfettensteg steht rechtwinklig zur Dachfläche. Die Querschnitte sind nur zur Aufnahme der in der Y-Achse wirkenden Seitenkraft bemessen (Abb. 6). Die in der Dachfläche wirkende Seitenkraft (der sogenannte Dachschub) wird durch besondere Winkeleisensteifen aufgenommen und bis zur Kehle bzw. Traufe herab-

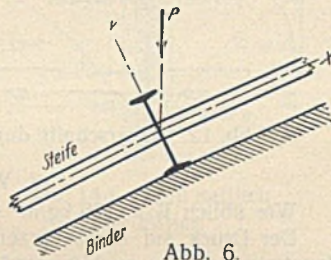


Abb. 6.

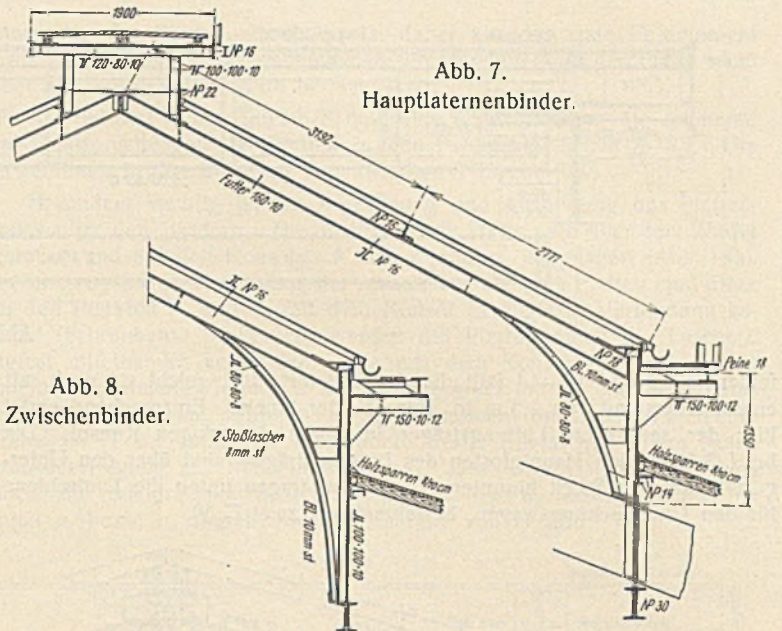


Abb. 7. Hauptlaternenbinder.

Abb. 8. Zwischenbinder.

geleitet, wo ein wagerecht liegender Blechträger den Schub aufnimmt und in die Binder überträgt. Diese Steifen haben einen Abstand von 2,28 m (gleich $\frac{1}{6}$ der Feldweite oder dem dreifachen Sparrenabstand). Auf diese Länge müssen die Pfetten daher auch über die Y-Achse biegefest sein.

Um die Pfetten der Laterne möglichst leicht zu halten, sind in den Drittelpunkten jedes Feldes besondere Stützpunkte in Gestalt von Zwischenbindern angeordnet. Sowohl die über den Hauptbindern liegenden Laternenbinder als auch die Zwischenbinder sind Dreigelenkbogen, bestehend aus zwei C-Eisen, die in den Fußpunkten an ausgeschnittenen Eckblechen angeschlossen sind (Abb. 7 u. 8). Der senkrechte Auflagerdruck der Zwischenbinder wird in einen Fachwerkträger geleitet, der gleichzeitig den Lüftungsträger darstellt (Abb. 9). Der Obergurt dieses Trägers ist aus zwei C-Eisen zusammengesetzt, wobei das wagerecht liegende Profil gleichzeitig den Dachschub aufnimmt, während das stehende Profil der Laterne als Endpfette dient. Der Untergurt ist nach Abb. 9c zusammengesetzt, das stehende Profil ist gleichzeitig Pfette für das Holzdach. Außerdem ist der Gurtstab zugleich Obergurt für ein in der Ebene des Holzdaches liegendes Sprengwerk (Abb. 10). Dieses nimmt die schräg gerichteten Seitenkräfte des Auflagerdrucks der Zwischenbinder auf und überträgt sie auf die Hauptbinder.

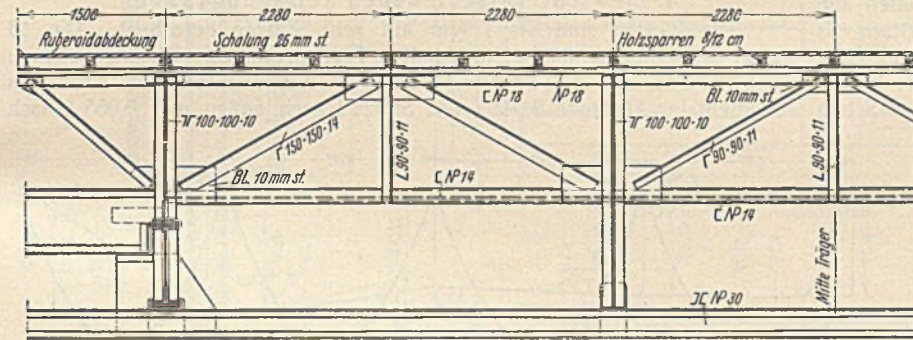


Abb. 9a. Ansicht.

Abb. 9. Lüftungsträger.

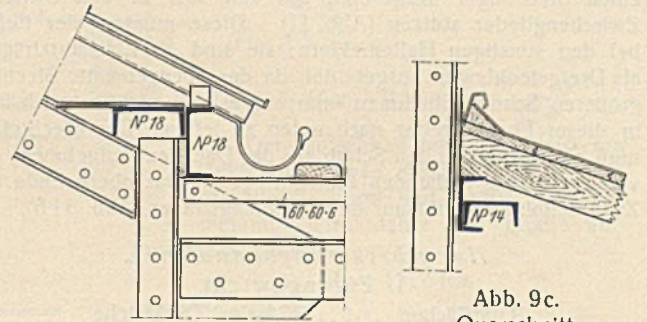


Abb. 9b. Querschnitt des Obergurtes.

Abb. 9c. Querschnitt des Untersturtes.

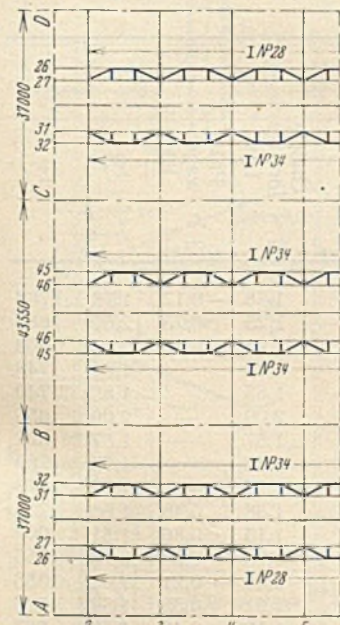


Abb. 10a. Übersicht.

Abb. 10. Sprengwerk.

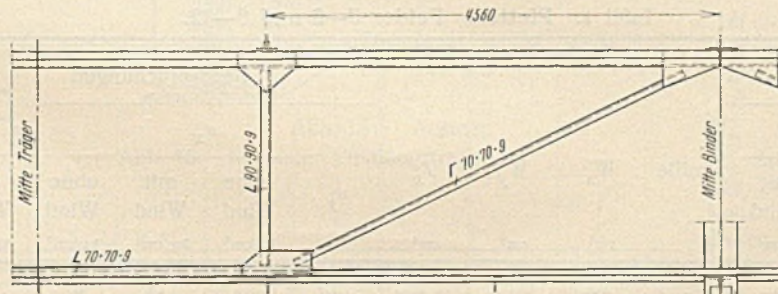
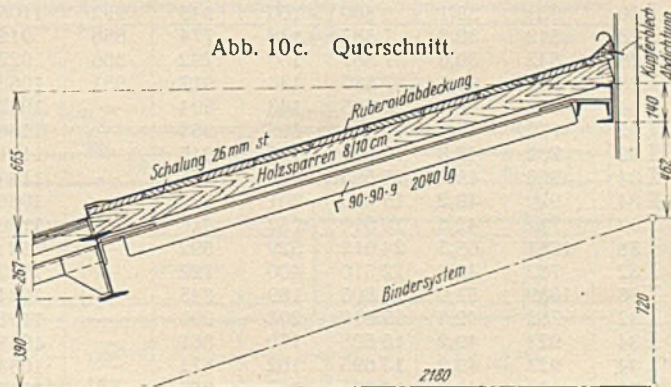


Abb. 10b. Draufsicht eines Feldes.

Abb. 10c. Querschnitt.



träger darstellt (Abb. 9). Der Obergurt dieses Trägers ist aus zwei C-Eisen zusammengesetzt, wobei das wagerecht liegende Profil gleichzeitig den Dachschub aufnimmt, während das stehende Profil der Laterne als Endpfette dient. Der Untergurt ist nach Abb. 9c zusammengesetzt, das stehende Profil ist gleichzeitig Pfette für das Holzdach. Außerdem ist der Gurtstab zugleich Obergurt für ein in der Ebene des Holzdaches liegendes Sprengwerk (Abb. 10). Dieses nimmt die schräg gerichteten Seitenkräfte des Auflagerdrucks der Zwischenbinder auf und überträgt sie auf die Hauptbinder.

Der senkrecht stehende Fachwerkträger mit der Stützweite 13,68 m (Lüftungsträger) hat sechs Felder von der Feldweite 2,28 m. Er läuft durch von Binder 2 bis 7 einerseits, von Binder 8 bis 13 andererseits. Bei Binder ist 7 der Träger wegen der Dehnungsfuge der Halle unterbrochen. Anschluß des Feldes 7—8 bei Binder 7 mit Langlochnieten. In den Außen-

innen bereits auf den Wert $0,0778 q l^2$, d. h. auf die Größe des Feldmomentes im ersten Feld, herab. Entsprechend sinkt das Moment bei Stütze III schon im Abstände $0,015 l$ auf den gleichen Wert. Die Stoß-

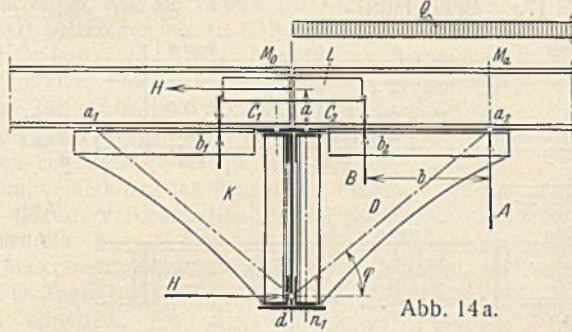


Abb. 14a.

konsole sind für die Stützmomente bemessen und so lang, daß dort, wo das Moment zur absoluten Größe des Feldmomentes ($0,078 q l^2$) herabsinkt, ein Moment von dieser Größe bereits angeschlossen ist. Für die

Ermittlung des Pfettenquerschnitts ist daher nur das erste Feldmoment sowie die Bedingung maßgebend, daß die Durchbiegung der Pfette nicht mehr als $1/500$ der Stützweite betragen soll.

Als Beispiel bringt Tafel I (S. 662) eine Übersicht über die Momente und Beanspruchungen der Pfetten in den Feldern 3—6 und 8—12. Die verwendeten Profile bewegen sich zwischen I 28 und I 38.

Besonders wichtig ist die Berechnung und Ausbildung des Pfettenstoßes über den Bindern. Die durchlaufende Pfette wird über dem Binder gestoßen und auf den Konsolen K bei a_1 und a_2 aufgelagert (Abb. 14a). Zur biegezugfesten Verbindung der zusammenstoßenden Pfetten sind diese bei den Punkten b_1 und b_2 mit dem Konsol in zugfeste Verbindung gebracht (Schrauben). Außerdem werden die Pfetten durch die Lasche L zugfest miteinander verbunden. Die mit dem Konsol zu einer starren Scheibe verbundene Pfette gibt den Auflagerdruck mittels der Nietreihe n_1 in den Bindersteg ab, während das Stützmoment durch das wagerechte Kräftepaar H aufgenommen wird (obere Kraft: Zuglasche, untere Kraft: Druckübertragung am Konsolfußpunkt d). Das Konsol denken wir uns durch die Stabdreiecke $a_1-c_1-d_1$ und $a_2-c_2-d_2$ ersetzt. Die bei Punkt a_1 bzw. a_2 angreifenden Seitenkräfte von D sind:

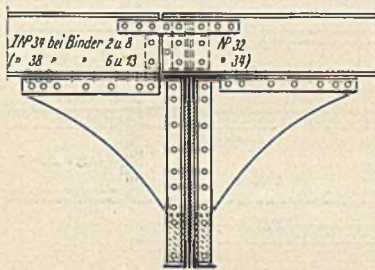


Abb. 14b. Stoß seitlich. Ohne Futter.

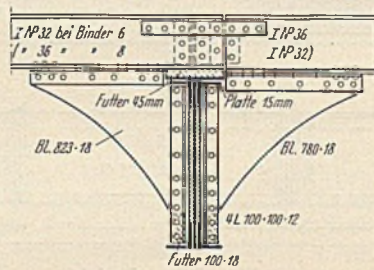


Abb. 14c. Stoß seitlich. Mit Futter.

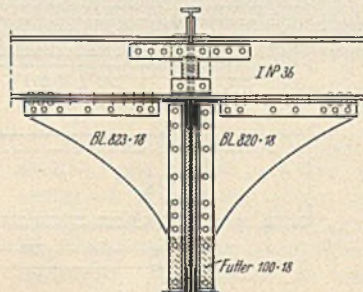


Abb. 14d. Stoß in der Mitte. Ohne Futter.

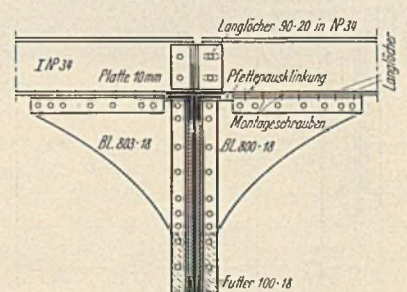


Abb. 14e. Stoß an der Dehnungsfuge.

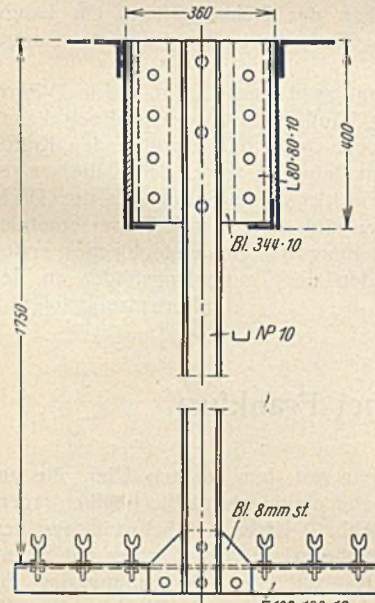


Abb. 15a. Querschnitt.

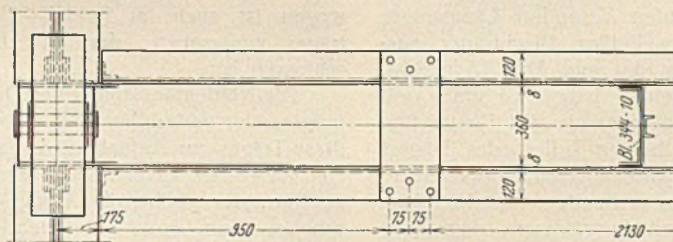


Abb. 15b. Grundriß.

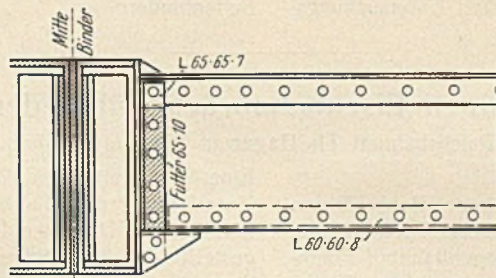


Abb. 15c. Ansicht.

Abb. 15. Normaler Firstlängsträger.

$$H = \frac{M_0}{h_1} \quad A = H \operatorname{tg} \varphi$$

$$B = A - \frac{1}{2} \cdot q l$$

$$M_a = -H a - B b - \frac{q}{2} \cdot \frac{(h-a)^2}{\operatorname{tg}^2 \varphi}$$

Der Einfachheit sowie des besseren Aussehens wegen erhalten alle Konsolen die gleiche Form und Größe. Zur Bemessung wird daher das größte auftretende Stützmoment

$$\max M_0 = 1212 \text{ tcm}$$

zugrunde gelegt.

$$q_{\max} = 0,00625 \text{ t/cm}$$

$$\operatorname{tg} \varphi = 0,85 \quad a = 31 \text{ cm} \quad b = 66 \text{ cm}$$

$$h = 106 \text{ cm}$$

$$H = 11,4 \text{ t}$$

$$A = 9,7 \text{ t}$$

$$D = -25 \text{ t}$$

$$B = 5,43 \text{ t}$$

$$M_a = 736 \text{ tcm (etwa 0,61 von } M_0)$$

Zur Aufnahme der Kraft D denken wir uns einen 12 cm breiten Streifen aus dem Konsolblech herausgeschnitten und berechnen diesen Streifen als beiderseits eingespannten Stab.

$$\text{Blechdicke } 1,8 \text{ cm}$$

$$\text{Schlankheitsgrad } 40$$

$$\omega = 1,10$$

$$\sigma = 1,1 \cdot \frac{25}{12 \cdot 1,8} = 1,27 \text{ t/cm}^2$$

Die tatsächliche Knickbeanspruchung des Blechrandes wird wegen des Zusammenhangs mit dem übrigen Konsolblech geringer sein.

Abb. 14b bis 14e zeigen als Beispiel vier verschiedene Konsolausbildungen. Der obere Rand der Konsolbleche liegt je nach der Pfettenhöhe verschieden hoch, da die Pfettenoberkante eine durchgehende Linie bilden muß. Eine der zusammenstoßenden Pfetten ist über den Binder hinweggeführt, so daß der Stoß neben der Bindermittellinie liegt. Eine Ausnahme bildet die Dehnungsfuge bei Binder 7.

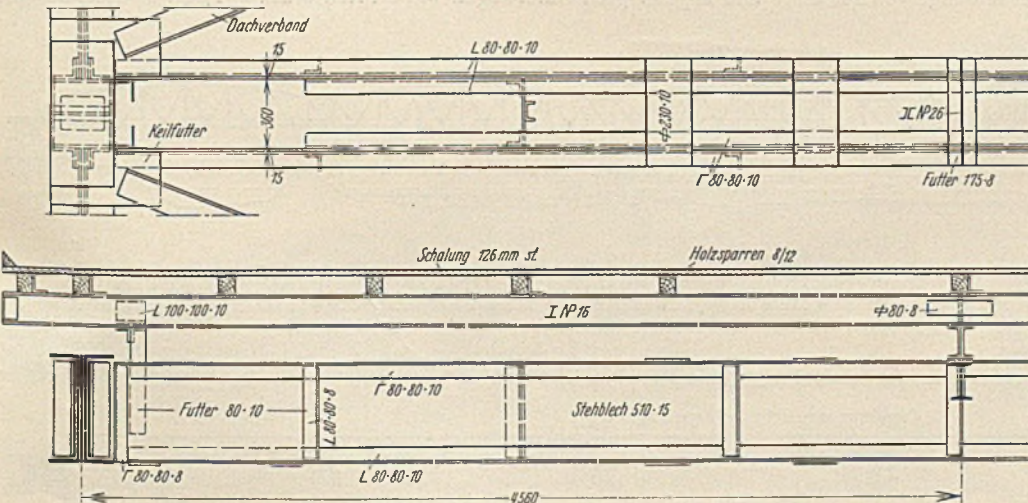


Abb. 16a u. b.

Hier liegt der Stoß über dem Binder. Die Pfette des Feldes 7—8 ist mit Langlochnieten am Konsol angeschlossen. Die Zuglasche fällt hier natürlich fort.

Wenn auch die Pfetten infolge der beschriebenen guten Stoßausbildung mit Eckblechen schon eine gewisse gegenseitige

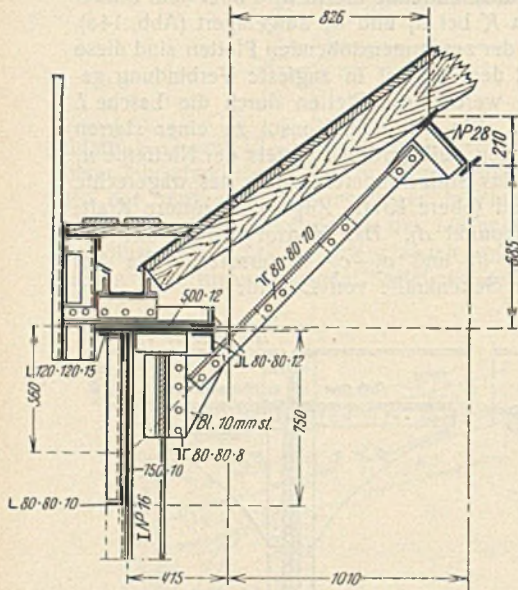


Abb. 18a. Querschnitt.

