DIE BAUTECHNIK

13. Jahrgang BERLIN, 9. August 1935 Heft 34

Die Empfangshalle des neuen Empfangsgebäudes auf Bahnhof Duisburg.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. **Krabbe** und Reichsbahnoberrat **Ziertmann**, Essen.

1. Vorbemerkungen.

Der Umbau des Bahnhofs Duisburg, des westlichen Eingangsbahnhofs in das rheinisch-westfälische Industriegebiet, erforderte auch die Erneuerung des Empfangsgebäudes (Gesamtgrundriß, Abb. 1) in einer seiner Zweckbestimmung entsprechenden Form mit einer geräumigen und lichten Empfangshalle, die besondere Anforderungen an die Raumgestaltung stellte. Ihrem Aufbau nach ein Ingenieurhochbau, ihrer Zweckbestimmung nach der Raumgestaltungskunst des Architekten unterworfen, machte sie von vornherein ein enges Zusammenarbeiten des Architekten mit dem Ingenieur erforderlich; die Forderungen des ersteren nach großen Lichtflächen, die möglichst wenig durch schwer und drückend wirkende Konstruktionsteile unterbrochen werden durften, sowie nach geräumiger Wirkung der eigentlichen Empfangshalle, also des Mittelschiffs, in möglichst unbehinderter — auch für die Sicht unbehinderter — Verbindung mit den seitlichen Anlagen, der Gepäckabfertigung und den Fahrkartenschalteranlagen einerseits, der Fahrplanhalle und den Zugängen zu den Wartesälen anderseits, beeinflußten maßgebend nicht nur die Konstruktion als solche, sondern auch die Bauweise und den Baustoff. Die Forderung nach schlanken, insbesondere durch die Lichtflächen schlank durchzuführenden Hauptstützen und deren möglichst weitem Abstand führten zur Herstellung des Gerippes in reiner Stahlkonstruktion mit leichter Umkleidung. Die Möglichkeit recht schlanker und lichter Ausgestaltung wurde noch begünstigt durch Anwendung des Schweißverfahrens, das gerade hinreichend weit entwickelt war, um derartige Bauten unbedenklich damit ausführen zu können. Zu bemerken ist dabei, daß die Entwürfe aus den Jahren 1930/31 stammen und daher naturgemäß in der schweißtechnischen Einzelausbildung noch Ausführungsarten zeigen, die heute als überholt bezeichnet werden müssen.

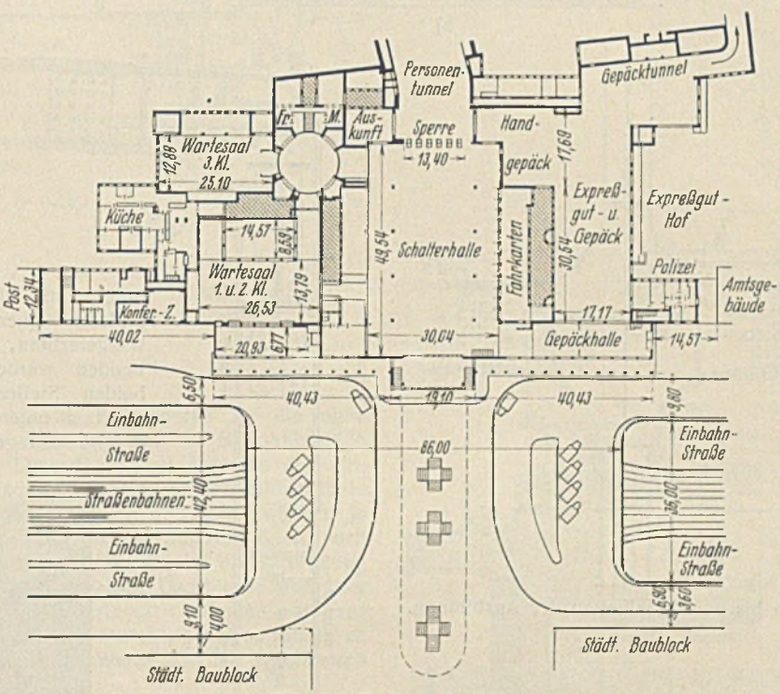


Abb. 1. Gesamtgrundriß.