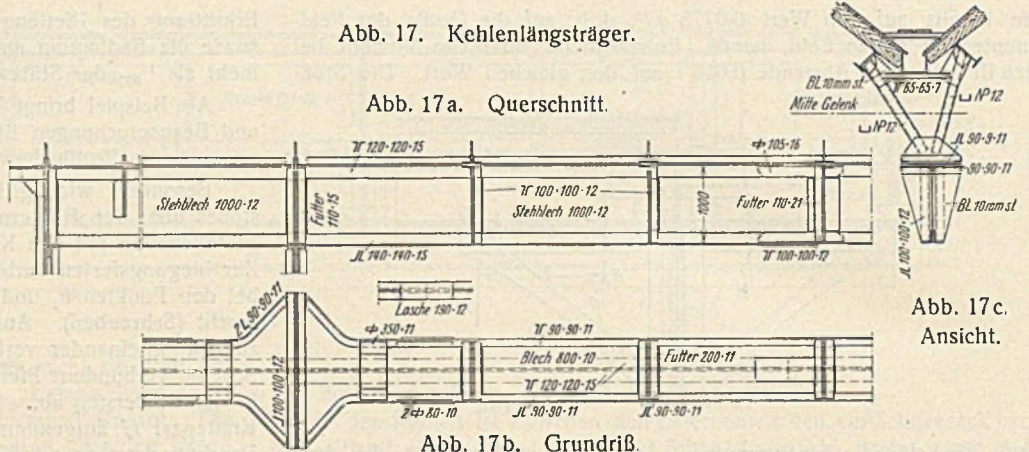


Abb. 17. Kehlenlängsträger.

Abb. 17a. Querschnitt.

Abb. 17b. Grundriß.

Abb. 17c. Ansicht.

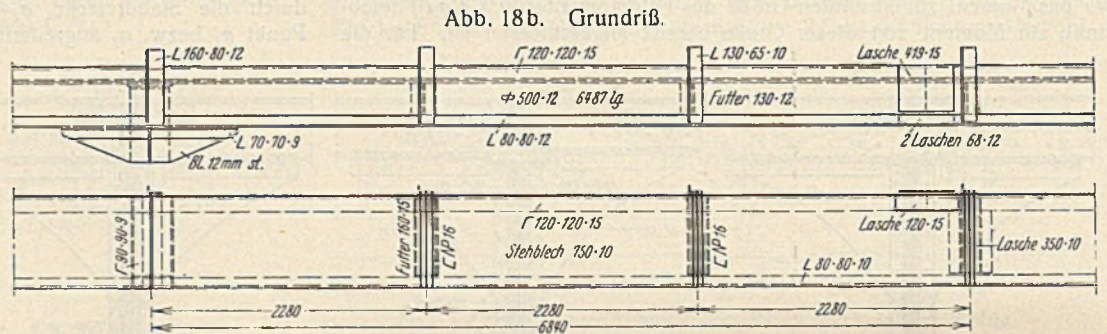


Abb. 18b. Grundriß.

Abb. 18c. Ansicht.

Abb. 18. Traufenlängsträger.

Längsaussteifung der Hallenbinder bewirken, so sind doch zur größeren Sicherheit in den Firsten, Kehlen und Traufen besondere Längsträger eingebaut. Die Firstlängsträger sind als zweiteilige Blechträger ausgebildet, und zwar die normalen Träger von der aus Abb. 15 ersichtlichen Z-Form. Die Längsträger der Endfelder haben I-Form, weil sie infolge der Auflagerung der Zwischenbinder sowie der Firstpfetten Biegungsspannungen erhalten (Abb. 16). Die beiden Teile jedes Trägers sind in Abständen von 1,14 m (= 1,5 m Sparrenabstand) abwechselnd durch Bindebleche und Schotten miteinander verbunden. In der Nähe der Binder sind jedoch die Querverbindungen fortgelassen, damit die Wirkung des Firstgelenks nicht aufgehoben wird. Die Querschotten tragen außerdem Hängestangen aus □-Eisen, die zur Aufnahme der Schleifleitungen für den elektrischen Antrieb der großen Untersuchungs-

wagen dienen. Aus diesem Grunde sowie des besseren Aussehens wegen ist auch im Feld 7—8 (neben der Dehnungsfuge) ein Längsträger vorgesehen, der an einem Ende mit Langlochnieten angeschlossen ist.

Die Kehlenlängsträger bestehen aus zwei Blechträgern, die in T-Form miteinander verbunden sind (Abb. 17). Außer zur Längsaussteifung dienen diese Träger zur Aufnahme der aus dem Dachschub herrührenden Kräfte. Der liegende Blechträger übernimmt dabei im wesentlichen die wagerechte, der stehende Träger die senkrechte Seitenkraft des Dachschubes. Zum Anschluß an den Binder wird der liegende Träger erheblich verbreitert, wodurch eine gute Aussteifung des Binderstegbleches erzielt wird. Abb. 18 zeigt noch Einzelheiten der Traufenlängsträger an den Seitenbindern. (Fortsetzung folgt.)

Der Umbau der viergleisigen Eisenbahnbrücke über den Main bei Frankfurt.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnrat Th. Hager in Frankfurt a. Main.

I. Die Brücke vor dem Umbau.

Zur Einführung der linksmainischen Eisenbahnlinien Bebra bezw. Aschaffenburg—Hanau—Frankfurt (Main) und Heidelberg bezw. Mannheim—Darmstadt—Frankfurt (Main) in den Hauptpersonenbahnhof Frankfurt (Main) wurde in den Jahren 1880 bis 1883 die viergleisige Eisenbahnbrücke über den Main bei Frankfurt erbaut. Die Brücke (Abb. 1) besteht aus zwei getrennten zweigleisigen Brückenzügen mit je fünf Öffnungen von rd. 53 m Stützweite und hat eine Gesamtlänge von 269 m.

Eine Voröffnung von 13,7 m Stützweite auf dem rechten Ufer, die zur Unterführung der Städtischen Hafenbahn dient, ist mit Blechbalkenträgern überbrückt. Die alten Überbauten (Abb. 2) waren aus Schweißeisen hergestellt. Die Hauptträger waren als Halbparabelfachwerkträger mit untenliegender Fahrbahn ausgebildet. Der statischen Berechnung lag ein Lastenzug zugrunde, der aus drei Lokomotiven mit Tendern (für die Lokomotiven 3×13 t, für die Tender 3×9 t Achsdruck) = 4,71 t/m Gleis und angehängten Güterwagen mit 8 t Achsdruck = 2,66 t/m Gleis bestand.

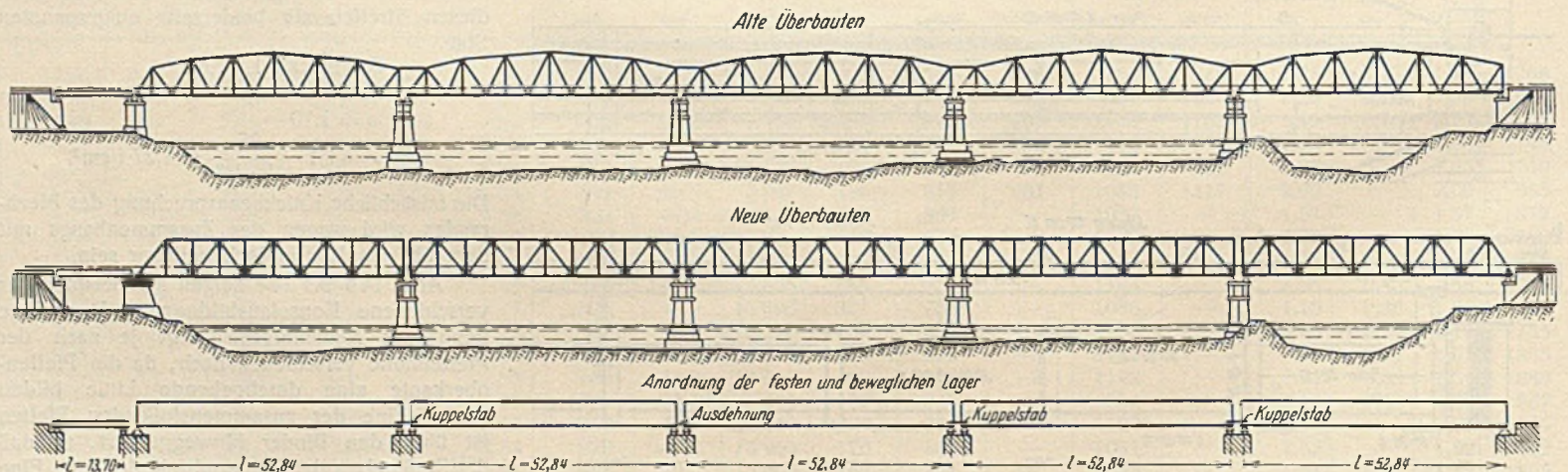


Abb. 1.

Das Eisengewicht eines Überbaues betrug rd. 190 t. Die Nachrechnung der Überbauten nach den „Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken“ der Deutschen Reichsbahn ergab, daß die Brücke zur Klasse K gehörte, wobei Überschreitungen bis zu 69% gegen die Klasse J vorhanden waren. In jedem Hauptträger fielen vier Streben und zwei Pfosten in die Klasse K, ebenso die Querträger und Auflager. Außerdem waren die Gurtstöße mangelhaft ausgebildet. Die Zugehörigkeit der Überbauten zur Klasse K machte sich dadurch besonders unangenehm bemerkbar, daß die auf der Strecke Berlin—Frankfurt (Main) verkehrenden P 10-Lokomotiven in Hanau für die nur 23 km lange Reststrecke gegen leichtere Maschinen ausgewechselt werden mußten, wobei die FD-Züge noch einen unerwünschten Betriebsaufenthalt erhielten. Da auch die Strecke Frankfurt (Main)—Darmstadt für den P 10-Verkehr hergerichtet werden sollte, wurden die Möglichkeiten einer Verstärkung oder einer Erneuerung der Brücke untersucht.

II. Die Umbaumöglichkeiten.

Hierbei kam in Frage

- a) Die Verstärkung der alten Konstruktion ohne Änderung des Systems. Zur Vornahme dieser Arbeiten hätte für mindestens 40 Wochen ein-gleisiger Betrieb auf der Brücke eingerichtet werden müssen, der beträchtliche Betriebsmehrkosten und betriebliche Störungen verursacht hätte. Bei der Verstärkung hätten rd. 1750 t Neumaterial, d. s. über 85% des Gewichtes der unverstärkten Brücke eingebaut werden müssen. Als Ergebnis des Umbaus hätte man schließlich ein Bauwerk aus einem uneinheitlichen Baustoff (Schweißbeisen mit Flußeisen) mit ungleicher Festigkeit und unklarem Spannungs-verlauf erhalten.
- b) Die Verstärkung der alten Konstruktion durch Aufsetzen eines Bogengurtes oder durch Verdoppelung der Hauptträger. Diese hätte im ersten Falle zu einem architektonisch höchst unbefriedigenden Bilde geführt, im zweiten Falle ein seitliches Auseinanderschleichen der beiden Brückenzüge und eine entsprechende Verlängerung der Widerlager und der Pfeiler erforderlich gemacht. Auch wären bei beiden Ausführungen die Mängel der alten Konstruktion teilweise bestehen geblieben. Als weiterer Nachteil wäre noch dazu gekommen, daß bei der Verstärkung der Fahrbahn und der Fahrbahnanschlüsse für längere Zeit ähnliche betriebliche Einschränkungen wie bei a) hätten in Kauf genommen werden müssen. Im Falle a) und b) wäre schließlich die Beschränkung der Lichtraumumgrenzung (l. Weite bei 3,50 m Gleisabstand 7,64 m statt 7,90 m und l. Höhe 4,80 m statt 5,51 m) nicht beseitigt worden.
- c) Die Umwandlung der vorhandenen zweigleisigen Brückenzüge in zwei eingleisige und die gleichzeitige Erbauung einer zweigleisigen N-Brücke neben der bestehenden Brücke. Die alten Bauwerke hätten hierbei mit geringen Mitteln in zwei eingleisige G-Brücken umgeändert werden können; für die neue N-Brücke wäre jedoch die Verlängerung der alten Pfeiler und Widerlager um die ganze Brückenbreite erforderlich geworden.
- d) Als günstigste Lösung die Erbauung von zwei neuen N-Brücken unter Beibehaltung der alten Pfeiler und Widerlager, die teilweise zu verstärken waren.

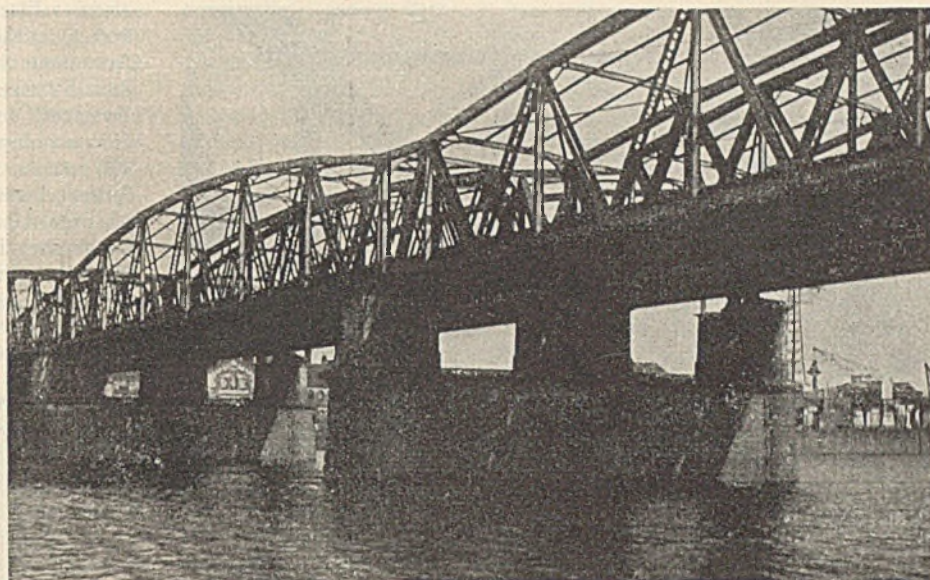


Abb. 2. Das alte Bauwerk.

Bei der Wahl der Umbauart mußte darauf Rücksicht genommen werden, den Betrieb auf den über die Brücke führenden Strecken so wenig wie möglich zu stören, da beide Strecken stark belastet sind und Unregelmäßigkeiten in der Zugfolge den Betrieb in dem unmittelbar hinter der Brücke liegenden Hauptpersonenbahnhof Frankfurt (Main) stark beeinträchtigen. Die beiden an erster und zweiter Stelle angeführten Verstärkungsmöglichkeiten kamen aus den genannten Gründen für die Ausführung nicht in Frage. Betrieblich am günstigsten war die Ausführung nach c), während bei einem Umbau nach d) eine mehrwöchentliche Außerbetriebsetzung eines Brückenzuges und damit eine Beschränkung der beiden zweigleisigen Strecken auf zwei Brückengleise nicht zu vermeiden war. Ein großer Nachteil der Ausführung nach c) war aber der Umstand, daß allein die Darmstädter Strecke eine N-Brücke, die wichtige Hanauer Strecke jedoch nur G-Überbauten erhalten hätte. Beim Umbau nach d) konnten dagegen die Überbauten beider Strecken als N-Brücken ausgeführt und außerdem an Baukosten 700 000 R.-M. erspart werden. Mit Rücksicht auf diese Vorteile entschloß man sich daher für die zuletzt genannte Ausführung, d. h. zwei neue N-Brücken auf den vorhandenen Pfeilern und Widerlagern in der alten Achse zu erbauen, und stellte den Bauplan so auf, daß die betrieblichen Einschränkungen nur für zweimal drei Wochen erforderlich wurden.

III. Das neue Bauwerk (Abb. 1, 3, 4 u. 5).

Die neuen Brückenzüge mußten so gelagert werden, daß umfangreiche und kostspielige Verstärkungen der alten Pfeiler vermieden wurden. Um die Zwischenpfeiler von den Bremskräften zu entlasten, sind auf diesen nur bewegliche Auflager angeordnet. Die festen Auflager befinden sich auf dem südlichen Widerlager und dem durch eine Betonvorlage verstärkten nördlichen Uferpfeiler. Die fünf Überbauten eines jeden Brückenzuges sind durch Kuppelstäbe zu zwei Gruppen von zwei und drei Überbauten zusammengefaßt. Die Bremskräfte, die durch diese Kuppelstäbe übertragen werden, werden in den festen Auflagern auf-

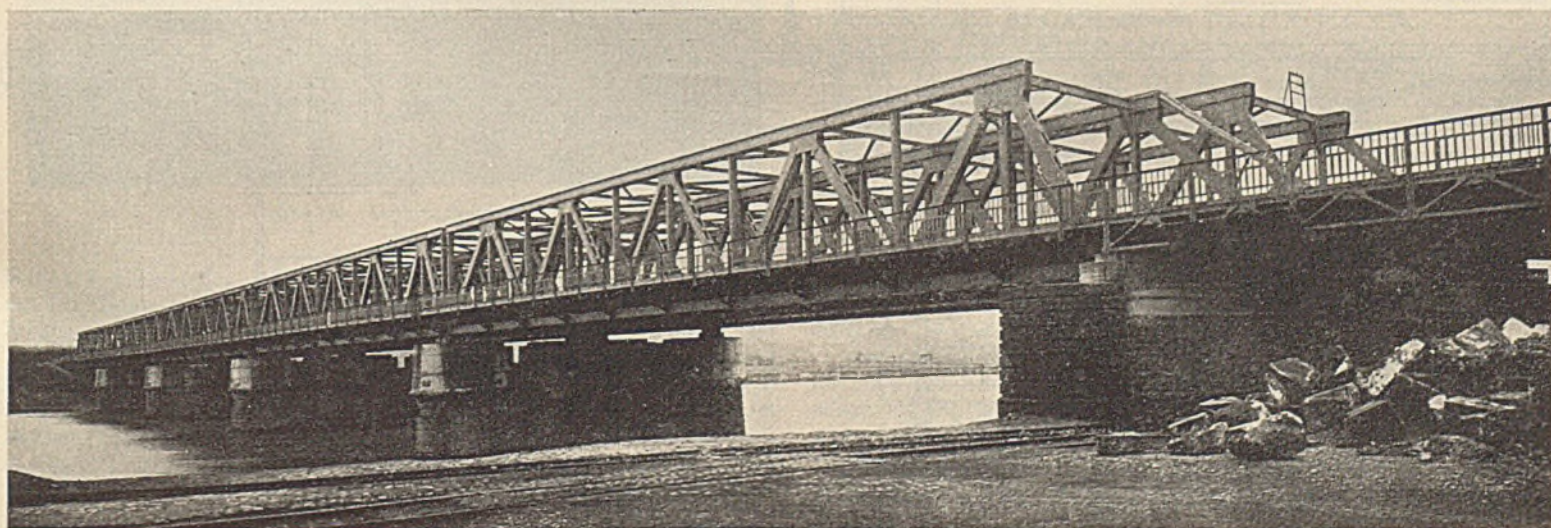


Abb. 3. Ansicht der neuen Brücke.



Abb. 4. Blick in die neue Brücke.

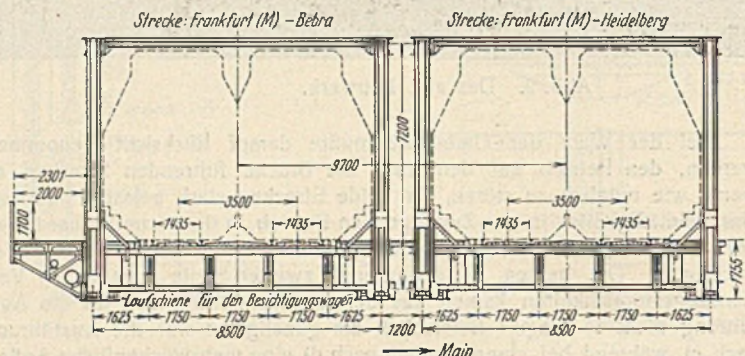


Abb. 5. Querschnitt der neuen Brücke.

genommen und durch Roste aus breitflansigen I-Trägern in das Mauerwerk übertragen. Die Verstärkung der nur durch senkrechte Kräfte beanspruchten Zwischenpfeiler blieb daher auf die Herstellung von Eisenbeton-Auflagerplatten und einer 35 cm starken Ummantelung der Pfeilerköpfe aus Eisenbeton beschränkt (Abb. 6). An den Pfeilerfundamenten waren keine Verstärkungen nötig. Wie eine Nachrechnung zeigte, hätten Gerberträger oder durchlaufende Träger mit mittiger Auflagerung gegenüber der gewählten Auflageranordnung günstigere Verhältnisse in den Pfeilerbeanspruchungen nicht ergeben. Die zehn zweigleisigen Überbauten sind als Parallelträger mit untenliegender Fahrbahn ausgebildet. Als Baustoff ist St 48 verwandt. Das Hauptträgersystem ist ein Trapezträger, dabei sind über den Zwischenpfeilern zur Erzielung eines guten Aussehens Blindstäbe angeordnet. Die Stützweite der Überbauten ist 52,84 m, die Höhe der Hauptträger 7,20 m, die Feldteilung 5,25 m. Die Überbauten sind schief; der Winkel zwischen Brückenachse und Pfeilerachse beträgt rd. 71°. Die Brücke besitzt einen oberen und einen unteren Windverband. Der Gleisabstand ist 3,50 m, der Mittenabstand der Hauptträger 8,50 m. Die inneren Hauptträger der beiden Brückenzüge haben einen lichten Abstand von 0,80 m. Die Lichtraumumgrenzung entspricht dem Profil E 1 der „Grundsätze für die bauliche Durchbildung

eiserner Eisenbahnbrücken“ (GE) der Deutschen Reichsbahn. Die Längs- und Querträger sind genietete Vollwandträger. Die Fahrbahn ist mit Ausnahme der seitlichen Holzabdeckung mit Warzenblechen abgedeckt. Zum Schutze der Hauptträger sind Entgleisungsschutzwinkel angebracht. Zwischen dem zweiten und dritten Überbau sind zum Ausgleich der Längenänderung Schienenauszüge der Bauart „Bochumer-Verein“ mit 300 mm Auszuglänge eingebaut. Im übrigen sind die Schienen, die auf Eichenschwellen gelagert sind, auf die ganze Brückenlänge geschweißt. An den Überbauten der Strecke Frankfurt (Main)—Hanau kragt ein öffentlicher Fußweg mit 2 m l. Br. seitlich aus. Dieser Fußweg dient gleichzeitig zur Überführung städtischer Starkstromkabel und ist für die Aufnahme einer Fernheizleitung eingerichtet. Der Fußboden des Steges ist mit Betonplatten abgedeckt, deren Oberfläche zum Schutze gegen

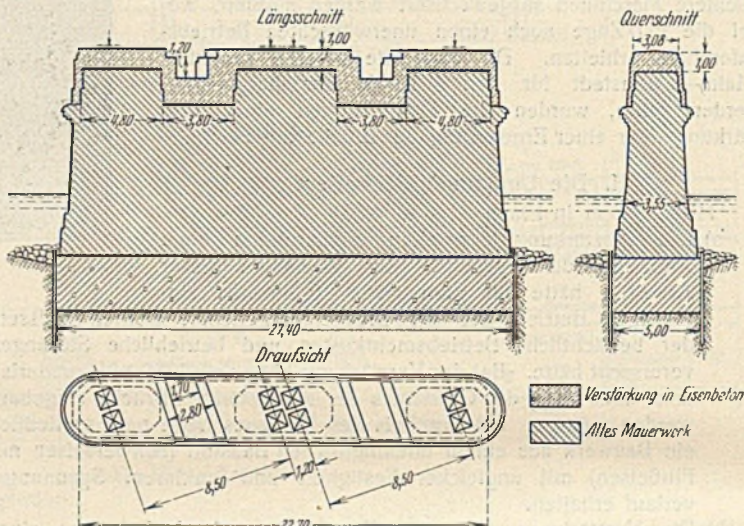


Abb. 6. Verstärkung der Zwischenpfeiler.

Abnutzung mit einer Schicht Stahlbeton versehen wurde. Das Gesamtgewicht der Eisenkonstruktion der zehn Überbauten einschl. des seitlichen Fußsteiges beträgt 3120 t. Unter jedem Brückenzug läuft nur ein Besichtigungswagen, der zur Durchfahrt durch entsprechende Aussparungen in den Pfeilerköpfen um 90° gedreht wird und so den ganzen Brückenzug bestreichen kann. Mit Rücksicht auf die Kosten haben die Besichtigungswagen nur mechanischen Antrieb erhalten. Die Voröffnungen über den Hafenbahngleisen sind mit eingleisigen Vollwandträgern überbrückt. Der Fußsteg ist hier besonders überführt.

IV. Der Bauvorgang.

Vor Beginn des eigentlichen Umbaus wurde der nördliche Uferpfeiler auf der Flußseite durch eine Betonvorlage von rd. 1000 m³ verstärkt, die im Schutze einer Spundwand bis zur Pfeilersohle hinabgeführt und mit Rundeisenankern mit dem vorhandenen Mauerwerk verbunden wurde. Außerdem wurde die Eisenbetonummantelung der Strompfeiler bis zur Unterkante der späteren Auflagerplatten hergestellt. Der Umbau selbst wurde in zwei Abschnitten durchgeführt; zunächst wurde der Brückenzug der Hanauer Strecke, nach dessen Fertigstellung der der Darmstädter Strecke umgebaut. Die eisernen Überbauten wurden auf festen Gerüsten

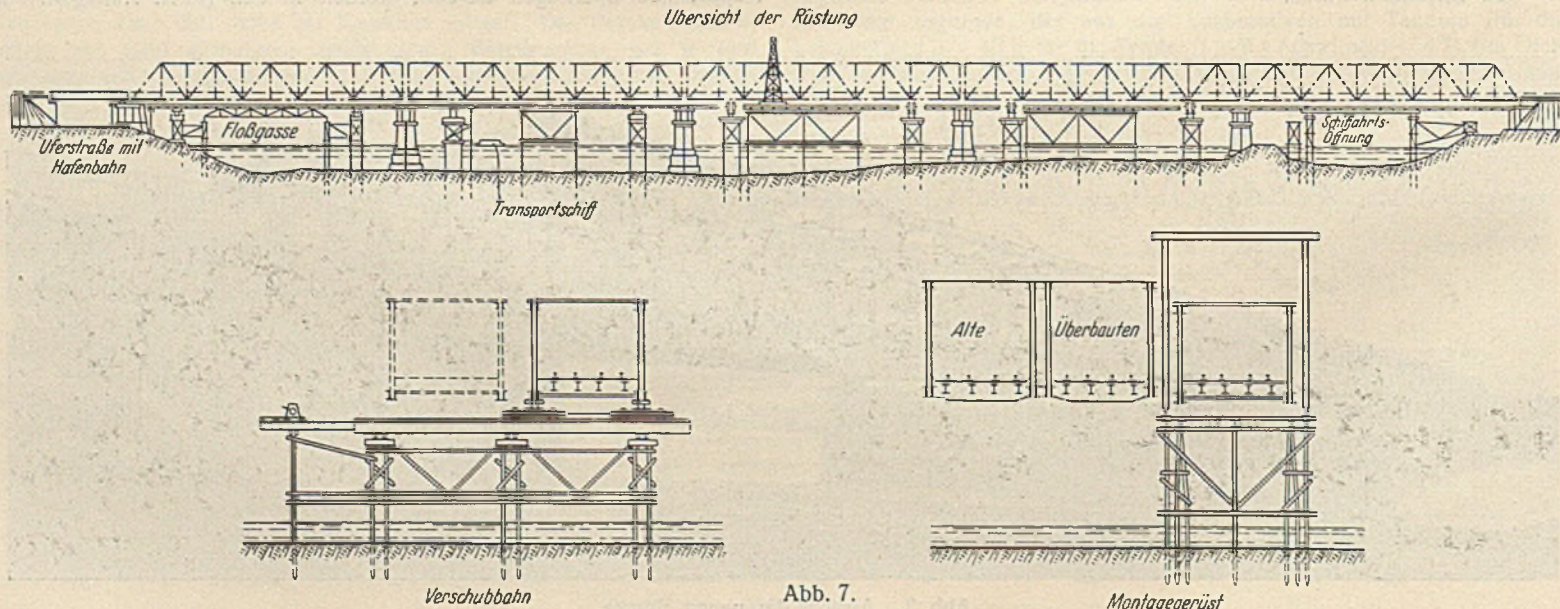


Abb. 7.

Montagegerüst

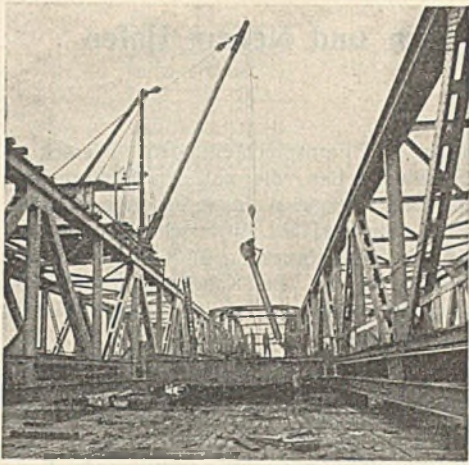


Abb. 8. Abbruch der alten Überbauten.

in Kähnen von dem 35 km flußabwärts gelegenen Werk, der Brückenbauanstalt M. A. N. Gustavsburg a. Main, zur Baustelle befördert und dort mittels eines Kranes, der neben dem Montagegerüst auf einem 15 m hohen Turmgerüst errichtet war, vom Schiff auf den Rüstboden gehoben. Nach dem Zusammenbau wurden die neuen Überbauten für das spätere seitliche Einfahren auf Verschubgerüste abgesetzt. Während bis dahin der Bahnbetrieb von den Bauarbeiten nicht berührt worden war, wurden nunmehr für die Auswechslung der Überbauten die Gleise des ersten Brückenzuges für drei Wochen gesperrt und die beiden zweigleisigen Strecken auf die Brückenlänge je eingleisig über die im Betriebe bleibende Brücke geführt. Um Störungen in den Zugläufen möglichst zu vermeiden, war an der Baustelle eine besondere Zugleitung für die Dauer des eingleisigen Betriebes eingerichtet. Sofort nach der Außerbetriebsetzung des Brückenzuges wurden die alten Überbauten auf besondere Abbruchgerüste abgesetzt und die alte Eisenkonstruktion (rd. 1000 t) in etwa acht Tagen in Tag- und Nachtarbeit mit Hilfe von besonderen Abbruchkranen, die auf dem Obergurt der nebenliegenden neuen Überbauten liefen, von der Mitte beginnend autogen zerschnitten und auf Kleinwagen nach den

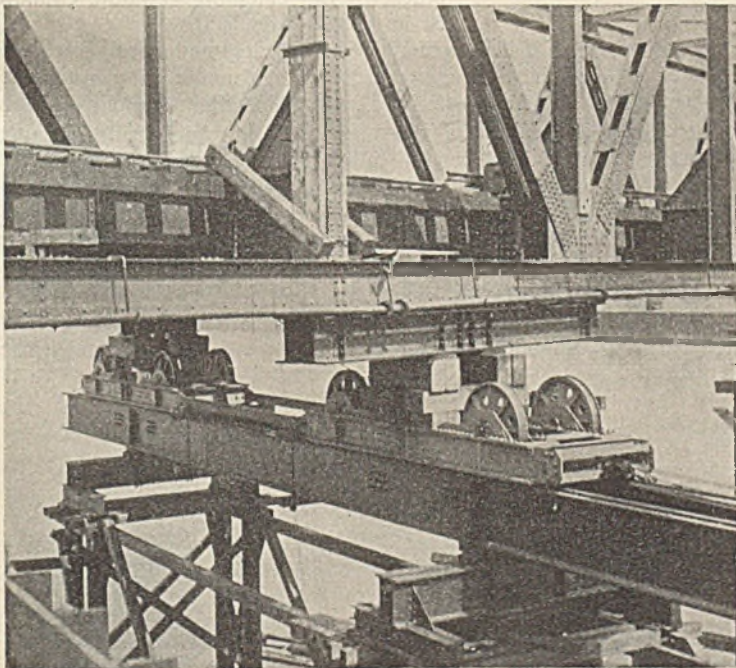


Abb. 10. Verschubwagen.

beiden Brückenköpfen abbefördert (Abb. 8). Dort wurden die Eisenteile mit Überladekranen auf Bahnwagen verladen und abgefahren. Nach der Freilegung der Pfeiler und der Widerlager wurden die Pfeilerköpfe um 1 m Höhe abgebrochen und die Eisenbetonauflegerplatten hergestellt (Abb. 9). Dabei waren im ersten Bauabschnitt besondere Sicherungen für die dicht an der Abbruchkante liegenden Auflagersteine des noch im Betriebe befindlichen Brückenzuges notwendig. Um die im zweiten Bauabschnitt herzustellende Hälfte der mittleren Auflagerplatten mit dem

ersten Teil einwandfrei zu vereinigen, wurden die Eiseneinlagen bei der Ausführung des zweiten Teiles in Pfeilermitte mit Muffen und Gewinden gestoßen. Für die Herstellung des Betons wurde hochwertiger Portlandzement und Rheinkies verwendet. Sofort nach der Fertigstellung der neuen Auflagerplatten wurden die neuen Überbauten, die inzwischen auf zweiachsige Verschubwagen (Abb. 10) gesetzt worden waren, eingefahren und auf die Lager abgesetzt. Das Einfahren der Überbauten geschah mit handbedienten Kabelwinden und nahm durchschnittlich 40 Minuten in Anspruch. Die Überbauten der Voröffnung wurden mit einem Spezialkranwagen der Brückenbauanstalt M. A. N., der 9,5 m Ausladung besitzt, in wenigen Stunden ausgewechselt. Nach 21 Tagen konnte der Betrieb programmäßig wieder viergleisig aufgenommen werden. Der zweite Brückenzug wurde in gleicher Weise umgebaut. Hierbei konnte die für die Auswechslung vorgesehene Frist von 21 Tagen sogar um vier Tage gekürzt werden. In Abb. 11 ist der Bauvorgang bei der Auswechslung des zweiten Brückenzuges bildlich dargestellt. Die Baustellenarbeit, mit der im Februar 1927 begonnen worden war, war Ende Oktober 1927 planmäßig und ohne Unfälle beendet. Unter erschwerten Verhältnissen waren in diesem Zeitraum über 3100 t Eisenkonstruktion eingebaut worden. Während der Auswechslungsfristen wurden in 19 bzw. 21 Tagen jeweils 1000 t alte Eisenkonstruktion ausgebaut, etwa 130 m³ Eisenbeton der Auflagerplatten hergestellt und die neuen Überbauten betriebsfertig eingebaut. Die Baukosten beliefen sich einschließlich der Gleis- und Sicherungsanlagen für den zeitweise eingleisigen Betrieb auf rd. 2 300 000 R.-M. Die Eisenarbeiten wurden von der Brückenbauanstalt M. A. N., Werk

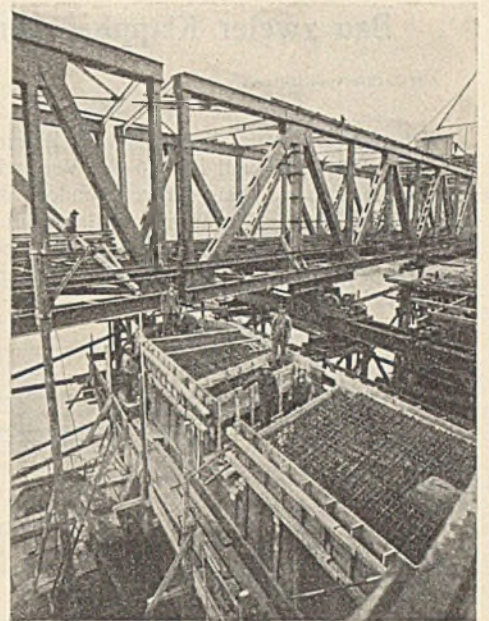


Abb. 9. Verstärkung der Pfeilerköpfe.

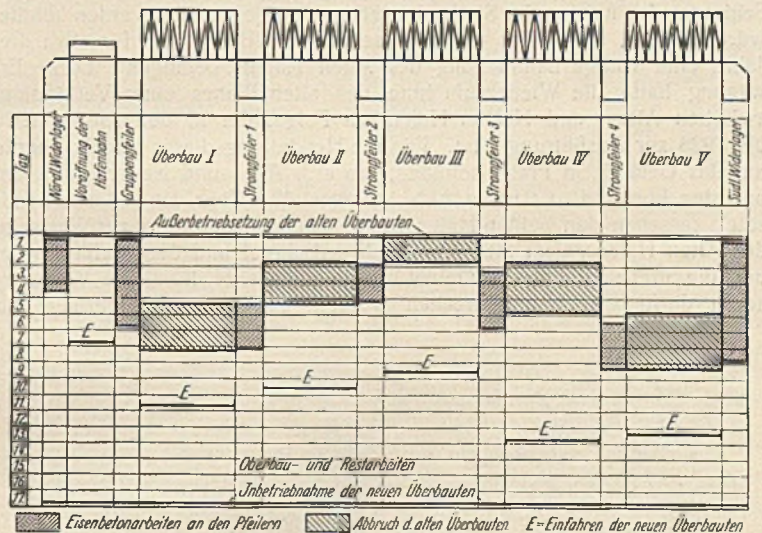


Abb. 11. Baufortschritt bei der Auswechslung des zweiten Brückenzuges.

Gustavsburg, die Betonarbeiten von Grün & Bilfinger A.-G., Mannheim, und die Eisenbetonarbeiten von Wayss & Freytag A.-G., Frankfurt a. M., ausgeführt.

Im Zusammenhang mit dem Umbau der Mainbrücke wurden mehrere im Zuge der beiden Strecken liegende Straßenunterführungen, die den neuen Verkehrslasten ebenfalls nicht mehr genügten, umgebaut und teilweise erweitert. Weitere Umbauten von Unterführungen vor dem Hauptpersonenbahnhof Frankfurt (Main) sind noch im Gange.

Bau zweier Klappbrücken über den Verbindungskanal zwischen Altem und Neuem Hafen zu Bremerhaven.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Oberbaurat P. Beck, Bremerhaven.

Die neueren bremischen Häfen in Bremerhaven — der Neue Hafen, die Kaiserhäfen I, II und III und der Verbindungshafen — stehen in Verbindung miteinander, nur der vor hundert Jahren als erster erbaute Alte Hafen führt ein Sonderdasein. Es liegt auf der Hand, daß sich hieraus allerlei Mißstände für den Schiffsverkehr und den Hafenbetrieb ergeben. Der Wunsch nach einer Verbindung zwischen dem Alten Hafen und dem

elektrischem Strom, Gas, Wasser- und Fernsprechleitungen. Hieraus ergaben sich bemerkenswerte Schwierigkeiten, die auf den Baufortschritt ungünstig einwirkten. Es mußte daher zunächst damit begonnen werden, daß das Eisenbahngleis nach dem Neuen Hafen zu verschoben und über eine hölzerne in den Hafen gebaute Behelfsbrücke geführt und die Straße nach dem Alten Hafen zu verlegt wurde. Bei Kabeln und Leitungen ließ sich eine mehrmalige Umlegung nicht vermeiden.

Die Achse des Verbindungskanals wurde so gelegt, daß sie einen möglichst spitzen Winkel mit der Kaje des Neuen Hafens bildete, um eine möglichst schlanke Einfahrt zu erzielen. Die festliegende Lage der beiderseitigen Weichenverbindungen, die nur um ein geringes Maß verändert werden konnte, war von erheblichem Einfluß.

Für die Überführung des Eisenbahngleises und der Straße kamen verschiedene Möglichkeiten in Frage. An die Lage des Gleises, das wieder an die alte Stelle gelegt werden mußte, war man gebunden, die Lage der Straßenführung konnte innerhalb gewisser Grenzen noch gewählt werden.