2. Der konstruktive Aufbau der Halle.

Abb. 2a bis e zeigen die allgemeine Anordnung der Halle; Abb. 2a den Grundriß, 2b den Längsschnitt bzw. die Längsansicht, Abb. 2c den normalen Querschnitt, Abb. 2d den Querschnitt am Endbinder am Halleneingang und Abb. 2e den Querschnitt am gegenüberliegenden Endbinder mit dem Durchgang zum anschließenden Personentunnel. Das System der rd. 10 m voneinander entfernten Hallenbinder ergibt sich aus Abb 2c. Es besteht aus zwei Zweigelenkrahmen *a b c d*, deren Stiele *b d* nach oben verlängert sind, so daß sie eine Gesamthöhe von 13,31 m haben. Auf ihren oberen Enden ist der eigentliche Dachbinder, bestehend aus einem vollwandigen Blechbalken mit 18,59 m Stützweite, gelenkig mit einem kleinen Spiel in waagerechtem Sinne gelagert, so daß er als Balken auf zwei Stützen angesehen werden darf. Diese einfache Auflagerung war notwendig, da mit Rücksicht auf die gesamte Raumwirkung scharfer, rechteckiger Anschluß der Decke an die Seitenwände ohne Übergangskehlen als erforderlich angesehen wurde, so daß die Ausbildung steifer Rahmenecken an diesen Stellen nicht ratsam erschien. Statisch ist also das Bindersystem aufzufassen als zusammengesetzt aus den beiden einfach statisch unbestimmten Hauptsystemen *a b c d*, die durch den aufgelagerten Dachbinder miteinander verbunden sind. Die statisch unbestimmte Auflagerung der Rahmen war bei dem sehr guten Baugrunde unbedenklich; Bodenbewegungen infolge von Bergbau kommen hier nicht vor. Die Schweißkonstruktion wurde durchweg unter Anwendung des bekannten Nasenprofils der Dortmunder Union durchgeführt, jedoch wurde der Querschnitt der Rahmenstücke *b—d* aus in entsprechenden Abständen mit Schnallen verbundenen ⊏⊐ 35 mit eingelegtem I 32 hergestellt. Die entsprechenden Stücke der beiden Endbinder haben jedoch I förmigen, aus Nasenprofilen zusammen-

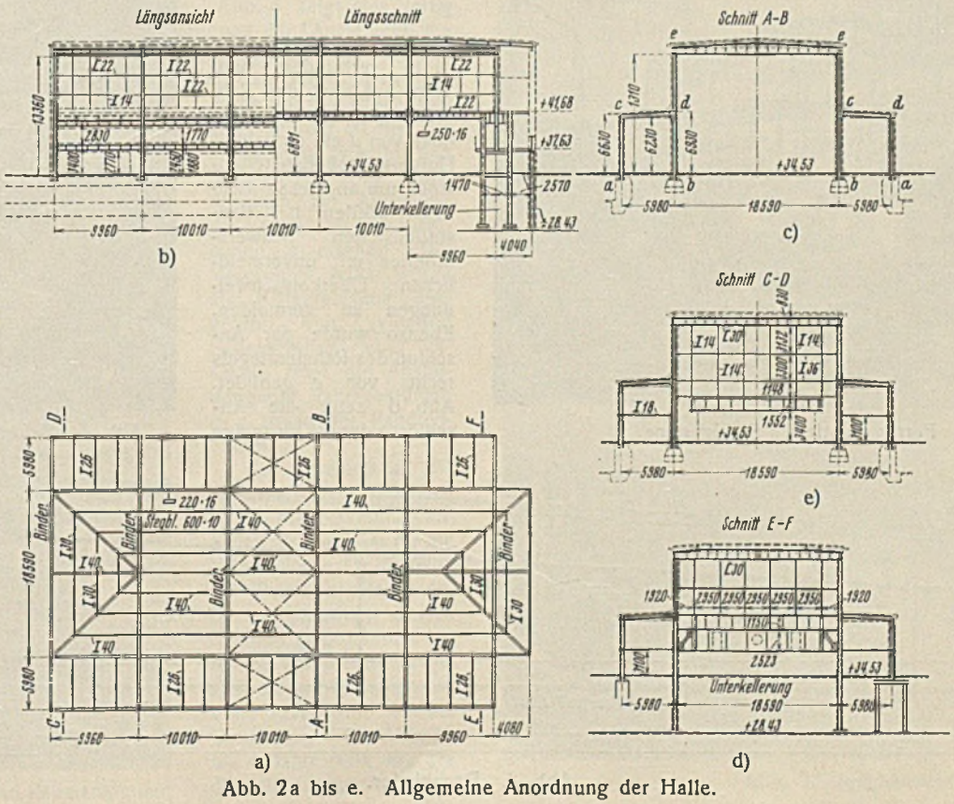
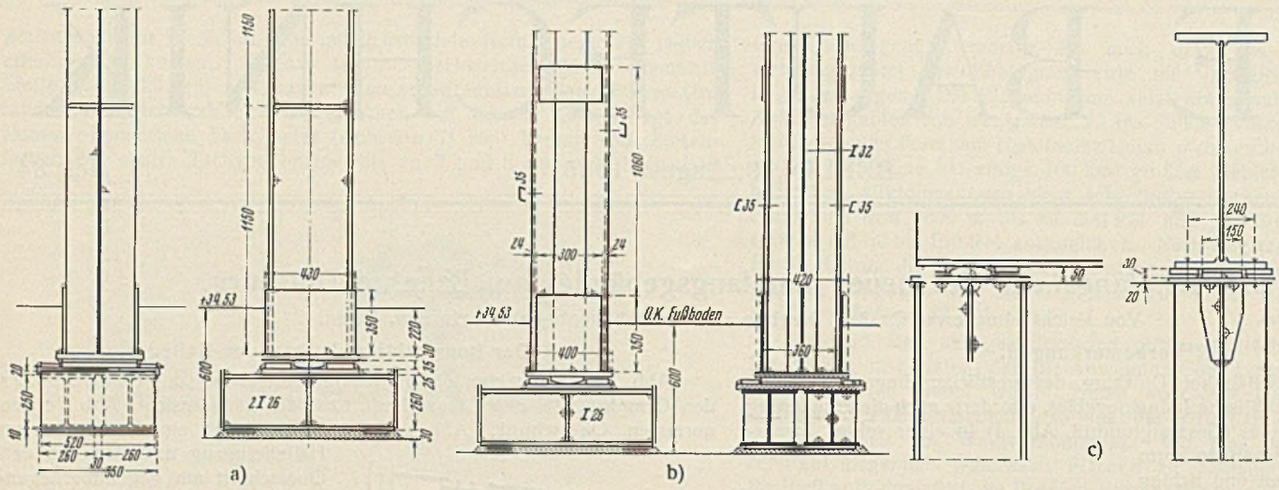


Abb. 2a bis e. Allgemeine Anordnung der Halle.



geschweißten Querschnitt erhalten. Einzelheiten der Ausbildung der Teile *a b c d e* zeigt Abb. 3, und zwar 3a und 3b die Auflagerung der Zweigelenkrahmen bei *a* und *b*; Abb. 3c die gelenkig bewegliche Auflagerung des Dachbinders bei *e*; Abb. 3d die Ausbildung des Rahmenknotens *d* und Abb. 3e die Ausbildung der Rahmenecke *c*. Bei *d* ist das Stegblech durch ein ausgerundetes Knotenblech ersetzt, das oben mit dem anschließenden Stegblech durch Stumpfstoß mit Decklaschen, unten mit dem aus ⊏⊐35 und I 32 gebildeten Querschnitt durch Vermittlung eines waagerechten, durchschießenden Stoßblechs verbunden wurde, während die Gurtplatten an beiden Stellen ungestoßen durchlaufen und sich am unteren Ende auf die Außenseiten der ⊏⊐35 auflegen, mit denen sie durch Flankennähte verbunden sind. Zum Anschluß des Rahmenriegels *d—c* dient links von *d* ein genieteter Universalstoß (Baustellenstoß), um an diesen wichtigen Stellen bei Baustellenstößen Schweißarbeiten mit unvermeidlichen Überkopfschweißungen zu vermeiden. Ebenso wurde der Anschluß des Rahmenriegels rechts von *c* gebildet. Abb. 6 zeigt die Anschlüsse der die einzelnen

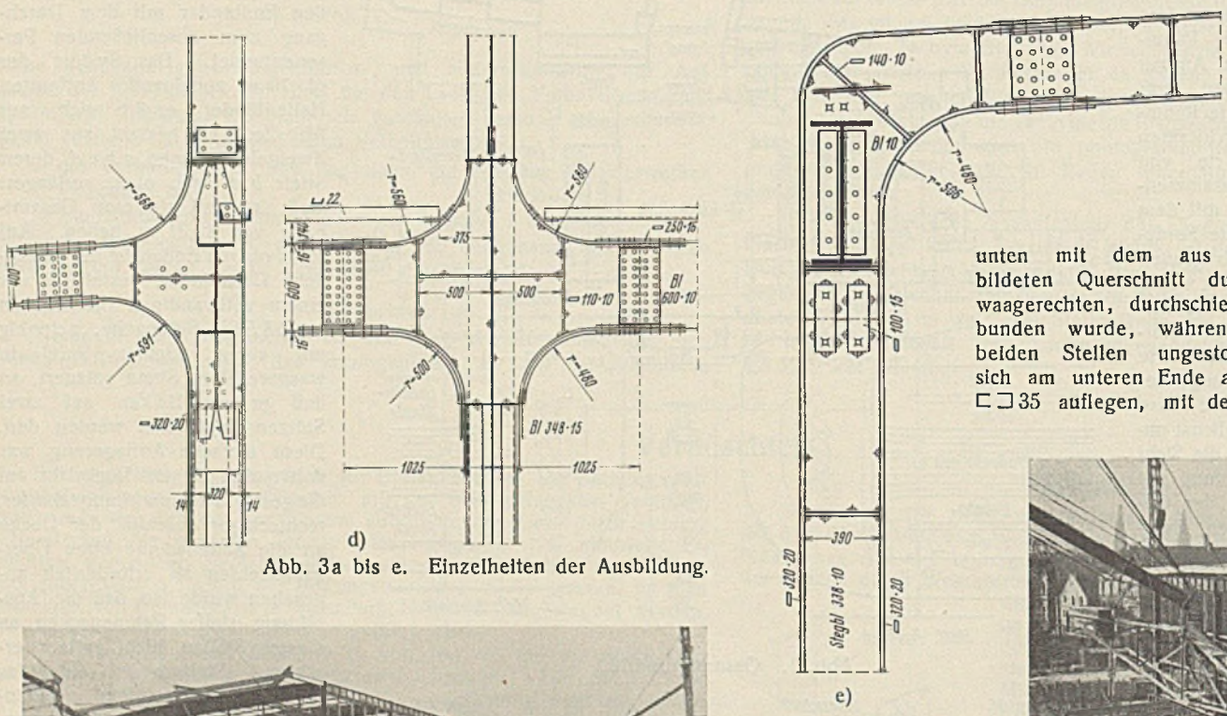


Abb. 3a bis e. Einzelheiten der Ausbildung.