Es wurden folgende Möglichkeiten erörtert:

Überführung beider Verkehrsarten durch eine gemeinsame Drehbrücke, Überführung durch eine gemeinsame Klappbrücke und Überschneidung der beiden Verkehrsarten auf der Brücke und Überführung durch getrennte Dreh- oder Klappbrücken. Die Beschränktheit des Platzes und die Rücksicht auf die Sicherheit des Verkehrs brachten die Entscheidung zugunsten zweier Klappbrücken. Der endgültig gewählte Grundriß ist in Abb. 2 dargestellt.

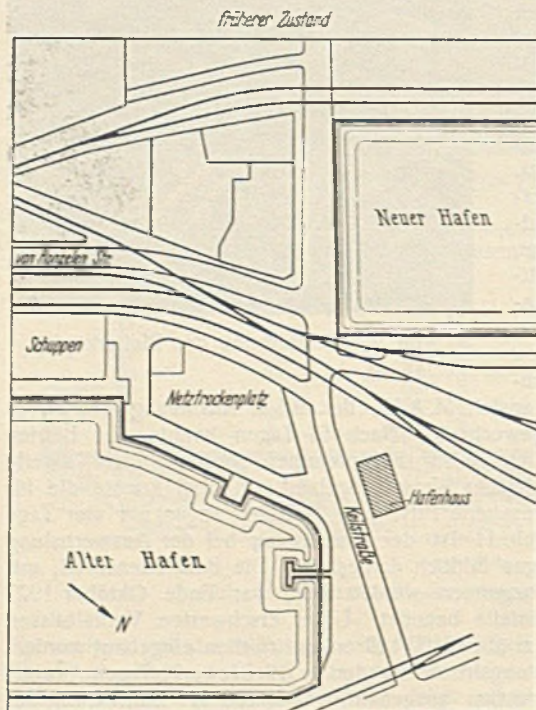


Abb. 1.

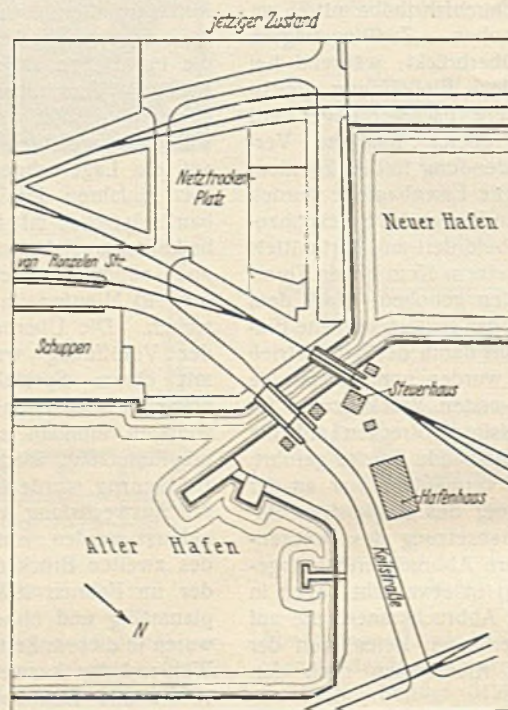


Abb. 2.

ihm zunächst gelegenen Neuen Hafen ist daher schon alt. Die Schleuse des Alten Hafens hat zudem nur eine Drempeltiefe von 2,50 m unter NW, ist auch sonst nicht mehr sehr leistungsfähig. Der Bau einer neuen Schleuse, der nur an der Stelle der jetzigen vorgenommen werden könnte, würde jedoch, abgesehen von den sehr hohen Baukosten, für etwa drei Jahre eine völlige Lahmlegung des Alten Hafens bedingen. Diese Erwägung hatte die Wiederaufnahme des alten Planes einer Verbindung zwischen Altem und Neuem Hafen zur Folge, der in den Jahren 1926 bis 1928 zur Ausführung kam. Für die Herstellung dieses Kanals konnte nur das Gelände in Frage kommen, wo sich Alter und Neuer Hafen am nächsten kommen. Es ist in Abb. 1 dargestellt. Über das schmale Landstück zwischen den beiden Häfen führte das Eisenbahngleis zur Westseite des Alten Hafens, dem Sitze der Hochseefischerei und der Fischindustrie, und die Straße nach diesem Gebiet und dem Weserdeich. Beide Verkehrsarten durften nicht unterbrochen werden, ebenso die Zuführung von

Die Breite des Kanals ist auf 12,50 m festgelegt und so bemessen, daß Schlepper, Schleppkähne, Bagger und kleinere Dampfer der europäischen Fahrt bequem fahren können, die Tiefe beträgt 8 m unter gewöhnlichem HW.

Der Kanal ist beiderseits von massiven Ufermauern auf hölzernem Pfahlrost eingefaßt. Die Mauern selbst bestehen aus Zementtraßbeton mit Eiseneinlagen und Klinkerverblendung. Für den Anschluß an den Neuen Hafen ist eine eiserne, nach hinten verankerte Larssenspundwand gewählt, um während des Baues einen besonderen Fangedamm vermeiden zu können.

Die durchzuführenden Leitungen und Kabel, und zwar je zwei Wasser- und Gasleitungsrohre und 16 elektrische Kabel, darunter zwei Hochspannungskabel, wurden in vier in den Ufermauern angeordneten Nischen untergebracht.

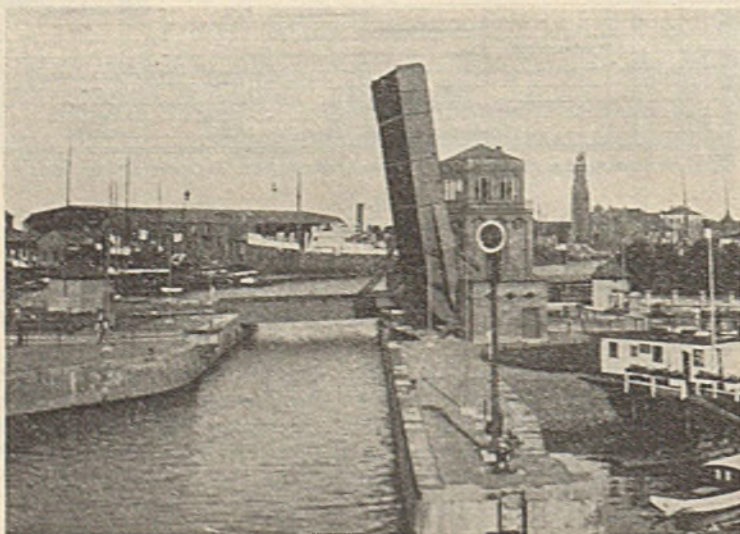


Abb. 3. Ansicht vom Alten Hafen aus. Straßenbrücke geöffnet.

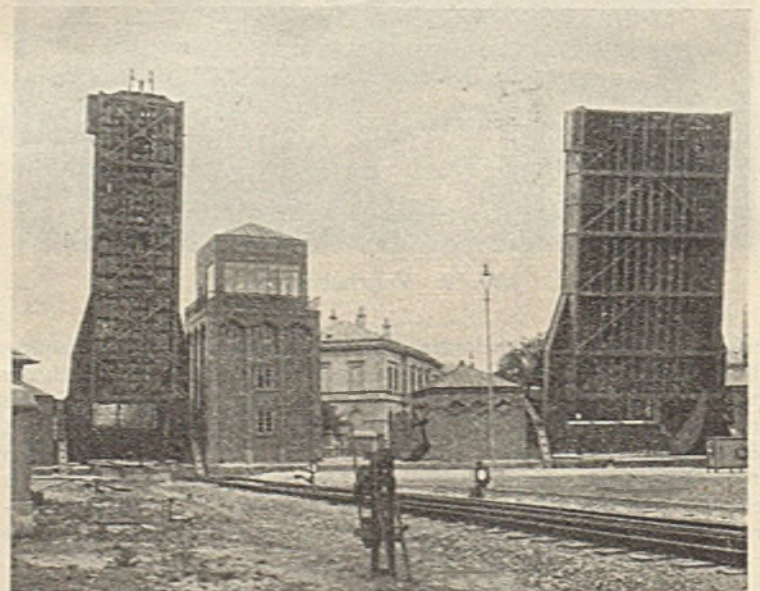
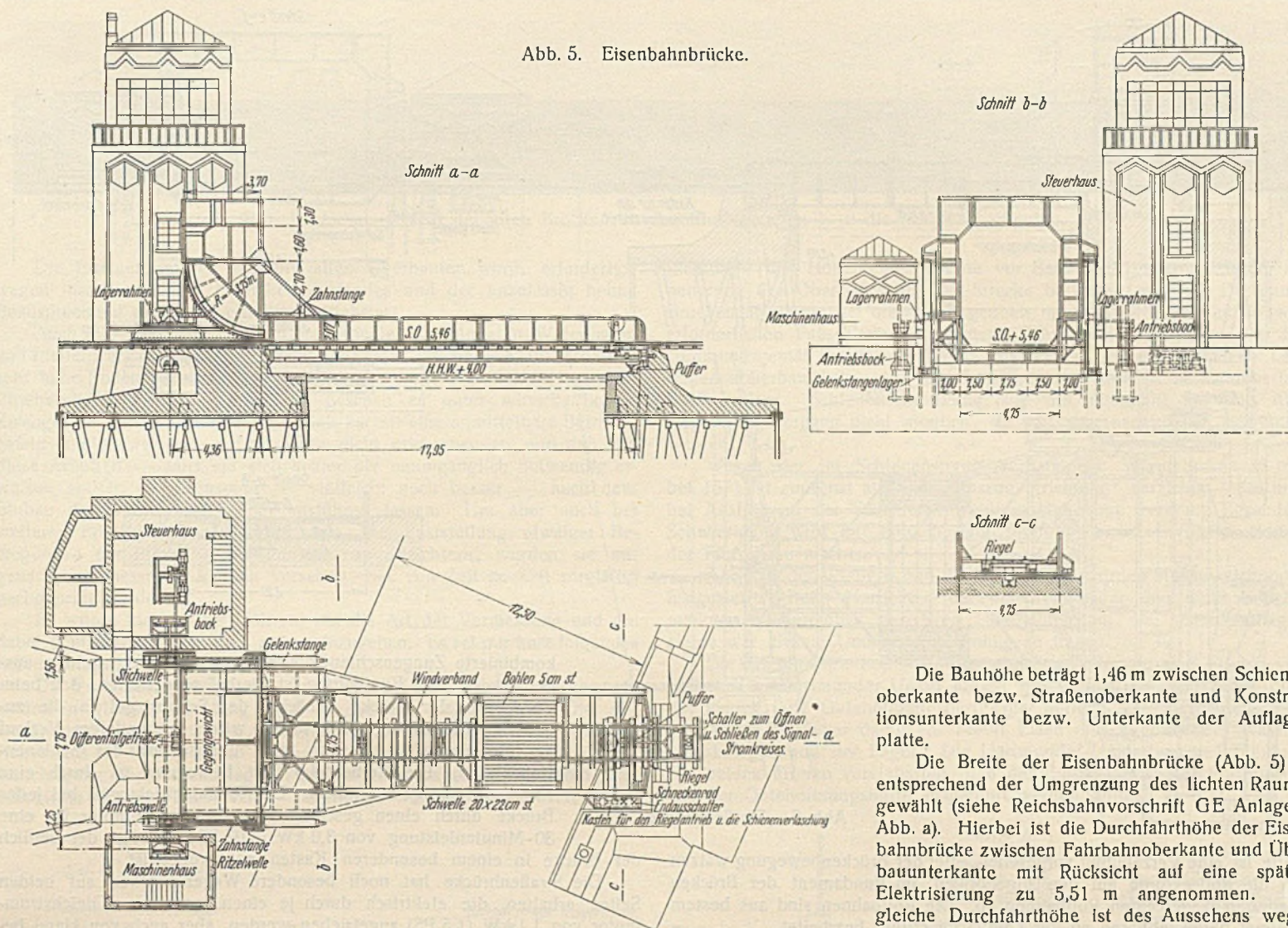


Abb. 4. Ansicht von Süden. Beide Brücken geöffnet.

Abb. 5. Eisenbahnbrücke.



Die Bauhöhe beträgt 1,46 m zwischen Schienenoberkante bzw. Straßenoberkante und Konstruktionsunterkante bzw. Unterkante der Auflagerplatte.

Die Breite der Eisenbahnbrücke (Abb. 5) ist entsprechend der Umgrenzung des lichten Raumes gewählt (siehe Reichsbahnvorschrift GE Anlage 1, Abb. a). Hierbei ist die Durchfahrthöhe der Eisenbahnbrücke zwischen Fahrbahnoberkante und Überbauunterkante mit Rücksicht auf eine spätere Elektrisierung zu 5,51 m angenommen. Die gleiche Durchfahrthöhe ist des Aussehens wegen für die Straßenbrücke gewählt.

Die Breite der Straßenbrücke (Abb. 6) ist nach DIN 1071 Norm V bemessen mit 5,2 m Fahrbahnbreite und je 1,5 m Fußweg auf beiden Seiten.

Für die Eisenbahnbrücke ist der Lastenzug E der Deutschen Reichsbahngesellschaft, für die Straßenbrücke sind die Anforderungen der Brückenklasse I nach DIN 1072 zugrunde gelegt.

Für die Windbelastung in Verkehrsstellung gelten die allgemein üblichen Annahmen, im geöffneten Zustand ist ein größter Winddruck von 150 kg/m² senkrecht getroffener Fläche vorgeschrieben.

Für die Fahrbahn der Eisenbahnbrücke ist Querschwellenoberbau mit Eichenholzschnellen und Schienen Form 8 vorgesehen.

Die Fahrbahn der Straßenbrücke hat eine Abdeckung aus Stahlgußplatten mit sechseckigen Vertiefungen erhalten, die den Pferdehufen einen festen Halt gewähren sollen. Sie sind auf einem Eisenrost verlegt. Diese Form ist gewählt worden, um an der Unterhaltung möglichst zu sparen. Die Fußwege haben einen Längsbohlenbelag aus 7 cm starken Eichenholzern erhalten. Der Baustoff für die Eisenkonstruktionen der Brücke ist Flußstahl St 37, da St 48 bei der geringen Spannweite der Brücken keine Vorteile bietet. Die Ausbildung der Brücken ist aus den Abbildungen ersichtlich. Es sind Scherzerklappbrücken mit hochliegendem Gegengewicht. Beide Brücken sind mit Rücksicht auf eine einheitliche Wirkung möglichst gleich gehalten. Sie unterscheiden sich lediglich in der Stützweite und in der Ausbildung der Querschnitte.

Der maschinelle Antrieb (Gelenkstangenantrieb nach einer der Firma Freund-Starke-Hoffmann A.-G. in Charlottenburg patentierten Konstruktion, s. „Die Bautechnik“ 1923, Heft 44, S. 435) ist so angeordnet, daß störende Überschneidungen vermieden sind. Die Oberkante der Gelenkstange deckt sich mit der Oberkante des Hauptträgers der Brücken.

Um die Sektorabmessungen und damit die Länge der Antriebsstange nach Möglichkeit zu beschränken, war es erforderlich, den Angriffspunkt des Gelenkstangenantriebes an der Brücke (Sektor-Mittelpunkt) möglichst tief herunterzuziehen. Da aber dieser Angriffspunkt gleichzeitig der Schwerpunkt der Brücke sein muß, mußte das Gegengewicht entsprechend verteilt und zu etwa einem Drittel in den am Sektor liegenden Gegengewichtskasten untergebracht werden.

Die Rollsektoren haben Laufkränze aus Stahlguß erhalten, die mit der Eisenkonstruktion fest verbunden sind. Zur Aufnahme der wagerechten

Die Ufermauern und Brückenfundamente wurden im Trockenen unter Wasserhaltung hergestellt, mit Ausnahme der Anschlußstücke nach dem Alten Hafen zu, für deren Ausführung der Wasserstand des Hafens abgesenkt wurde. Auch die Rohrleitungen und Kabel wurden im Trockenen eingebracht, wobei die Ufermauern gegeneinander abgestützt wurden.

Da der Unterschied zwischen Hafenwasserstand und Gelände mit 1,46 m nur gering war, verbot sich von selbst die Anlage eines Brückenkellers zur Aufnahme des Gegengewichtes. Es mußte also eine Konstruktion mit hochliegendem Gegengewicht gewählt werden. Aus den im folgenden näher dargelegten Gründen wurde die Bauart Scherzer für die Entwurfsbearbeitung vorgeschrieben.

Die Lieferung und Aufstellung der Brücken wurde in öffentlicher Ausschreibung ausgeschrieben.

Den Zuschlag erhielten die Vereinigten Stahlwerke A.-G. Dortmunder Union in Gemeinschaft mit Freund-Starke-Hoffmann Maschinen A.-G. und den Siemens-Schuckert-Werken. Bei dieser Wahl waren folgende Gesichtspunkte ausschlaggebend: Aussehen und statische Ausbildung der eigentlichen Brücken, Ausbildung und Anordnung der maschinellen Teile und deren Wartung, Rücksichten auf Verkehrssicherheit und Übersichtlichkeit der Gesamtanlage sowie neben den Brückenbaukosten die Kosten der Ausbildung der Fundamente.

Das Aussehen bietet bei Klappbrücken immer einige Schwierigkeiten, und es muß besonders anerkannt werden, daß sich die Dortmunder Union gerade dieser Frage mit besonderer Liebe gewidmet hat. Bei der geringen Spannweite der Brücken ist der Blechträger an sich das Gegebene. Er ist niedriger, für die Unterhaltung praktischer und wirkt im ganzen in Verbindung mit dem Gegengewicht ansprechender. Bezüglich der Maschinenanlagen war eine Unterbringung möglichst unter Gelände gefordert. Bei der geringen zur Verfügung stehenden Höhe vom Pfahlrost bis zur Geländeoberkante von nur 3,46 m war diese Forderung allerdings nicht restlos zu erfüllen, immerhin dürfte die Übersichtlichkeit der Anlage nicht gelitten haben, wie aus Abb. 3 u: 4 zu ersehen ist.

Die Steuerorgane sind in dem Hauptgebäude, die Triebwerke in diesem und den drei kleineren Häuschen untergebracht. Die Antriebswellen liegen in zwei unterirdischen Gängen, die in den Fundamenten ausgespart sind. Der Entwurfsbearbeitung sind folgende Vorschriften zugrunde gelegt.

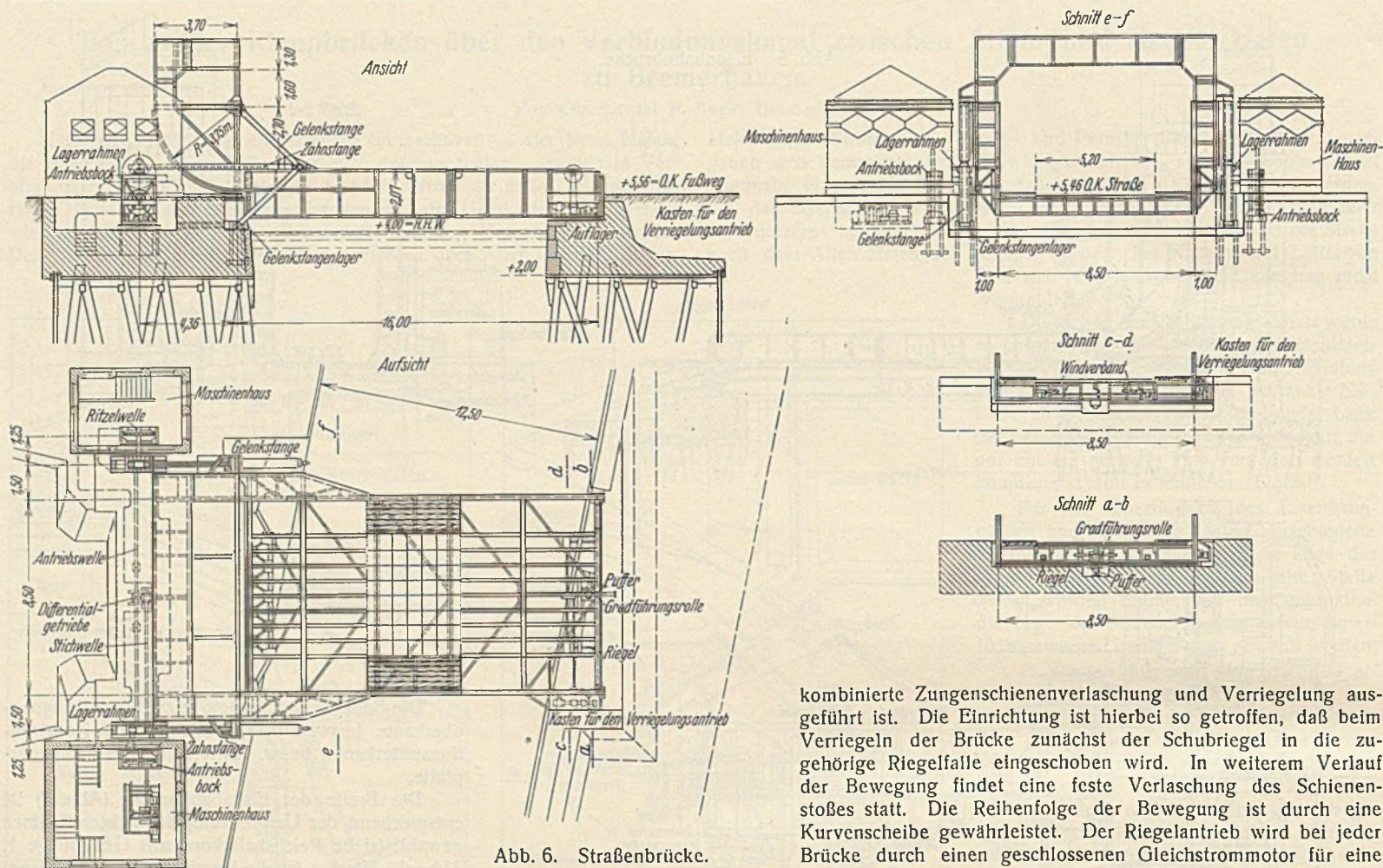


Abb. 6. Straßenbrücke.