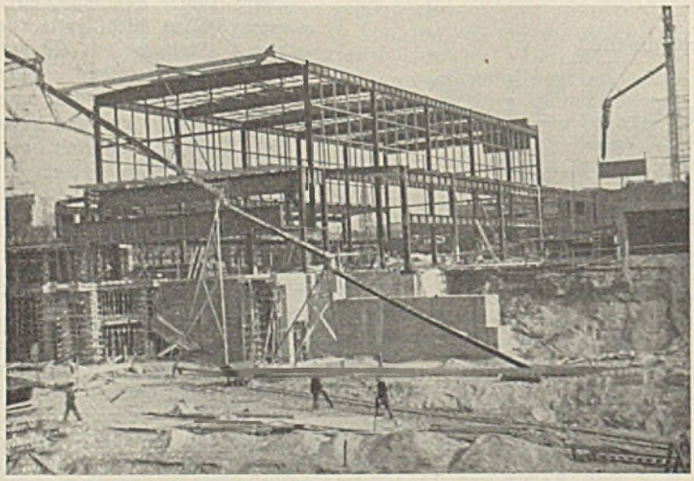


Abb. 5. Fertig montiertes Stahlgerippe.

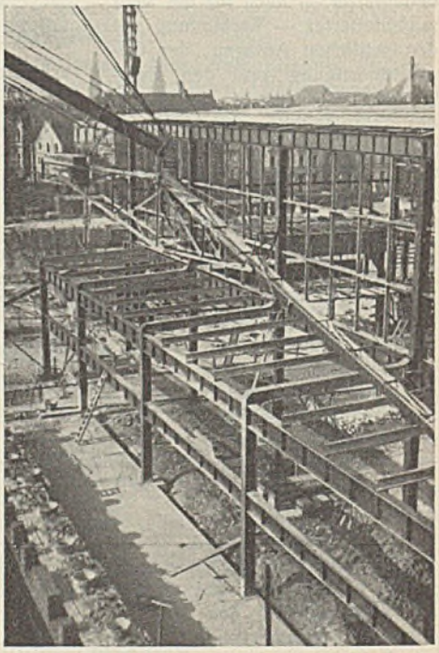


Abb. 6. Anordnung der Längsriegel.

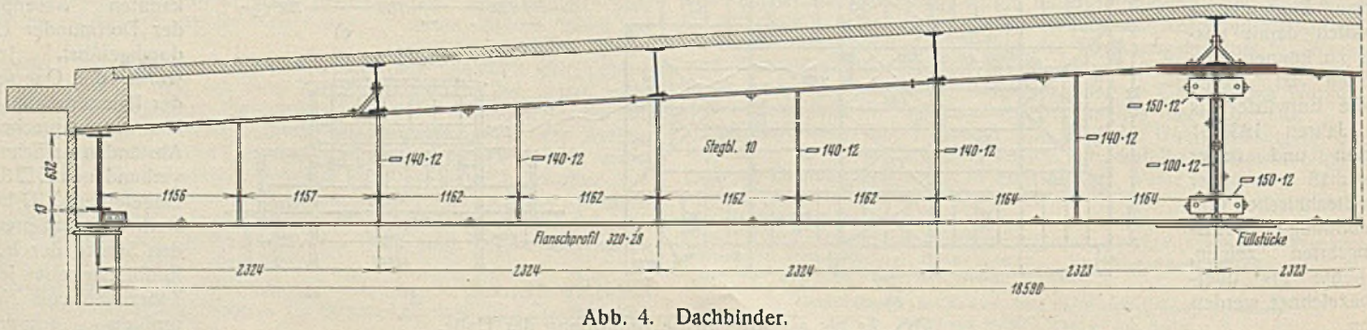
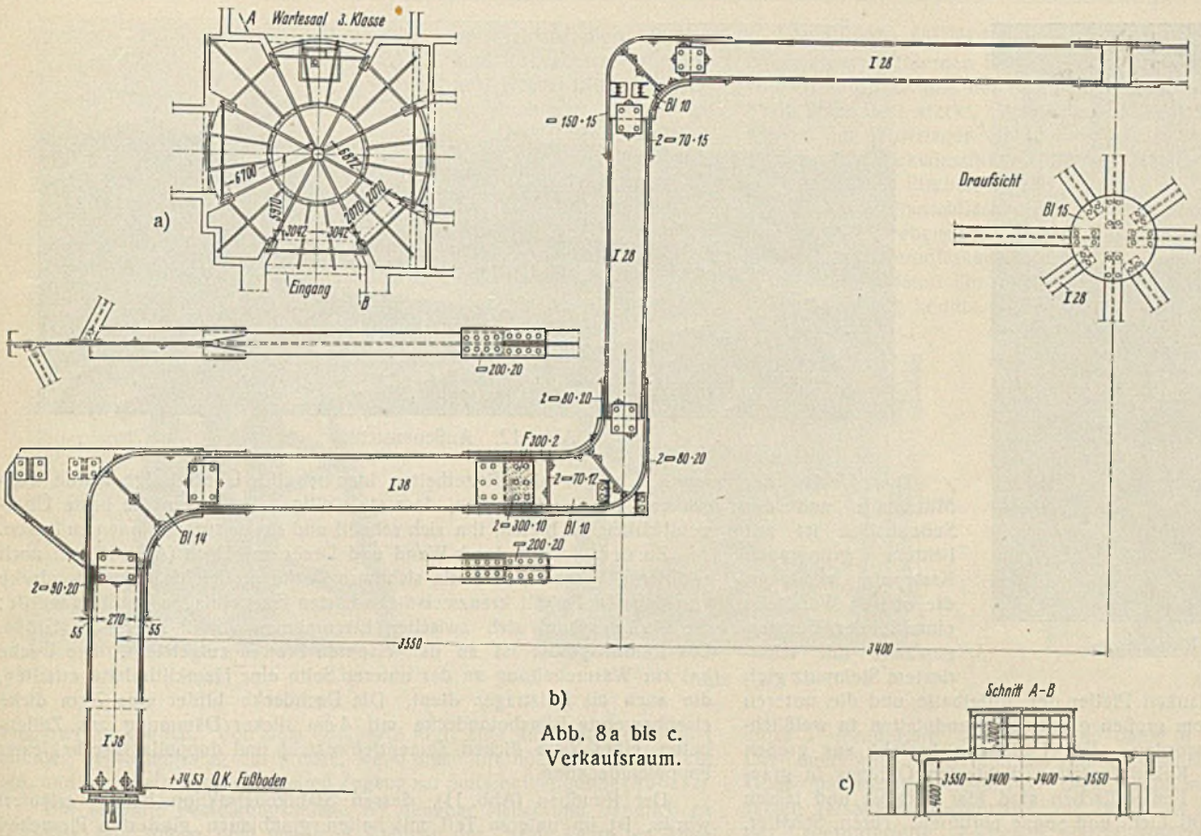


Abb. 4. Dachbinder.



b)

Abb. 8a bis c. Verkaufsraum.

Binder verbindenden Längsriegel in der Rahmenecke *d*, die ohne weiteres verständlich sein dürften. Auch sie sind als Baustellenstöße durch Nietung hergestellt. Weitere Längsriegel sind zwischen den einzelnen Bindern am oberen Ende und in halber Höhe der Rahmenstiele *a—c* angeordnet. In der Ebene des Riegels *c—d* liegen zwischen je zwei Bindern drei Zwischenbinder, I 26 (Abb. 6); aus Abb. 6 ist auch die Anordnung der Längsriegel ersichtlich. Abb. 4 zeigt die Ausbildung und Auflagerung des Dachbinders. Die einzelnen Dachbinder sind über ihren beiderseitigen Auflagern durch Längsriegel verbunden, wie aus Abb. 4 u. 6 zu ersehen. Die sieben aus I 40 bestehenden, von Binder zu Binder reichenden Pfetten sind in einfacher Weise auf den Oberflansch der Binder aufgeschraubt.

Zur weiteren Erläuterung des Stahlgerippes mögen noch die beigegebenen Lichtbilder (Abb. 5 bis 7) dienen. Abb. 5 zeigt das fertig montierte Stahlgerippe. Abb. 6 zeigt die Anordnung der Längsriegel, die in halber Höhe und am oberen Ende des Rahmenstiels *a—b*, in den Knoten *d* und endlich an den Auflagern zwischen den Dachbindern über deren Stützen angeordnet sind. Ferner ist hier die Ausfachung zwischen den Stützenteilen *d—e* durch Sprossen zur Aufnahme der Verglasung des Lichtbandes zu ersehen. Die Verglasung selbst wurde als Kittverglasung ausgeführt. Abb. 7 (von den Seitenschiffen aus gesehen) zeigt die Ausbildung der Rahmenstützen *a*, *c* sowie der Rahmenknoten *d*.

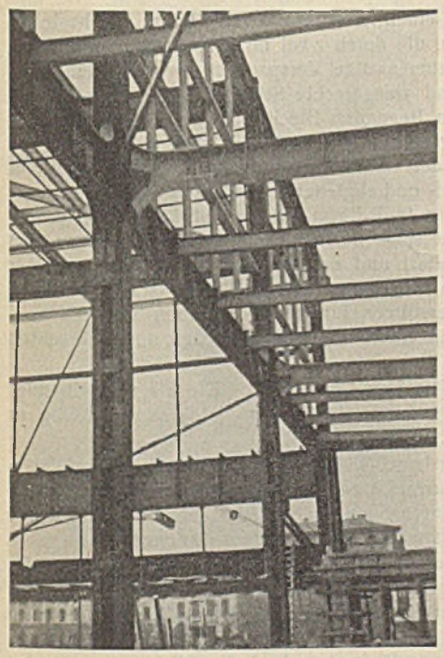


Abb. 7. Rahmenstützen und Rahmenknoten.