Kräfte ist eine Verzahnung vorgesehen. Bei der Brückenbewegung wälzen sich die Rollsektoren auf den zugehörigen, im Fundament der Brücken gelagerten wagerechten Rollbahnen ab. Die Rollbahnen sind aus bestem Stahlguß hergestellt und an der Lauffläche sauber bearbeitet.

Die Wirkungsweise des Gelenkstangenantriebes ist in der angezogenen Quelle genau beschrieben. Als wesentlicher Vorzug ist noch zu erwähnen, daß in der Öffnungsstellung die Brückenklappe durch den Gelenkstangenantrieb unverrückbar festgehalten wird, ohne daß in dem Triebwerk nennenswerte Belastungen auftreten, da zur Aufnahme des gesamten Windmomentes lediglich die Gelenkstangen selbst herangezogen werden. Für die Bewegung der Brücken dienen für jede Brücke zwei geschlossene Gleichstrommotoren der Siemens-Schuckert-Werke für 440 V von je 13,5 kW (18,4 PS). Die Kraft wird durch Zahnradvorgelege und Welle mit Planetengetriebe auf das Antriebsritzel übertragen. Sämtliche maschinellen Teile sind nach Möglichkeit innerhalb der Maschinenhäuschen angeordnet. Beide Motoren sind im Stande, die Brücke gegen einen Winddruck von 50 kg/m² in 1 bis 1½ Minuten zu öffnen. Ein Motor allein ist imstande, die Brücke bei entsprechend geringerem Winddruck in derselben Zeit zu öffnen. Bei Benutzung des ebenfalls vorgesehenen Handantriebes können zwei Mann die Brücke in 20 Minuten hochdrehen.

Zur feinstufigen Regelung der Brückengeschwindigkeit ist ein Leonard-Umformer vorgeschaltet. Die Verriegelung der Straßenbrücke in der Schließlage besteht aus zwei einfachen Schubriegeln aus S.M.-Stahl, die wagerecht in Richtung der Brückenachse verschieblich angeordnet und in Führungen aus Stahlguß gelagert sind. Diese Riegel werden beim Verriegeln der Brücke in entsprechende Mundstücke aus Stahlguß, die mit dem Mauerwerk der Pfeiler verbunden sind, eingeführt und halten das freie Brückende unverrückbar fest. Für die Eisenbahnbrücke ist außerdem eine besondere Verlaschung der Schienen vorgesehen, die als

kombinierte Zungenschienenverlaschung und Verriegelung ausgeführt ist. Die Einrichtung ist hierbei so getroffen, daß beim Verriegeln der Brücke zunächst der Schubriegel in die zugehörige Riegelfalle eingeschoben wird. In weiterem Verlauf der Bewegung findet eine feste Verlaschung des Schienestoßes statt. Die Reihenfolge der Bewegung ist durch eine Kurvenscheibe gewährleistet. Der Riegelantrieb wird bei jeder Brücke durch einen geschlossenen Gleichstrommotor für eine 30-Minutenleistung von 3,0 kW (4,07 PS) betätigt, der seitlich der Brücke in einem besonderen Kasten angeordnet ist.

Die Straßenbrücke hat noch besondere Wegeschranken auf beiden Seiten erhalten, die elektrisch durch je einen besonderen Gleichstrommotor von 1,1 kW (1,5 PS) angetrieben werden, aber auch von Hand bedienbar sind.

Die Eisenbahnbrücke hat von der Reichsbahnverwaltung noch besondere Eisenbahnsicherungen erhalten, so daß erst nach Zustimmung der beiderseitigen Weichenstellerposten eine Bedienung der Brücke möglich ist.

Auf der Klappseite der Eisenbahnbrücke ist eine besondere Verlaschung der Schienen nicht angeordnet, sondern sind diese auf einem besonders konstruierten Stuhl gelagert.

Zur Sicherung des Eisenbahnverkehrs sind beiderseits der Brücke mechanisch bediente Signale 14/14a angeordnet, zur Regelung des Schiffsverkehrs zu beiden Seiten des Kanals elektrisch angetriebene Schiffahrtssignale, außerdem zeigen die Brücken in geschlossener Stellung auf jeder Seite zwei rote Lichter als Haltsignale. Alle erforderlichen Bewegungen sind zwangsläufig voneinander abhängig gemacht und werden vom Steuerhaus aus betätigt. Dieser Steuerhaus wurde im obersten Geschos des Hauptgebäudes vorgesehen. Er ist so hoch gelegt, daß der Maschinenmeister über die Gegengewichte hinweg einen guten Überblick über die Gesamtanlage und nach den beiden Häfen hat, auch die Straße und die Eisenbahngleise völlig übersehen kann. Der Maschinenmeister ist so in der Lage, die gesamte Anlage ohne weitere Hilfe zu bedienen. Im Steuerhaus sind ferner im Kellergeschoß die Maschinenanlage für die Eisenbahnbrücke, im ersten Obergeschoß der Wachraum und zweiten Obergeschoß das Leonardaggregat und Nebenräume in ausreichender Bemessung untergebracht. Das Gebäude wird durch eine Sammelheizung erwärmt.

Die gesamte Anlage des Kanals und der Brücken hat an Kosten rd. 1¼ Mill. R.-M. erfordert.

Erneuerung der eisernen Überbauten der Weserbrücke bei Dreye (Bremen).

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. Zander, Reichsbahndirektion Münster (Westf.).

Die Erneuerung der im Jahre 1873 in Betrieb genommenen eisernen Überbauten der Flut- und Stromöffnungen der Weserbrücke bei Dreye von km 229,207 bis 229,810 der Strecke Wanne—Bremen ist insofern bemerkenswert, als es sich um einen rd. 600 m langen Brückenzug handelt, dessen Umbau unter Aufrechterhaltung des regen Schiffsverkehrs auf der Weser und des Eisenbahnbetriebes auf der stark besetzten Hauptstrecke Köln—Hamburg ausgeführt werden mußte. Notbrücken kamen bei der Länge des Brückenzuges nicht in Frage. Die Auswechslung

der einzelnen Überbauten mußte daher in größeren Zugpausen geschehen, die nur zu gewissen Zeiten durch Verlegung von Zügen geschaffen werden konnten. Als Gesamtbauzeit stand ferner nur die Zeit nach Ablauf des Frühjahrshochwassers bis zum 31. Oktober zur Verfügung.

Abb. 1 zeigt den gesamten Brückenzug. Die ersten sechs Flutöffnungen sind bereits mit neuen Überbauten versehen. In der sechsten Öffnung stehen Portalkrane. Zu beiden Seiten der alten Strombrücke sieht man im Flußbett einen Teil der Hilfsgerüste.

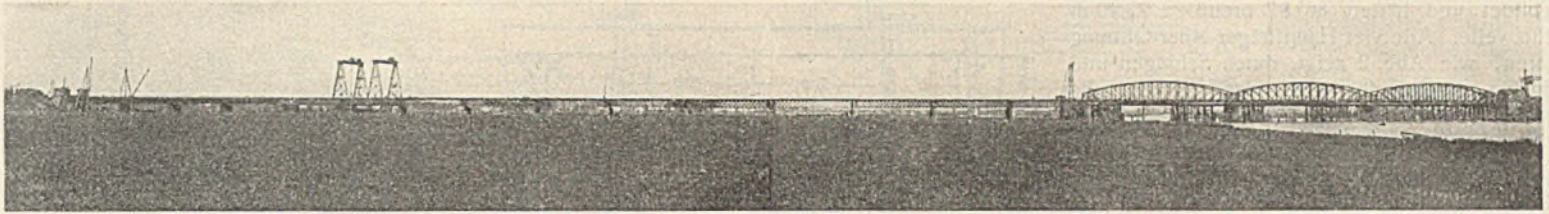


Abb. 1. Gesamtansicht der alten Brücke. In den Flutöffnungen 1—6 die neuen Überbauten.

Die Erneuerung der 54 Jahre alten Überbauten wurde erforderlich wegen ihres schlechten baulichen Zustandes und der unzulässig hohen Beanspruchung durch die erhöhte Betriebslast.

Auch bei den auf Brunnen und Pfählen gegründeten Widerlagern und Pfeilern ergab die Nachrechnung hohe Beanspruchungen, insbesondere sehr hohe Bodenpressungen. Wenn trotzdem von einer Verstärkung oder Erneuerung abgesehen wurde, so geschah es unter wirtschaftlichem Zwange aus der Erwägung heraus, daß zurzeit eine unmittelbare Betriebsgefahr infolge der hohen Pressungen nicht erkennbar ist, und daß sich diese Arbeiten — falls sie sich später als unumgänglich notwendig erweisen sollten — ebensogut — vielleicht noch besser — nach dem Einbau der neuen Überbauten ausführen lassen. Um aber auch bei weiterer Erhöhung der Betriebslasten die Feststellung etwaiger Bewegungen der Pfeiler und Widerlager zu erleichtern, wurden sie mit genau eingemessenen Marken versehen, die von Zeit zu Zeit sorgfältig nachgeprüft werden.

Es würde hier zu weit führen, auf die Art der Vermessung und die dabei gemachten Erfahrungen näher einzugehen. Es sei nur kurz folgendes hervorgehoben.

Die Vermessung ergab, daß die Gleise auf dem ganzen Brückenzuge weder in gleicher Richtung noch in gleicher Höhe lagen. Die Abweichungen von der neuen mittleren Höhe (bis zu 7 cm) und von der Achse (bis zu 14 cm) waren zwar nicht groß, bedeuteten aber für die Berichtigung der Schienenlage in kurzen Betriebspausen immerhin eine erhebliche Erschwerung. Ein — allerdings nur kleiner — Teil dieser

Richtungs- und Höhenfehler konnte vor Baubeginn gelegentlich der Erneuerung des Oberbaues auf der Strecke berichtigt werden. Der ganze Brückenzug wurde bei dieser Gelegenheit mit den für die neuen Brücken erforderlichen Paßschiene ausgerüstet. Auf den Flutbrücken war bestimmungsgemäß Entgleisungsschutz vorzusehen; sie erhielten daher Leitschieneoberbau Lek. Auf der Strombrücke wurde Reichsbahnoberbau S 49 verlegt. Schienenschweißung war mit Rücksicht auf den Auswechslungsvorgang nicht möglich, sie soll aber nachträglich ausgeführt werden.

Wegen der im Schienenstrang vorhandenen Wärmelücken (5 mm bei 15°) ist zunächst auf eine „Auszugvorrichtung“ verzichtet. Sie muß bei Ausführung der Schienenschweißung eingebaut werden. Besondere Schwierigkeit wird ihre bauliche Durchbildung beim Leitschieneoberbau der Flutbrücke machen.

Auch an den Pfeilern und Auflagersteinen wurden Maßabweichungen festgestellt. Beim Herrichten der neuen Auflager und beim behelfsmäßigen Wiedereinbau der alten Überbauten auf die neuen Auflagersteine war diesem Umstande Rechnung zu tragen.

Die Eisenkonstruktion wurde zu gleichen Teilen an zwei Firmen vergeben: Die Dortmunder Union erhielt die drei Strom- und sechs Flutüberbauten, die Gutehoffnungshütte die übrigen 24 Überbauten. Auf jede Firma entfielen damit rd. 1400 t Eisen einschließlich des Warzenblechbelages und der Lager. Die Dortmunder Union war federführend. Die beiden Firmen vereinbarten, daß der Einbau sämtlicher Flutbrücken von der Gutehoffnungshütte ausgeführt werden sollte.

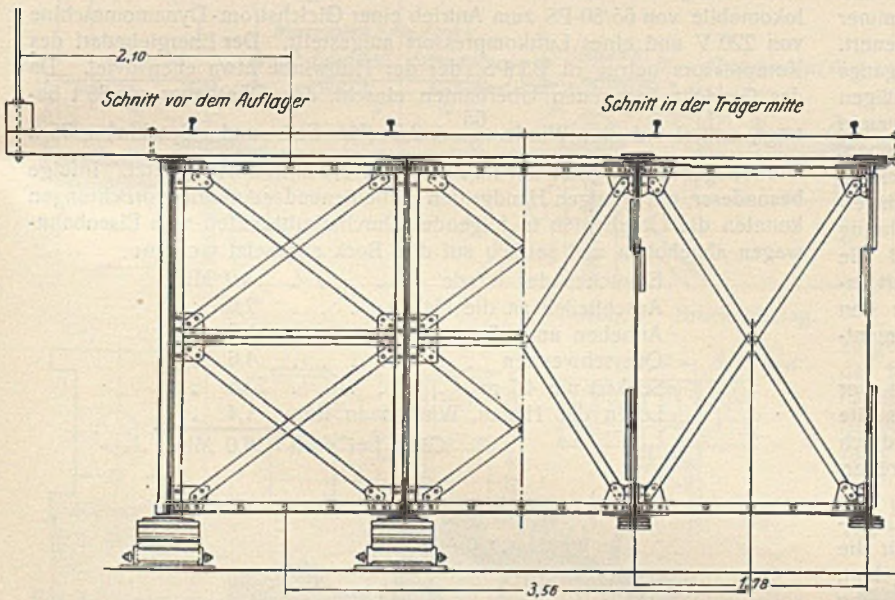


Abb. 2. Alte Überbauten der Flutöffnungen.

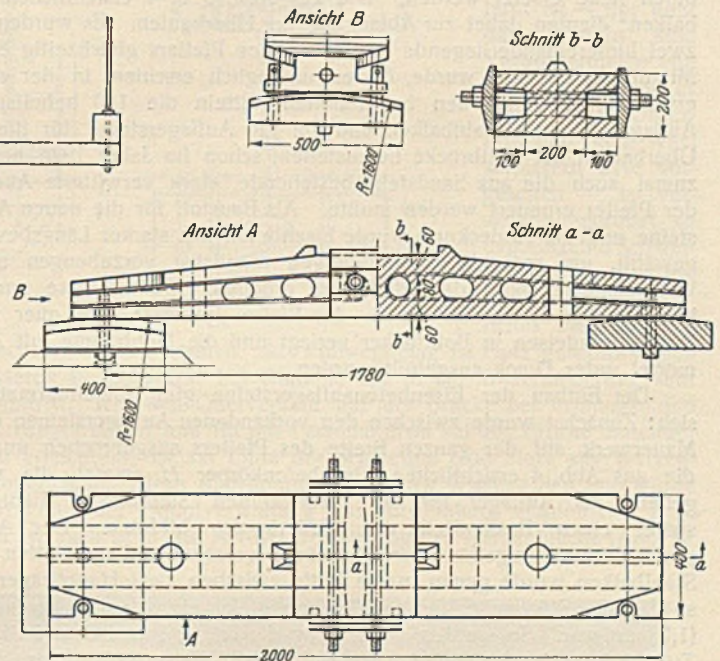


Abb. 3. Stahlbalken zur behelfsmäßigen Abfangung der alten Überbauten.

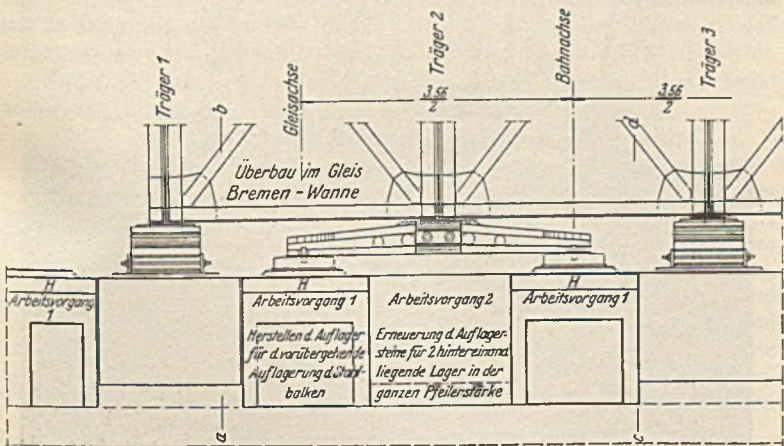
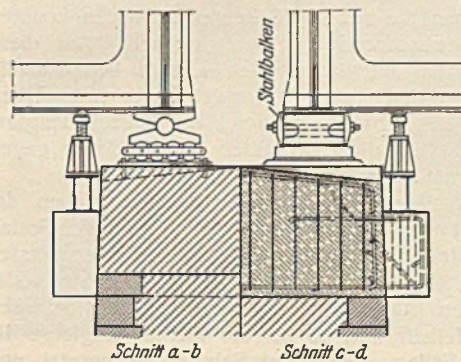


Abb. 4. Abfangen der alten Überbauten der Weserflutbrücken zur Herstellung der neuen Auflagersteine.

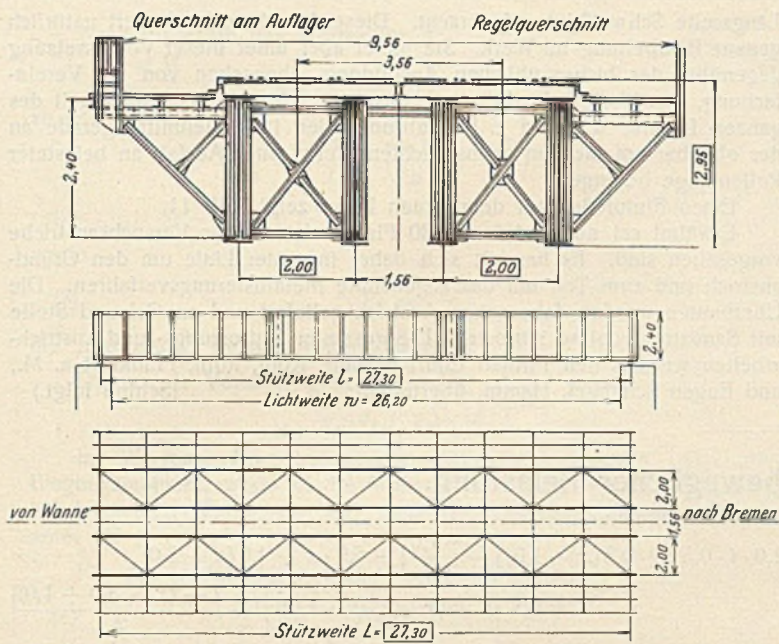


Die Änderungen an den Pfeilern und Widerlagern führte die Firma Carl Brandt, Bremen, aus.

Die Oberbauarbeiten wurden den Firmen Buschung, Münster, und Koldewey, Kirchweyhe, übertragen.

Die Flutbrücken.

Die alten Überbauten der Flutöffnungen waren als Gitterträger mit oberliegender Fahrbahn aus-



Eisengewicht des Überbaues in t					Gewicht des Überbaues in kg/m ohne Lager		Lastenzug	Baustoff		
G_F	G_G	G_H	G_Q	G_L	im ganzen einschl. Lager $G_e = g_1 + \eta l$ (Formel)	G_0 Gesamtgewicht $G = G_e + G_0$ $= (g_1 + g_0) + \eta l$ (Formel)				
0,5	4,16	42,3	5,62	2,72	55,30	$G_e = 170 + 64,3 l$	750	$G = 920 + 64,3 l$	N	St 48 Fußweg St 37

Abb. 8.