Im Anschluß an die Empfangshalle wurde noch als Verkaufspavillon, zugleich als Vorraum für die beiden Wartesäle dienend, ein Raum in Rotundenform angeordnet, dessen Gerippe ganz ähnlich wie bei der Haupthalle in geschweißter Stahlkonstruktion hergestellt wurde. Das Gerippe ist in Abb. 8a bis c dargestellt, aus der die Anordnung und Konstruktion ohne weiteres verständlich sein dürfte. Die im Mittelpunkte der Dachfläche sternförmig zusammenlaufenden Binder sind als einzelne Dreigelenkrahmen mit segmentförmigen Belastungsflächen aufgefaßt. Das im erhöhten Mittelteil zylinderförmig angeordnete Lichtband gibt dem Raum eine sehr angenehme Tagesbeleuchtung (vgl. Abb. 11).

Mit Rücksicht auf die Raumwirkung und die feuerpolizeilichen Vorschriften wurden fast alle Teile des gesamten Tragwerkes später einbetoniert, was man trotz der dadurch behinderten Zugänglichkeit der Schweißnähte für unbedenklich ansah. Wer die geräumige, lichte Halle betritt, wird daher zunächst kaum etwas von einem geschweißten Stahlgerippe ahnen, sondern höchstens durch die auffallend leichte und gefällige Konstruktion, die in gleicher Weise kaum mit einem anderen Baustoff erreichbar sein dürfte, daran erinnert werden (Abb. 9).

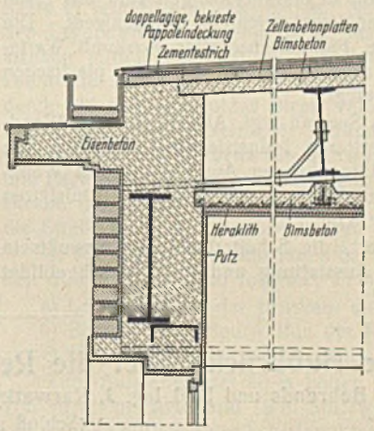


Abb. 10.

Die gesamte geschweißte Stahlkonstruktion im Gewichte von 310 t wurde von der Dortmunder Union ausgeführt, der auch die Ausarbeitung der statischen Berechnung und der Konstruktionseinzelheiten nach dem von der Reichsbahndirektion Essen aufgestellten allgemeinen Entwurf oblag.

3. Die weitere bauliche Ausgestaltung.

Für die Ausbildung der Schalterhalle im Innern (Abb. 9) war maßgebend, einmal die Leichtigkeit und Eleganz der Konstruktion zu betonen oder gar zu steigern, anderseits Baustoffe zu wählen, die den vielseitigen Ansprüchen genügen und die Kosten der Pflege und Unterhaltung möglichst niedrig bleiben lassen.

Abb. 9. Innenansicht.

Abb. 11. Rundbau.

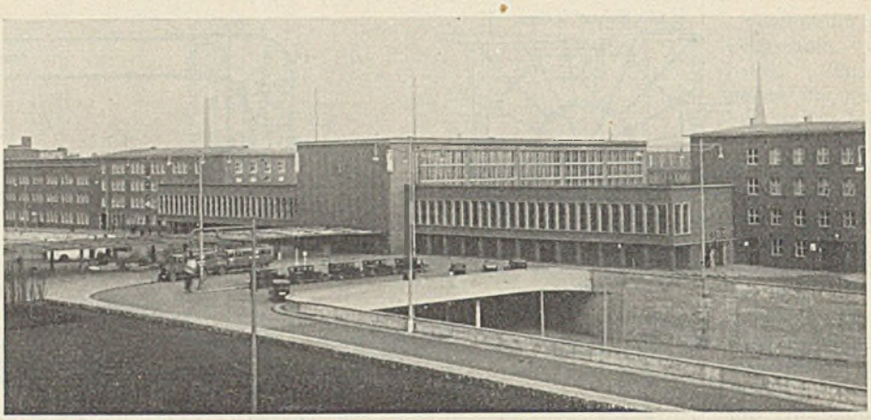


Abb. 12. Außenansicht.

Die Decke der Mittelhalle und der Seitenhallen ist mit lichtem grüngrauen Kratzputz versehen, die oberen Wandteile einschl. der Fenstergewände mit scharriertem Steinputz gleicher Farbe. Die acht schlanken Pfeiler der Mittelhalle und die unteren Wandteile sind mit 20/30 cm großen glasierten Wandplatten in weißlichgelber Farbe verkleidet worden. Der Fußboden besteht aus großen geschliffenen, trittsicheren Kalksteinplatten dichtesten Gefüges in graugelber Farbe. Die großen Fensterflächen sind klar verglast und lassen ungehindert und ungedämpft Licht und Sonne einfluten. Türen, Schalter, Kasten und Tafeln für Fahrpläne und Bekanntmachungen sind aus Eisen und Gelbmetall hergestellt mit möglichst leichtem Rahmenwerk. Die amtlichen Aufschriften — Fahrpläne, Fahrkartenschalter, Auskunft, Wartesaal usw. — sind in gleicher Höhe ringsum laufend mit roten plastischen Buchstaben auf den Steinputz aufgelegt.