30 Überbauten für 15 Flutöffnungen der Weserbrücke bei Dreye.

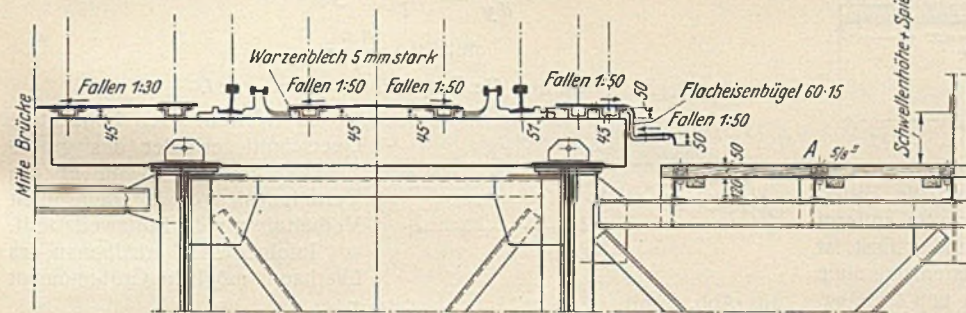
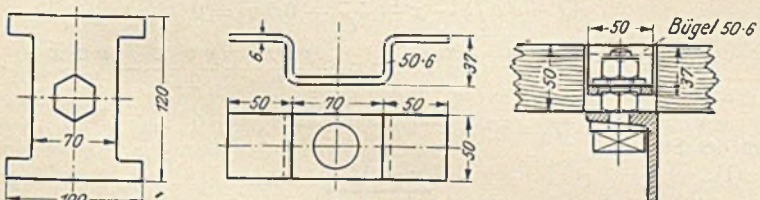


Abb. 9. Brückenbelag.



Zu Abb. 9.

Für das Auswechseln der Überbauten ergab sich mit ähnlichen Einzelheiten eine Dauer von rd. 45 Min. Hierzu kam dann noch das genaue Einflichten, das Aufbringen der Schienen über den Lagern, das Herrichten der Lager (rd. 15 Min.) und die Probelastung mit den nötigen Messungen, so daß insgesamt eine Betriebspause von rd. $60 + 20 = 80$ Min. erforderlich war.

Die Lager wurden zunächst behelfsmäßig auf Bleiplatten abgesenkt und später mit Hartblei (2 bis 3% Antimongehalt) vergossen.

Bauliche Anordnung der Flutbrücke.

Wie schon kurz erwähnt, sind die neuen Überbauten als Blechträger von 27,30 m Stützweite mit obenliegender Fahrbahn ausgebildet. Als Baustoff wurde Stahl St 48 verwendet. Abb. 8 zeigt den Querschnitt am Auflager und in der Mitte, sie enthält ferner einige statistische Angaben. Der Hauptträgerabstand wurde mit Rücksicht auf die Standsicherheit und Quersteifigkeit auf 2 m bemessen. Zur Erhöhung der Kippsicherheit sind zwei nebeneinanderliegende Überbauten durch gelenkig angeschlossene Querriegel miteinander verbunden. Die Höhe des zweimal gestoßenen Stegbleches ergab sich aus den früher angeführten Gründen — Zusammenbau im Werk und Beförderung in einem Stück — zu $2,40 \text{ m} = \frac{l}{11,4}$.

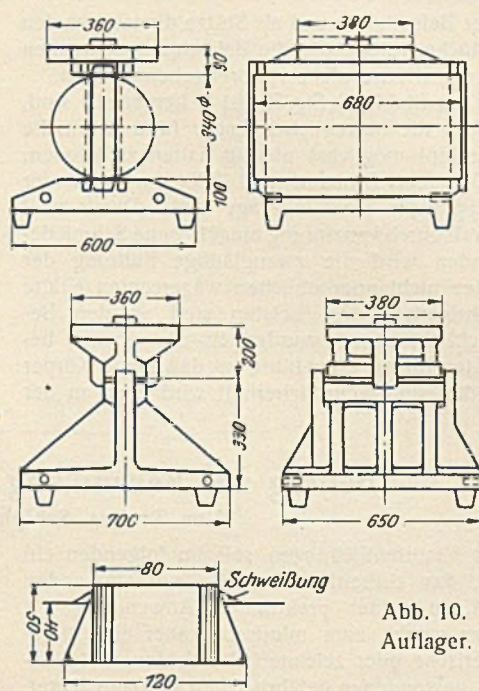
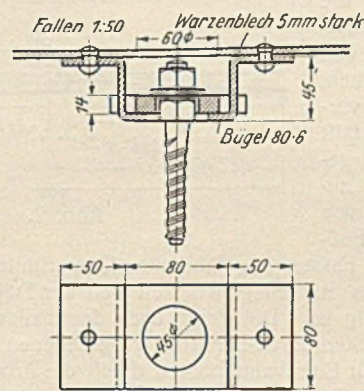


Abb. 10. Auflager.

Mit Rücksicht auf die Brückenhölzer sind die drei oberen Gurtplatten über den ganzen Träger mit Stößen etwa in den Viertelpunkten durchgeführt, so daß sich eine größte Gurtplattenlänge von 16,8 m ergibt. Die Stöße der unteren Platte wurden in üblicher Weise durch den rechnerisch nicht beanspruchten Teil der oberen gedeckt. Die Gurtwinkel sind einmal in der Mitte gestoßen. Die Kopf- und Halsniete von 23 mm Durchm. sind zweireihig versetzt angeordnet und haben gleichen Abstand (Nietteilung 105 mm), so daß eine regelmäßige Teilung der Schwellenwinkel von 630 mm möglich war. Auf jeder Brücke befinden sich zwei Schienenstöße in 17,325 m Abstand. Über den Auflagern mußten wegen des ungleichen Pfeilerabstandes Paßschienen von wechselnder Länge eingelegt werden, da die Lager möglichst günstig auf dem Pfeiler liegen sollten. Durch geeignete Verteilung der Unregelmäßigkeiten konnten die Überbauten aber so verlegt werden, daß nur drei verschiedene Paßschienenlängen erforderlich wurden.

Zwischen und neben den Schienen ist Belag aus Warzenblechtafeln angeordnet.



Der Fußweg, dessen Geländer 3,00 m von Gleismitte entfernt ist — nur über den Pfeilern sind Verbreiterungen von 0,45 auf 0,80 m Länge zur Unterbringung von Wasserfässern usw. vorgesehen —, ist versenkt angeordnet, so daß einzelne Schwellen leicht und gefahrlos durch seitliches Herausziehen

ausgewechselt werden können. Als Fußwegbelag ist Holz gewählt wegen der besseren Begehrbarkeit bei Glatteis, das in der Weserniederung sehr häufig auftritt. Um den Querverkehr auf der Brücke bei Prüfungs- und Ausbesserungsarbeiten und für das Personal etwa auf der Brücke haltender Züge zu erleichtern, ist am Ende der Schwellen eine Stufe aus Warzenblech angebracht. Diese Anordnung ist meines Wissens neu und wurde mit Verfügung der Hauptverwaltung zur Anwendung empfohlen. Zum Teil neu ist auch wohl die Art der Befestigung der Warzenbleche (Abb. 9).

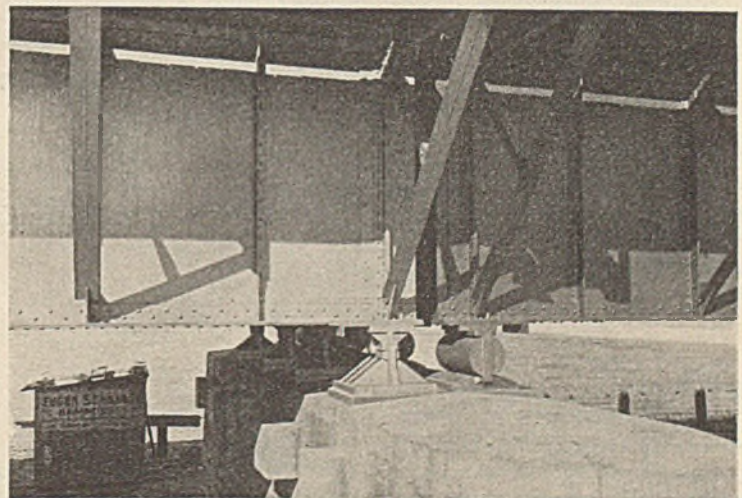


Abb. 11. Flutpfeiler mit den neuen Lagern.

In die Bügel, die gleichzeitig zur Befestigung und als Stütze dienen, werden vor dem Vernieten Eisenformstücke gelegt, die die Befestigungsschrauben sichern und beim Aufnehmen der Bleche nicht verlorengehen können.

Die Form der Lager, die aus Stahlguß Stg 52 · 81 R hergestellt sind, ist aus Abb. 10 zu ersehen. Um die beweglichen Lager (und damit die gleich hoch auszubildenden festen) möglichst niedrig halten zu können, wurde nur eine Rolle von 340 mm Durchm. und 600 mm nutzbarer Länge gewählt, so daß ein Kippbolzen nicht in Frage kam. Durch zwei in die Kopfseite der Rollen schwalbenschwanzförmig eingelassene Schmiedestahlleisten mit gezahnten Enden wird die zwangläufige Führung der Rolle und die Übertragung der nicht unerheblichen wagerechten Kräfte quer zur Brückenachse gewährleistet. Die Leisten sind an den Berührungsf lächen sorgfältig geschichtet und wurden in die ebenso bearbeiteten Schlitzte der erwärmten Rollen eingeführt, so daß beide Körper nach dem Erkalten fest verbunden sind. Zur Sicherheit wird noch an der

Längsseite Schweißgut aufgebracht. Diese Anordnung erfordert natürlich genaue Bearbeitung im Werk. Sie bietet aber unter dieser Voraussetzung gegenüber der bisher üblichen Ausbildung, abgesehen von der Vereinfachung, den Vorteil der besseren Ausnutzung der Rollen und damit des ganzen Lagers, während z. B. Führungsrollen in Rollenmitte gerade an der offenbar am meisten beanspruchten Stelle einen Ausfall an belasteter Rollenlänge bedingen.

Einen Flutpfeiler mit dem neuen Lager zeigt Abb. 11.

Erwähnt sei noch, daß die 30 Flutüberbauten für Versuchsanstriche vorgesehen sind. Es handelt sich dabei in erster Linie um den Grundanstrich und zum Teil um das sogenannte Metallisierungsverfahren. Die Überbauten wurden daher ohne Anstrich geliefert und an Ort und Stelle mit Sandstrahlgebläse entrostet. Die gesamten Entrostungs- und Anstricharbeiten wurden den Firmen Court u. Baur, Köln, Roth, Frankfurt a. M., und Eugen Schnabel, Hamm, übertragen. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Beitrag zur Behandlung beweglicher Belastung.

Von Dr.-Ing. Schipmann, Holzminden.¹⁾

Gegenüber den bisherigen Veröffentlichungen soll im folgenden ein Verfahren entwickelt werden, das einheitlich für alle vorkommenden Belastungsfälle aufgebaut ist, in seiner praktischen Anwendung die Differentialrechnung vermeidbar macht, zum mindesten aber eine allgemein gültige, handliche rechnerische oder zeichnerische Prüfungsmöglichkeit der nach irgend einer Art gewonnenen gefährlichsten Lastlage bietet. Ansätze hierzu finden sich erstmalig in der unter 9 (Fußnote ¹⁾ genannten Quelle.

a) Für den einfachen Belastungsfall der Abb. 1 ergibt sich unbestritten (unter 5 der Fußnote ¹⁾ das Größtmoment, wenn die maßgebende Last und die Mittelkraft des Gesamtlastenzuges gleich weit von Trägermitte entfernt stehen, und zwar unter der vorgenannten Last. Mithin fällt ihre Lage mit der des gefährlichen Querschnitts zusammen, so daß die von Gregor (unter 2 der Fußnote ¹ S. 28) gewählte Fassung „gefährlicher Querschnitt und die Mittelkraft R des Lastenzuges müssen gleich weit von der Trägermitte entfernt stehen“, zunächst richtig ist. Die Frage nach der maßgebenden Last ist bei dem für Straßenbrücken durch DIN 1072 vorgesehenen Lastenzuge ohne weiteres geklärt und für Eisenbahnbrücken durch die Arbeit von Dr.-Ing. Kommerell (s. Fußnote ¹ unter 7) endgültig beantwortet. Mit dieser Feststellung und unter Beachtung des aus den allgemein gefaßten Quellen 4 und 6 ableitbaren Ergebnisses, daß nämlich der vorstehend aufgeführte Satz uneingeschränkte Gültigkeit hat, ist es daher nur folgerichtig, auf ihm die Ermittlung der ungünstigsten Lastlage aufzubauen. So ergibt sich:

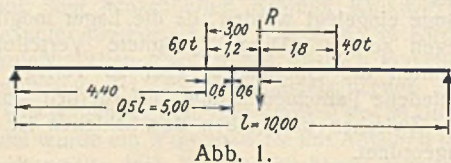


Abb. 1.

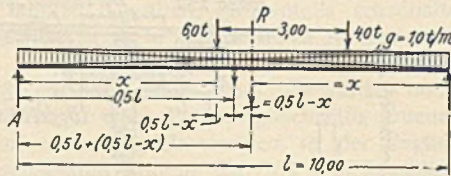


Abb. 2.

b) für denselben Lastenzug unter Berücksichtigung des Eigengewichts (Abb. 2) aus dem Grundsatz „Summe der Momente der Seitenkräfte = dem Moment der Mittelkraft“ für A als Drehpunkt

$$6,0x + 4,0(x + 3,0) + 1,0 \cdot 10,0 \cdot 5,0 = (6,0 + 4,0 + 10 \cdot 1,0)(10,0 - x)$$

$$x = 4,60 \text{ m,}$$

c) für das Zahlenbeispiel in 5 der Fußnote (Abb. 3) in derselben Weise:

$$0,8(x - 1,5) \left(\frac{x - 1,5}{2} \right) + 10,0 \cdot x + 6,5(x + 3,0)$$

$$= [0,8(x - 1,5) + 10,0 + 6,5](8,0 - x)$$

$$x = 3,58 \text{ m, wie in der genannten Quelle;}$$

d) für beiderseits anschließende Streckenlast (sonst wie unter b). Für A als Drehpunkt (Abbild. 4):

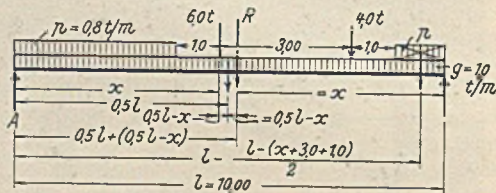


Abb. 4.

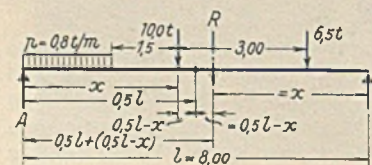


Abb. 3.

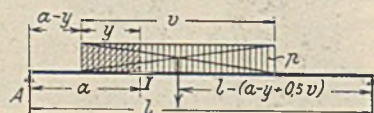


Abb. 5.

$$1,0 \cdot l \cdot 0,5 l + 0,8(x - 1,0) \left(\frac{x - 1,0}{2} \right) + 6,0 \cdot x + 4,0(x + 3,0)$$

$$+ 0,8 \left[l - (x + 3,0 + 1,0) \right] \left[l - \frac{l - (x + 3,0 + 1,0)}{2} \right]$$

$$= \{1,0 l + 0,8(x - 1,0) + 6,0 + 4,0 + 0,8[l - (x + 3,0 + 1,0)]\} (l - x)$$

Daraus für $l = 10,0 \text{ m: } x = 4,80 \text{ m.}$

e) Um bewegliche Streckenlast allein (Abb. 5) in derselben Weise behandeln zu können, bedarf es zunächst der Feststellung, wie weit jeweils diese einen beliebigen und damit auch den gefährlichen Querschnitt überschreiten muß, um für den betrachteten Querschnitt das Größtmoment zu liefern.

$$A l - p v (l - a + y - 0,5 v) = 0$$

$$M_1 = A a - \frac{p y^2}{2} = p v a - \frac{p v a^2}{l} + \frac{p v a}{l} \cdot y - \frac{0,5 p v^2 a}{l} - \frac{p y^2}{2}$$

Diese Funktion erreicht ihren Größtwert entsprechend

$$\frac{dM}{dy} = \frac{p a v}{l} - y p = 0$$

$$\text{mit } y = \frac{a v}{l}$$

Daraus die Proportion $y : v = a : l$.

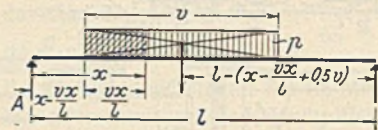


Abb. 6.

aus Abb. 6 mit

$$y = \frac{v \cdot x}{l}$$

$$A l - p v \left(l - x + \frac{v x}{l} - 0,5 v \right) = 0$$

$$M_x = A x - \frac{p v x}{l} \cdot \frac{v x}{2 l} = p v x - \frac{p v x^2}{l} + \frac{p v^2 x^2}{2 l^2} - \frac{p v^2 x}{2 l}$$

$$\frac{dM}{dx} = v - \frac{2 v x}{l} + \frac{v^2 x}{l^2} - \frac{v^2}{2 l} = 0$$

an der Stelle

$$(1) \quad x = 0,5 l$$

Dieses Ergebnis war zu erwarten, da die vorliegende Belastungsart die Sonderfälle $v = 0$ (Einzellast) und $v = l$ mitumfassen muß, für die bekanntlich der gefährliche Querschnitt auf die Trägermitte fällt.

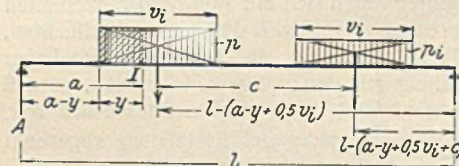


Abb. 7.

f) Nicht anders liegen die Verhältnisse bei getrennten Streckenlasten.

1. Ermittlung des Überstandes für einen beliebigen Querschnitt I (Abb. 7).

$$A l - p v_i (l - a + y - 0,5 v_i) - p_i v_i (l - a + y - 0,5 v_i - c) = 0$$

$$A = k (l - a + y - 0,5 v_i), \text{ wo } k = \frac{p + p_i}{l} \cdot v_i$$

$$M_1 = A a - \frac{p y^2}{2}$$

¹⁾ Literatur: 1. Kersten, Balkenbrücken, 5. Aufl.; 2. Gregor, Der praktische Eisenhochbau, Band II; 3. Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 654; 4. ebendort 1917, S. 258; 5. Zeitschr. für Bauwesen 1920, S. 125; 6. Beton u. Eisen 1921, S. 180; 7. „Die Bautechnik“ 1923, S. 57; 8. Der Bahnbau 1927, S. 157; 9. Handb. für Eisenbetonbau, 1. Aufl., III. Teil (Balkenbrücken), S. 326.

Nach Einsetzen des Wertes für A:

$$\frac{dM}{dy} = ak - py = 0,$$

so daß

$$y = \frac{p + p_i}{p} \cdot \frac{a v_i}{l} = \left(\frac{v_i p}{p} + \frac{v_i p_i}{p} \right) \frac{a}{l}$$

$$(2) \quad y = (v_i + v_r) \frac{a}{l},$$

worin

$$(3) \quad v_r = \frac{v_i p_i}{p}$$

die „reduzierte“ Belastungslänge darstellt.

Daraus die Verhältnisleichung:

$$y : (v_i + v_r) = a : l.$$

In Worten: Der betrachtete Querschnitt erleidet das größte Biegemoment, wenn er die Summe der reduzierten Belastungslängen in demselben Verhältnis teilt, wie die Stützweite (vergl. den Satz unter e).

Für den in der Quelle 9 der Fußnote behandelten Fall $p_i = p$ wird

$$(4) \quad y = 2 v_i \frac{a}{l},$$

und für in der Mitte zusammenstoßende Streckenbelastung $2 v_i = v$ (der Abb. 5) wird

$$y = \frac{v a}{l},$$

wie unter e unmittelbar festgestellt wurde.

Die Größe des in Formel 2 ermittelten Überstandes bleibt bei Einrechnung des Eigengewichtes (Abb. 8) unverändert, weil das anteilige M_{ig} unabhängig von der Veränderlichen y ist, und damit der nach Null aufgelöste Differentialquotient unbeeinflusst bleibt.