Die große Stirnfläche über den Sperren (vgl. Abb. 9) hat eine Wandkarte des Eisenbahnnetzes im weiteren Industriegebiet erhalten, die gegenüberliegende wird noch in ihrer ganzen Ausdehnung ein Wandgemälde des Prof. Gies, Berlin, schmücken, die Bedeutung Duisburgs als Industrie- und Hafenstadt darstellend.

Im übrigen ist, wie geschildert, die Schalterhalle mit Bewußtsein schlicht, klar und sauber in der Ausstattung und Farbe durchgebildet worden bis in alle Einzelheiten hinein; alles Überflüssige wurde weggelassen in dem Bemühen, dem stets eiligen Reisenden die beste Übersichtlichkeit zu bieten, ihn sich schnell und sicher zurechtfinden zu lassen.

Zu dem Schnitt durch Wand und Decke mit Dach (Abb. 10) sei noch erläuternd bemerkt, daß die sichtbare Decke als leichte Bimsbetondecke von 6 cm Dicke mit kreuzweise bewehrten Eiseneinlagen gebildet wurde; die Decke spannt sich zwischen Eisenrahmen von 2 zu 2,25 m Größe. Das Rahmengerüst ist an den eisernen Pfetten aufgehängt. Die Decke hat zur Wärmehaltung an der unteren Seite eine Heraklithplatte erhalten, die auch als Putzträger dient. Die Dachdecke bildet eine 7 cm dicke eisenbewehrte Bimsbetondecke mit 4 cm dicker Dämmung aus Zellenbeton, einer 2 cm dicken Zementfeinschicht und doppellagiger bekiester Pappoleindeckung.

Der Rundbau (Abb. 11), dessen Stahlkonstruktion bereits erläutert wurde, ist im unteren Teil mit hellen graublauen glasierten Riemchen verkleidet worden, das obere Wand- und das Deckenrund sind einfarbig hell gestrichen, der Fensterkranz mit Antikglas verglast worden. Der Fußboden besteht aus bläulichem Lahnkalkstein mit radialem Fugenschnitt.

Die Schalterhalle ist außen mit Oldenburger Handstrichklinkern verkleidet worden. Auch hier, im äußeren Aufbau, wurde Großzügigkeit, Ruhe und Schlichtheit angestrebt. Die große Uhr des Giebels und zwei seitlich angeordnete Bildwerke des Prof. Enseling, Essen, bilden den einzigen Schmuck (Abb. 12).

So haben in gemeinsamer Arbeit Architekt und Ingenieur sich bemüht, ein einheitliches Ganzes zu erstellen, im Entwurf und bei der Ausführung bestrebt, die Zweckbestimmung des Bauwerks leitend für den Aufbau und die Ausstattung sein zu lassen.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Hubbrücke über die Rethe in Harburg-Wilhelmsburg.

Von Regierungsbaurat C. Behrends und Dipl.-Ing. J. Karwatky bei der Hamburgisch-Preußischen Hafengemeinschaft G. m. b. H.

(Schluß aus Heft 32.)

IV. Beschreibung der Brücke.

a) Die Hubtürme.

1. Belastungsannahmen, Auflagerdrücke, Abmessungen. Die rd. 50 m hohen Hubtürme aus St 37 sollen das Heben und Senken des zwischen ihnen liegenden stählernen Überbaues ermöglichen. Die Seilscheiben auf jedem Turm tragen mittels Drahtseile ein Gegengewicht und das halbe Brückengewicht, also zusammen rd. 640 t.

Für diese durch die Seilscheiben übertragene Last sind die Türme berechnet. Da bei der Bewegung des Überbaues aber Stöße auftreten können, wurde diese Last mit dem 1,25-fachen Wert in die Rechnung eingeführt.

Bei hochgezogener Brücke wurde mit einem Winddruck aus Quer- bzw. Längswind von 150 kg/m², bei Brücke in Verkehrslage von 250 kg/m² auf die Türme gerechnet.

Diese Belastungsannahmen ergeben für die Pfostenlager einen höchsten Auflagerdruck je Turmpfosten von rd. 725 t und einen größten waagerechten Schub von 37,5 t einschließlich 1,5 t aus einer Temperaturspanne von ±35°.

Jeder der beiden Hubtürme besteht aus einer senkrechten Querwand, gebildet aus sechsgeschossigen Stockwerkrahmen mit Fußgelenken, deren Standsicherheit in der Längsrichtung durch zwei Streben erzielt wird, die mit den Hauptpfosten durch drei Längsriegel und unter sich durch einen Querriegel verbunden sind. Dieser bildet mit dem mittleren Längsriegel und einem Stockwerkriegel der Querwand einen waagerechten geschlossenen Rahmen. Die Standsicherheit der Querwand beträgt im ungünstigsten Falle noch 2,45.

Die Längswand ist gegen Umkippen durch die Zuganker gesichert.