2. Ermittlung des überhaupt möglichen Größtmomentes.

Auf Grund der Feststellungen unter f 1 ergibt sich für das Zahlenbeispiel der Abb. 8

$$A = \frac{1,0 \cdot 10,0}{2} + \frac{6,0}{10} (9,5 - x + y) + \frac{4,0}{10} (6,5 - x + y),$$

$$\text{wenn } v_r \text{ aus Gl. 3} = \frac{1,0 \cdot 4,0}{6,0} = 0,666$$

$$\text{und } y \text{ aus Gl. 2} = (1,00 + 0,666) \frac{x}{10} = 166 x,$$

$$A = 13,3 - 0,834 x$$

$$M_x = A x - \frac{g x^2}{2} - \frac{p_i y^2}{2}$$

oder nach Einsetzen der Zahlenwerte:

$$M_x = 13,3 x - 1,417 x^2.$$

Diese Funktion erreicht ihren Größtwert für

$$x = 4,70 \text{ m,}$$

dem ein $y = 0,166 \cdot 4,70 = 0,78 \text{ m}$ zugeordnet ist. Die diesen Sonderwerten entsprechende Mittelkraft R der Gesamtbelastung findet man in bekannter Weise in einer Entfernung von 5,30 m vom linken Auflager.

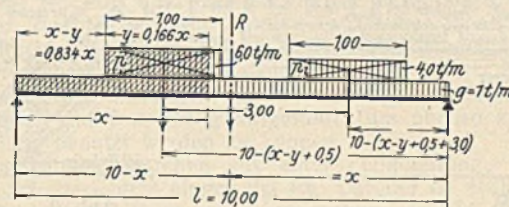


Abb. 8.

Folglich wird auch hier das größte Moment erreicht, wenn der gefährliche Querschnitt und die Mittelkraft der Belastung gleich weit von Trägermitte entfernt liegen (vergl. die Ausführungen unter a).

g) Infolgedessen ergibt sich, wie unter b, c und d, zur Ermittlung der gefährlichsten Lastlage ohne Anwendung der Differentialrechnung für A als Bezugspunkt der einfache Ansatz (Abb. 8)

$$10 \cdot 1,0 \cdot 5,0 + 6,0 (0,834 x + 0,5) + 4,0 (0,834 x + 0,5 + 3,0) = (10 + 6 + 4) (10 - x).$$

Daraus $x = 4,70 \text{ m}$ wie vor.

Alle Rechte vorbehalten.

Über Schwingungsmessungen in der Maschinen- und Bautechnik und ihre Bedeutung für Bauverwaltungen und Bauprüfungsbehörden.

1. Es besteht kein Zweifel, daß die Frage der mechanischen und akustischen Schwingungen mit Zunahme der Maschinen- und Fahrzeuggrößen sowie der Betriebs- und Verkehrsgeschwindigkeiten für fast alle Zweige der Bautechnik immer brennender geworden ist.

Im Vordergrund stehen alle Fragen der Einwirkungen der Maschinen und des Verkehrs auf die Werke des Hoch- und Tiefbaues mit Rücksicht auf ihre Dauerhaftigkeit einerseits, andererseits hinsichtlich der Aufgabe der Bauwerke, die Bewohner gegen die genannten Einwirkungen zu schützen.

2. Hinsichtlich der Dauerhaftigkeit der Bauwerke sind hauptsächlich die mechanischen Schwingungen schlechthin von Bedeutung, die im allgemeinen durch große Amplitude und niedrige Frequenz gekennzeichnet sind. Diese mechanischen Schwingungen gehen von Maschinen und Fahrzeugen aus und können auf alle Teile eines Bauwerkes von der Gründung bis zu den oberen Stockwerken wirken. Die Einwirkung auf den Baugrund hat häufig zur Folge, daß seine Konstitution unter Verminderung seiner Tragfähigkeit geändert wird, wodurch meistens verderbliche Bauwerkssenkungen bedingt sind.

In den Geschossen wirken sich die Schwingungen durch Rissebildungen in Decken und Wänden aus.

Auf dem Gebiete des Tiefbaues haben wir die Straßen und Brücken, die durch die über sie hinweggehenden stoß- und schwingungserregenden Fahrzeuge in Mitleidenschaft gezogen werden.

3. Unter die Aufgabe des Schutzes gegen Schwingungen, Erschütterungen und Schall, die den Bauwerken zufällt, gehören außer den zu 2 genannten mechanischen Schwingungen auch die akustischen, die häufig mit jenen verbunden sind, sich aber durch viel kleinere Amplituden, dafür größere Frequenzen auszeichnen. Die akustischen Schwingungen berühren weniger den Bestand des Bauwerks, als vielmehr das Wohlbefinden der Bewohner; diese störenden akustischen Schwingungen werden unter den Sammelbezeichnungen „Lärm“ oder „Geräusch“ zusammengefaßt.

4. Die erfolgreiche bautechnische Bekämpfung der genannten Erscheinungen setzt zunächst ihre genaue quantitative Erkennung voraus, was nur durch Messung möglich ist. Es ist, bei der ungeheuer vielseitigen Gestaltung des Problems, von größter Wichtigkeit, daß viel mehr als bisher seitens der Bautechnik bei Schwingungserscheinungen auf dem Wege der Messung vorgegangen wird. Es muß angestrebt werden, daß jede Bauverwaltung und Bauprüfungsbehörde sich mit den notwendigen Meßinstrumenten ausstattet, um die in ihrem Bereich auftretenden Er-

scheinungen sofort messend zu verfolgen. Natürlich gehört hierzu auch die Möglichkeit, daß die gewonnenen Messungen sachgemäß ausgewertet und gedeutet werden, so daß aus ihnen technische Folgerungen gezogen werden können. Es wäre wünschenswert, wenn jede Verwaltung hierfür geeignete, wissenschaftlich-technisch geschulte Kräfte gewinnen könnte. Da die Erforschung der mechanischen Schwingungen ein noch ziemlich junges und schwieriges Gebiet ist, so ist die Gewinnung derartiger Kräfte zurzeit noch nicht leicht, so daß die Verwaltungen zunächst noch auf die Zusammenarbeit mit den an einigen Orten Deutschlands bestehenden Stellen für mechanische Schwingungsforschung angewiesen sein dürften.

5. Wenn man nun fragt, in welcher Weise sich die Verwaltungen zurzeit bezüglich der Schwingungsmessungen einrichten sollen, so ist in erster Linie auf die mechanischen Schwingungen zu verweisen. Die Größen dieser Schwingungen einerseits, ihre niedrige Frequenz andererseits und das Vorhandensein geeigneter Apparate machen diese Aufgabe, soweit das rein Meßtechnische in Frage kommt, zu einer verhältnismäßig leicht lösbaren.

Es wird für jede nicht zu kleine Verwaltung leicht möglich sein, sich die erforderlichen Instrumente anzuschaffen, wofür je nach den Ansprüchen zunächst 5000 bis 10000 R.-M. im Minimum anzusetzen sind. Ferner ist es wohl durchaus denkbar, daß unter dem vorhandenen technischen Angestelltenstab sich die nötigen Kräfte finden, die in der Bedienung der Apparate ausgebildet werden können.

6. Wesentlich schwieriger ist die Frage der Messung der akustischen Schwingungen. Die Schallwirkungen sind für das Ohr beträchtlich, für die Meßverfahren sehr klein, so daß zur Schallmessung eine erhebliche Experimentierkunst und wissenschaftliche Kenntnisse gehören. Vor allem spielt auch die Ausschaltung von messungstörenden Nebenwirkungen in der Akustik eine äußerst wichtige Rolle. Und schließlich sind die Kosten eines guten akustischen Instrumentariums unvergleichlich viel höher als die einer Meßeinrichtung für mechanische Schwingungen.

Es sprechen also eine Reihe persönlicher und sachlicher Gründe dagegen, daß die Bauverwaltungen bei ihrer Beteiligung an der Schwingungsforschung von der akustischen Seite ausgehen. Der normale Gang ist der, von den mechanischen Schwingungen auszugehen, hierbei die unbedingt notwendigen Erfahrungen zu sammeln und den akustischen Zweig später zu entwickeln. Bis dahin dürfte die Stützung auf die akustischen Abteilungen von bestehenden Schwingungsforschungsinstituten das Gebührende sein.

W. Hort.

Vermischtes.

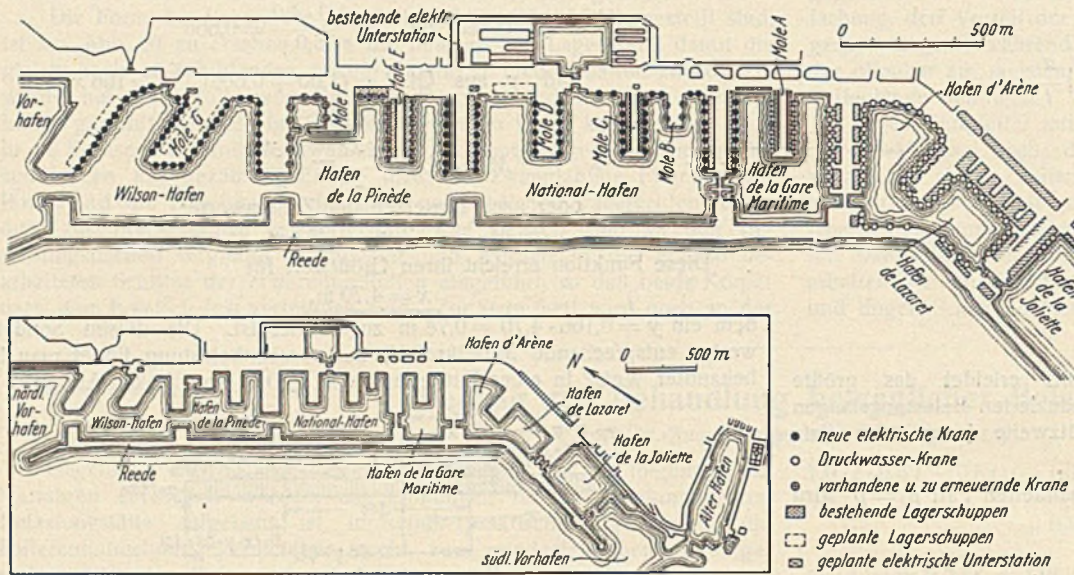


Abb. 1.

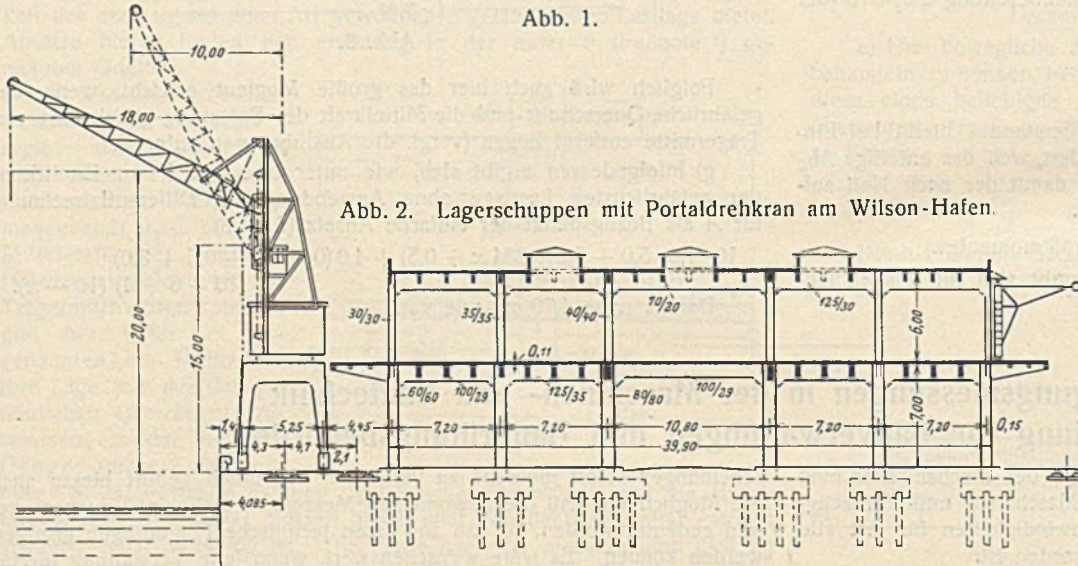


Abb. 2. Lagerschuppen mit Portaldrehkran am Wilson-Hafen.

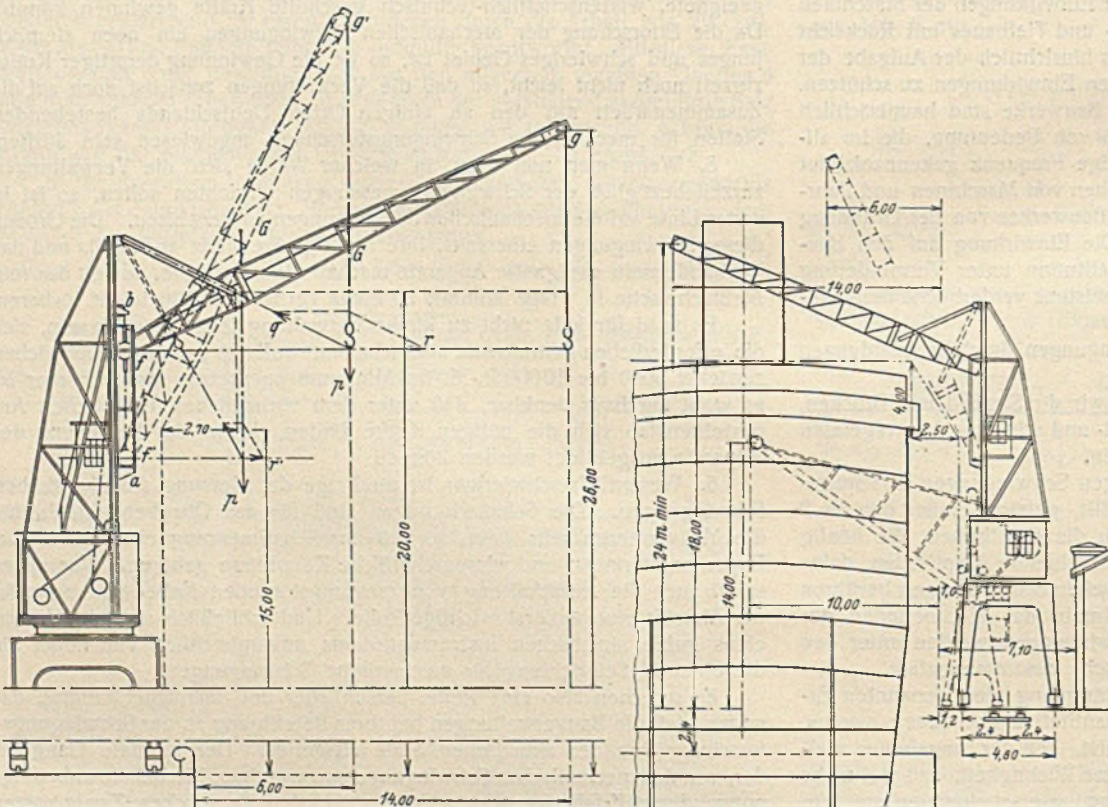


Abb. 3. Schema der geplanten Portaldrehkrane mit heb- und senkbarem Ausleger für den Wilson-Hafen.

Abb. 4. Schema der geplanten Portaldrehkrane mit heb- und senkbarem Ausleger als Ersatz für veraltete Krane.

Neue Kranausrüstung des Hafens von Marseille. Nach einem Bericht in Génie Civil 1928, Nr. 24 vom 16. Juni soll die Kranausrüstung des Hafens von Marseille, die teilweise veraltet und den neueren Anforderungen nicht mehr gewachsen ist, erneuert werden. Zurzeit stehen zur Verfügung:

	Kalkkrane	Schwimmkrane
mit Dampftrieb	5	38
elektrisch betriebene	49	10
handbetriebene	2	5
durch Druckwasser betriebene	125	5

Von diesen müssen die elektrischen Krane umgebaut oder erneuert werden, und die übrigen Krane sollen nach und nach mit einem Kostenaufwande von 80 Mill. Frk. durch elektrische Krane ersetzt werden. Gleichzeitig sind für das auf Reparationskonto erbaute neue Hafenbecken „Wilson“ die Kranausrüstungen zu beschaffen, auch ist das Becken mit Lagerhäusern zu versehen. Die Verteilung der Krane ist aus Abb. 1 ersichtlich.

Die neu zu errichtenden Lagerhäuser sollen zweistöckig werden und eine Breite von rd. 40 m erhalten. In der Mitte ist ein 10 m breiter Gang für die Warenbewegung vorgesehen. Rechts von ihm liegen je zwei durch die Tragsäulen getrennte Lagerflächen von je 7,2 m Breite. Auf dem Kai sind auf jeder Seite des Lagerhauses zwei Schienenstränge vorgesehen, von denen der äußere unter den Portalkranen durchgeführt ist. Im Boden des ersten Stockwerks der Lagerhäuser sind ausreichende Öffnungen zum Hochziehen der Waren vorgesehen. Das in der Höhe des ersten Stocks vorspringende 4 m breite Schutzdach dient gleichzeitig zum Abstellen der vom oder zum Schiff zu bringenden Waren des ersten Stockwerks. Der statischen Berechnung wurde eine Belastung des Bodens des ersten Stocks von 2500 kg/m² und des Daches von 500 kg/m² zugrunde gelegt. Das Dach ist mit verschließbaren Öffnungen versehen, so daß es im Notfall ebenfalls zur Warenlagerung verwendet werden kann. Die freie Stauhöhe im Erdgeschoß beträgt 7 bzw. 5,75 m unter den Deckenträgern, die des ersten Stocks 6 bzw. 4,75 m (Abb. 2).

Die im „Wilsonbecken“ aufzustellenden Krane (Abb. 3) sollen als Portaldrehkrane mit heb- und senkbarem Ausleger ausgeführt werden. Die den unbelasteten Ausleger angreifenden Kräfte sind in jeder Lage ausgeglichen: Das im Schwerpunkt *G* angreifende Eigengewicht *p*, die Reaktion *r* der Gleitfläche *a*, *b* und die *q* des schrägen Zugliedes. Das Tragseil ist über die Rollen *f* und *g* so geführt, daß der Lasthaken beim Heben und Senken des Auslegers in derselben Höhe bleibt. Dadurch kann man mit einem verhältnismäßig schwachen Motor für die Bewegungen auskommen. Die Krane werden entweder für 1,5 t oder 3 t Tragfähigkeit ausgeführt. Der gesamte Hub des Lasthakens beträgt 35 m.

Da die Kais der älteren mit den Druckwasser-Kranen ausgerüsteten Becken verhältnismäßig schmal sind, mußten für die hier neu aufzustellenden Krane etwas andere Abmessungen genommen werden, als für die des „Wilsonbeckens“.

Abb. 4 zeigt einen dieser Krane neben einem Schiff von 25000 t. Die Größe eines der alten Druckwasser-Krane ist punktiert eingetragen.

Die neuen Krane haben nebenstehende Abmessungen.

	Krane am Wilsonbecken		Krane der übrigen Becken	
Tragfähigkeit	kg	1500 bzw. 3000	1500 bzw. 3000	
Fahrbreite	m	5,25	4,80	
Portalhöhe	m	7,00	6,50	
Kleinste Höhe der Auslegerspitze über dem Kai	m	26,00	24,00	
Größte Ausladung	m	14,00	13,00	
Kleinste Ausladung	m	6,00	6,00	
Hubhöhe des Lasthakens	m	35,00	33,00	
Auslegergeschwindigkeit	m/Sek.	0,20	0,20	
Hubgeschwindigkeit (bei 1500 kg)	m/Sek.	2,00	1,00	
Hubgeschwindigkeit (bei 3000 kg)	m/Sek.	2,00	1,00	
Umdrehungszeit	Sek.	30	30	
Hebezeit	Sek.	10	10	

Die Krane sind in Abständen von rd. 40 m voneinander aufgestellt, so daß für die gesamte zu bedienende Kailänge von 2885 m etwa 74 neue Krane zu beschaffen sind.

Gleichzeitig soll für den Hafen ein neuer Schwimmkran beschafft werden. Er soll eine Tragfähigkeit von 150 t haben, um Lokomotiven, Kessel, Einheitsmauerblöcke von 60 bis 65 m³ für Kaibauten und dergl. verladen zu können. Bei einer Belastung bis 60 t soll die Hubhöhe des Lasthakens 30 m bei 20 m Ausladung sein, die sich bei der Höchstbelastung von 150 t auf 7 m verringert. Gleichzeitig soll an seinem Ausleger eine Laufkatze für 10 t Belastung angeordnet werden. Der Schwimmkran soll auf Reparationskonto von Deutschland geliefert werden.

Zum Betriebe der elektrischen Anlagen wird Dreiphasenwechselstrom von 440/220 V verwendet. Kleine Motoren und die Beleuchtungsanlage werden mit 220 V betrieben. Der Strom wird von auswärts mit 5000 V bezogen und in drei Unterstationen auf die genannte Spannung transformiert. Jede Unterstation hat vier Transformatoren von je 300 kW. Jeder Drehkran verbraucht im Mittel 12 kW, jeder Schwimmkran 20 kW.

Die Gesamtkosten von 80 Mill. Frk. sollen in 10 Jahresraten von je 8 Mill. durch die Hafengelder aufgebracht werden. Zu diesem Zweck werden an Abgaben 45 Frk. je Reisender, 2 Frk. 20 C. je Schiffstonne und 1 Frk. 40 C. je Warentonne erhoben.

Bau eines Luftschiffhafens in Portland, Oregon. Swan Island, der heutige Lufthafen von Portland, Oregon, war früher eine niedrig gelegene, wenig bewachsene Insel im Willamette-Fluß. Die Insel war, nach einem Bericht in Eng. News-Rec. v. 14. Juni 1928, ursprünglich von der

Hafenkommission von Portland für Erweiterungsanlagen des Hafens erworben worden. Hierzu war zunächst die Ausbaggerung des westlich der Insel gelegenen breiteren Flußarmes notwendig, da der östliche Arm eine scharfe Krümmung hat und nur sehr schmal ist. Die neue Wasserstraße sollte etwa 460 m breit, 10,5 m tief werden (Abb. 1).

Als die Baggerarbeiten bereits im Gange waren und schon eine Menge Baggergut auf die Insel aufgetragen war, erhob sich die Forderung nach einem Lufthafen. Da die Lage der Insel zur Stadt besondere Vorteile bot, so beschloß man, den Lufthafen auf ihr anzulegen.

Die Insel ist als Hafen für Luftfahrzeuge durch den Lauf des Willamette-Flusses, der sich eine kurze Strecke stromabwärts mit dem Columbia-Fluß vereinigt, klar erkennbar bezeichnet. Außerdem bietet der Durchtritt des Columbia-Flusses durch die Kaskaden-Berge an sich einen natürlichen Luftweg von der Ostseite aus. Der neue Hafen ist daher ein bedeutender Anschlußpunkt für den Luftverkehr nicht nur in nord-südlicher Richtung entlang der Küste, sondern auch in west-östlicher Richtung durch die Enge der Columbia-Berge geworden.

Abb. 2 zeigt den Lageplan des Lufthafens. Dieser schließt an die Zufahrtstraße an, die auf einem durch den östlichen Flußarm geschütteten Damm angelegt ist. Aus dem Lageplan ist die Verteilung der Flugzeugschuppen, der Rasenflächen zum Landen sowie der Anlaufbahnen zum Abflug ersichtlich. Die ganze Anlage ist mit den langen Anlaufbahnen in die vorherrschende Windrichtung gelegt worden.

Die zwischen den einzelnen Anlaufbahnen angeordneten Rasenflächen sind jedoch groß und fest genug ausgeführt, um ebenso zum Aufstieg wie zur Landung benutzt werden zu können.

Die Anlaufbahnen bestehen aus einer Lehmbettung, in die eine 10 cm starke Schotterdecke eingewalzt ist. Darüber ist noch eine Deckschicht von Asphalt und Feinschotter vorgesehen.

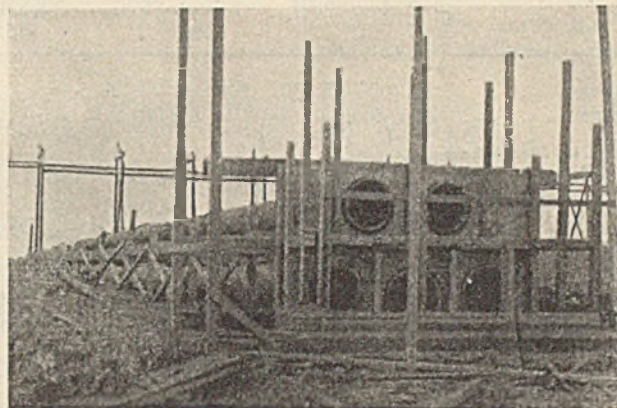


Abb. 4.

Die Schuppen für die Flugzeuge zeichnen sich durch ihre einfache und billige Bauart aus (Abb. 3). Sie sind niedrig gehalten und in einzelne Abteile unter größter Raumersparnis unterteilt. Jeder Raum ist durch leicht verschiebbare Wände feuersicher und für sich allein zugänglich abgeschlossen und beheizbar, so daß also auch Flugzeuge verschiedener Größe und Sportflugzeuge einen billigen Stand erhalten können.

Die Insel wurde etwa um 4,5 m über ihre ursprünglich flache Oberfläche aufgeschüttet, so daß die neue Oberkante ungefähr 9 m über dem Wasserspiegel des Flusses liegt. Da das Füllgut gleichmäßig zu verteilen war, so wurde es mittels zweier Spülbagger aufgetragen. Um ein Absatzbecken für das Spülgut zu gewinnen, wurde zunächst am Rande der Insel ein ringförmiger Damm aus Sand aufgespült. Zu diesem Zwecke wurde ein aus einzelnen, gelenkig miteinander verbundenen Schüssen bestehendes Spülrohr benutzt. In jedem Rohrstück war ein einstellbarer Ablauf eingebaut, der so angeordnet war, daß nur der Sand mit wenig Wasser ausströmen konnte, während die Hauptmenge des Spülwassers mit nur wenig festen Stoffen bis zum Ende des Spülrohres und von dort über die Fläche der Insel geleitet wurde. Von hier ließ man es durch besondere in den Umgebungsdamm eingelegte Abflußrohre.

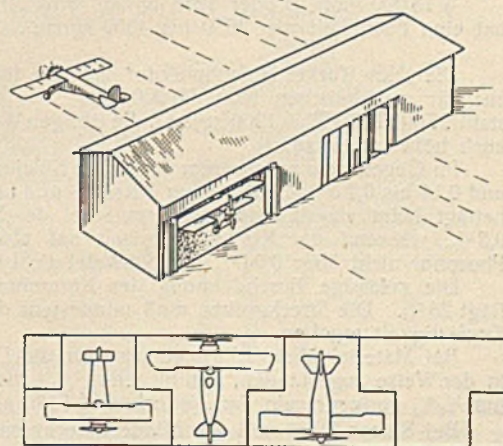


Abb. 3.

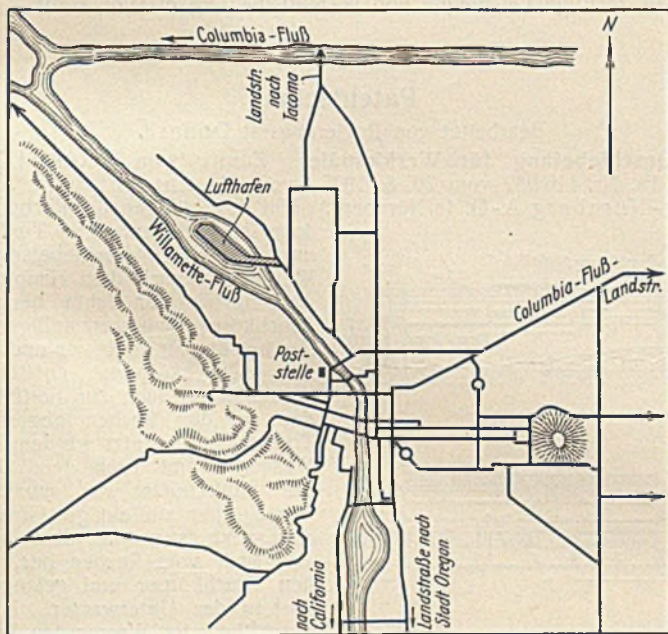


Abb. 1.

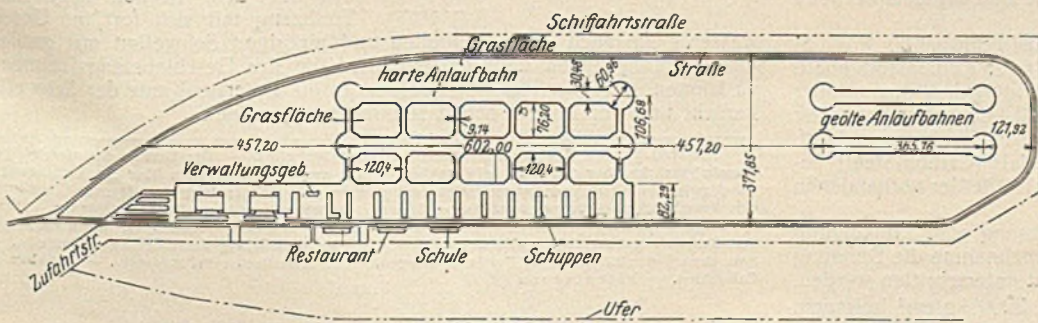


Abb. 2.

nach dem Fluß laufen. Dieser Ablauf ist in Abb. 4 dargestellt. Er bestand aus fünf alten Rohren von 75 cm Durchmesser, die in einem Gerüst zusammengefaßt und später in dem aufgespülten Sanddamm belassen wurden. Der Einlauf dieser Rohre wurde durch eine vorgebaute Überfallschwelle vor Versandungen geschützt.

Nach Aufspülung des Umgrenzungsdammes für die aufzufüllende Inselfläche wurde das aus dem Fluß gebaggerte Gut ohne besondere Auswahl über die Fläche gespült. Hierbei setzte sich der Sand unmittelbar vor der Spülrohrmündung ab, während die lehmigen Bestandteile sich erst in weiterem Abstände niederschlugen. Diese bildeten daher die untere Schicht der Auffüllung. Wegen der später aufzubringenden Grasnarbe mußte infolgedessen zum Schluß über die oben liegende Sandschicht noch eine besondere Lehmschicht vorsichtig aufgespült werden.

Als im Frühling des Jahres 1927 eine Grasfläche von 250 × 620 m fertiggestellt werden sollte, wurde, um diese schnell anwachsen zu lassen, eine besondere Bewässerungsanlage vorgesehen.

Amerikanischer Brückenstahl. Nach einem Aufsatz von Reichsbahnoberrat Weidmann in der „Reichsbahn“ 1928, Nr. 35, kennt der amerikanische Brückenbau in der Hauptsache drei Stahlarten. Sowohl in ihrer Herstellung als auch in ihren Eigenschaften unterscheiden diese sich merklich voneinander:

1. Der Carbon-Steel, unserem gewöhnlichen Stahl St 37 entsprechend,
2. der Silicon-Steel, als Parallele zu unserem Siliziumstahl, und schließlich
3. der Nickel-Steel, der wie der Nickelstahl in Deutschland seines hohen Preises wegen verhältnismäßig selten Anwendung findet.

Die genannten amerikanischen Baustähle haben den in nachstehender Tabelle angegebenen Werten zu genügen. 1 Pfd./□" = 0,0703 kg/cm².

	Carbon-Steel Pfd./□"	Silicon-Steel Pfd./□"	Nickel-Steel Pfd./□"
Zugfestigkeit	55 000—65 000	80 000—95 000	—
Streckgrenze	30 000	45 000	55 000
Zulässige Beanspruchung für Brückenbau			
Zug	16 000 ¹⁾	24 000	28 000
Druck	16 000—70 $\frac{l}{r}$	24 000—110 $\frac{l}{r}$	28 000—130 $\frac{l}{r}$
Druck höchstens	14 000	20 000	24 000
Biegung im Bolzen	24 000	34 000	42 000
Scherbeanspruchung			
Bolzen	12 000	16 000	20 000
Werkstatt-Niete	12 000	Niete aus gewöhnl. Stahl verwendet desgl.	Niete aus gewöhnl. Stahl verwendet desgl.
Montage-Niete	10 000	14 000	—
Bleche v. Blechträgern	Brutto: 10 000	—	—
Unmittelbarer Druck, Auflagerdruck und Leibungsdruck			
Bolzen	24 000	32 000	40 000
Werkstatt-Niete	24 000	14 000	—
Montage-Niete	20 000		
Steißen, abstehender Teil	20 000	28 000	35 000
Expansions-Rollen	600 d	—	—
Beton	600	—	—
	bei Wind und Zusatzkräften etwa 30% mehr		

¹⁾ 18 000 Pfd./□" oder 1265 kg/cm² wird oft gebraucht. Der Nietstahl hat eine Festigkeit von 3650 bis 4360 kg/cm².

Die „New Yorker Hafenbehörde“ läßt die folgenden Beanspruchungen zu: für gewöhnlichen Stahl 20 000 Pfd./□" = 1400 kg/cm², für Siliziumstahl 27 000 Pfd./□" = 1900 kg/cm², die übrigen Werte sind dementsprechend auch höher zu setzen.

Im Gegensatz zu unserem deutschen Siliziumstahl mit 0,9 bis 1,5% Si und 0,11 bis 0,22% C, also hoher Silizium- und niedriger Kohlenstoffgehalt, beträgt beim amerikanischen Silicon-Steel der Siliziumgehalt kaum über 0,2%, während der Kohlenstoffgehalt auf etwa 0,4% steigt und der Phosphor nicht über 0,04% und Schwefel nicht über 0,05% betragen darf.

Die zulässige Bruchdehnung des Normalmaterials (Carbon-Steel) beträgt 25%. Die Streckgrenze muß mindestens die Hälfte der vorhandenen Zugfestigkeit ergeben.

Bei Material über $\frac{3}{4}$ " Dicke wird für die Dehnung eine Ermäßigung in der Weise zugestanden, daß für jedes $\frac{1}{10}$ " Dickenzunahme die Dehnung um $\frac{1}{4}$ % geringer sein darf, jedoch darf 14% nicht unterschritten werden.

Bei Silicon-Steel soll die Mindeststreckgrenze 3200 kg/cm² betragen.

Bei der Delaware-Brücke wurde ausnahmsweise eine Mindeststreckgrenze von 3400 kg/cm² verlangt. Die in den deutschen Vorschriften

festgelegte Streckgrenze von 3600 kg/cm² bei Siliziumstahl ist für unsere deutschen Stahlwerke herstellbar. Dies bedeutet gegenüber dem amerikanischen Silicon-Steel ein weltwirtschaftlich in die Wagschale fallender Vorsprung.

Bei Bauten aus Silicon-Steel beträgt die zulässige Beanspruchung 24 000 Pfd./□" oder 1690 kg/cm² (2100 kg/cm² in Deutschland). Bemerkenswert ist, daß auch bei Bauwerken aus Siliziumstahl nur Niete aus Kohlenstahl mit 700 bis 800 kg/cm² zulässiger Scherbeanspruchung verwendet werden. Der niedrigere Wert gilt für sämtliche Deckenschlüsse bei Hochbauten sowie bei Nietarbeiten auf der Baustelle, der höhere Wert für Nietarbeiten in der Werkstatt mit Ausnahme der vorerwähnten Deckenkonstruktionen. Bei Stützen von Hochhäusern beträgt die zulässige Nietbeanspruchung 1400 bis 1680 kg/cm².

Alle Nietabzüge — die jedoch nur bei den auf Zug beanspruchten Baugliedern gemacht werden — sind um $\frac{1}{8}$ " größer anzunehmen, als der eigentliche Nietdurchmesser. Für $\frac{7}{8}$ "-Niete ist also ein einzölliger Lochdurchmesser im Zugstab in Abzug zu bringen. Erfahrungsgemäß wird durch die Verwendung von Kohlenstahlnieten das Konstruktionsgewicht eines Bauwerkes nicht nennenswert größer, obgleich die in Siliziumstahl ausgeführten Knotenbleche etwas größere Abmessungen erhalten müssen, als diese bei Verwendung von Siliziumstahlnieten erforderlich wären. Mit Siliziumstahlnieten ausgeführte Versuche sollen in Amerika kein befriedigendes Ergebnis gezeitigt haben.

Bahnbau in Columbiën. Die Columbianische Regierung hat am 31. Mai 1928 mit der Siemens-Bauunion, G. m. b. H., Kom.-Ges., Berlin-Siemensstadt, einen Vertrag über den Bau der sogenannten Cararebahn geschlossen. Diese Bahn verbindet das Departement Boyacá, die Kornkammer Columbiëns, unmittelbar mit dem Magdalenaestrom. Sie führt in einer Länge von etwa 170 km von der kleinen Stadt Velez aus über den Kamm der Ostkordillere, den Ort Landázuri, Puerto Aquiléo am Cararefluß, nach einem Punkte am Magdalena, der möglichst gegenüber von Pto. Berrío liegen soll, damit dort ein leichter Anschluß an die bestehende Antioquiabahn möglich ist.

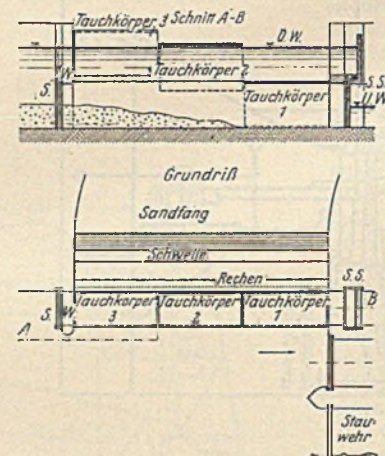
Die Erkenntnis der großen wirtschaftlichen Bedeutung dieser Bahnlinie kommt darin zum Ausdruck, daß sie schon in 3 $\frac{1}{2}$ Jahren in Betrieb genommen werden soll, in welcher Zeit auch noch die gesamte Trassierung der Bahn durchgeführt werden muß.

Die Bahn wird Meterspur erhalten, Steigungen bis zu 3,5% und Mindesthalbmesser von 100 m haben. Der in der Niederung liegende Teil ist reich an Brückenbauten, im oberen Teil kommt eine Reihe von Tunneln und Viadukten zur Ausführung. Besonders schwierig ist die Überquerung des Kordillerenkammes, der reich an Schroffen ist. In der Magdaleneniederung treten noch beträchtliche klimatische Schwierigkeiten hinzu, so daß der Bau dieser Bahn hohe Anforderungen an technisches Können, tüchtige Leistungen und vorbildliche Organisation stellt.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Geschiebefang für Werkkanäle. Zusatz zum Patent 417 161. (Kl. 84a, Nr. 446 982 vom 20. 8. 1925, von Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G. in Nürnberg.) Um das Reinigen der Rechen von dem angeschwemmten Treibzeug usw. mittels des Geschiebefangs für Werkkanäle nach dem Hauptpatent und mittels der dabei benutzten Tauchkörper zu bewerkstelligen, soll der bei der Spülung vor und unter den Tauchkörpern entstehende Wasserstrom auch zur Fortführung des auf den Rechen abgesetzten Treibzeuges benutzt werden.



Das Wasser strömt nach dem Öffnen des Spülschützes s.s., sobald der Tauchkörper auf ein gewisses Maß abgesenkt ist, von allen Seiten, also auch vom Rechen her, unter den Tauchkörper und gelangt von dort in das Unterwasser. Hierbei durchfließt das Wasser den Rechen von rückwärts und nimmt dabei das auf dem Rechen abgesetzte Treibzeug mit sich fort ins Unterwasser. Um auch bei mittelhohen und niedrigen Schwellen mit großen Überströmungshöhen den Rechen mit Hilfe des Geschiebefangs reinigen zu können, wird der Fuß des Rechens an die äußerste Kante der Schwelle gerückt und der Rechen selbst senkrecht angeordnet.

INHALT: Die neue Bahnsteighalle in Königsberg (Pr.). — Der Umbau der viergleisigen Eisenbahnbrücke über den Main bei Frankfurt. — Bau zweier Klappbrücken über den Verbindungskanal zwischen Altem und Neuem Hafen zu Bremerhaven. — Erneuerung der eisernen Überbauten der Weserbrücke bei Dreie (Bremen). — Beitrag zur Behandlung beweglicher Belastung. — Über Schwingungsmessungen in der Maschinen- und Bautechnik und ihre Bedeutung für Bauverwaltungen und Bauprüfungsbehörden. — Vermischtes: Neue Kranausrüstung des Hafens von Marseille. — Bau eines Luftschiffhafens in Portland, Oregon. — Amerikanischer Brückenstahl. — Bahnbau in Columbiën. — Patentschau.