Die Hauptpfosten haben einen Achsabstand von 12,4 m. Sie bestehen aus 2 m hohen Blechwänden, die durch zwei mittlere vollwandige Querstege und zwei seitliche, rahmenartige Verspannungen verbunden sind. In Abständen von 2,5 m sind waagerechte Schotten in die Pfosten eingebaut. An der nach außen liegenden Blechwand der Pfosten ist eine Kranschiene Nr. 4 als Führungsschiene für die Führungsrollen des stählernen Überbaues angebracht. An der inneren Blechwand der Pfosten befindet sich eine Führung für das auf- und abgleitende Gegengewicht. Die Riegel der Querwand sind zweiteilig in I-Form ausgebildet und liegen durchweg in den Ebenen der Querstege der Hauptpfosten. Sie sind an den Pfosten dreieckförmig verbreitert und mit ihnen mittels durchgesteckter Bleche verbunden. Nur die Riegel am Turmkopf umfassen die Hauptpfosten und tragen die Lagerstützen für die Seilscheiben und die Seilscheibenbühne, auf der die in einem Stahlwandhäuschen untergebrachten Antriebmotoren stehen.

Die Streben haben hutförmigen Querschnitt. Die sie untereinander und mit den Hauptpfosten verbindenden Querriegel sind zweiteilig in U-Form ausgebildet (s. Abb. 2).

2. Die Besteigungsanlage (s. Abb. 2). Man gelangt vom Widerlager aus, im Innern der Turmpfosten hochsteigend, bis auf die Seilscheibenbühne. Die angeordnete Sprossenleiter hat aber nur den Zweck, die Pfosten von innen streichen bzw. unterhalten zu können.

Die eigentliche Besteigungsanlage — der geplante Fahrstuhl kam nicht zur Ausführung — beginnt auf der östlichen Strebe jedes Turms. Sie folgt dann mit einem kurzen senkrechten Lauf dem Turmpfosten und erreicht mit schräger Leiter die Nordostecke der Seilscheibenbühne. In jeder Riegelhöhe sind die Stiegenläufe abwechselnd seitlich gegeneinander

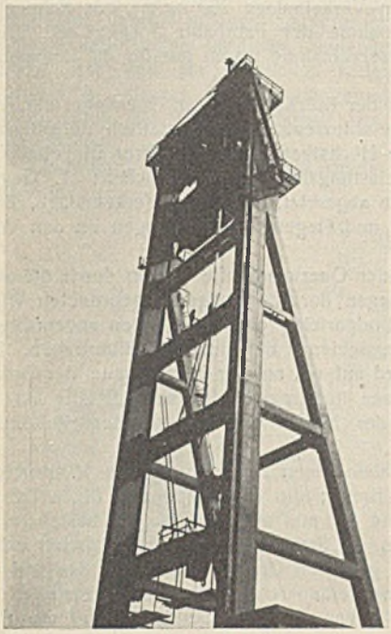


Abb. 12.

versetzt. An diesen Stellen sind Ruheabsätze angeordnet. Rückenschutz ist überall vorhanden.

Der letzte Absatz in Höhe der Gegengewichts-Abstützung ist, ebenso wie der letzte schräge Stiegenlauf, auch an der Westseite der Türme angebracht, um an die Absetzlager der Gegengewichte heran-

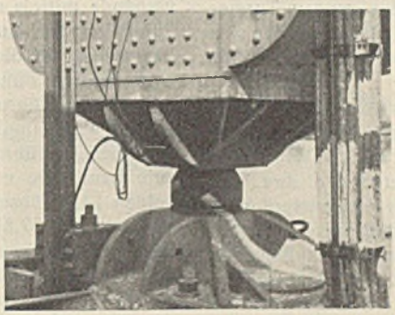


Abb. 13.

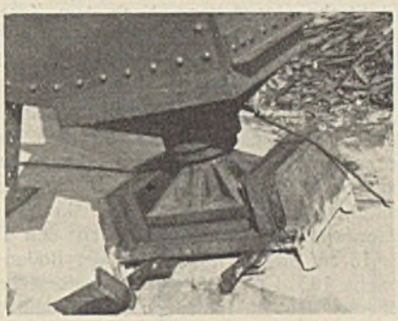


Abb. 14.

kommen zu können. Von dem Ostabsatz führt eine kurze Stiege abwärts auf den Bedienungssteg der Brücke, wenn diese ihre höchste Lage erreicht hat, und bietet einen guten zweiten Zugang zur Seilscheibenbühne (Abb. 12).

Die gesamte Besteigungsanlage ist denkbar sicher und handlich zu begehen, fällt neben dem massigen Stahlbau der Türme kaum ins Auge und ersetzt einen Fahrstuhl durchaus, zumal für die Beförderung von schwereren Lasten auf der Seilscheibenbühne ein Auslegerkran vorhanden ist.

3. Verstellbarkeit der Lager. Pfosten und Streben, deren Achsen 12,50 m voneinander entfernt sind, übertragen ihre Kräfte mittels Kugellager auf die Widerlager. Die Lagerunterteile der Pfosten sind verankert, damit der Turm auch in unbelastetem Zustande standsicher ist (s. Abb. 5). Zwischen Lagerober- und -unterteil ist ein aus geschmiedetem Stahl (St C 35.61) bestehendes Mittelstück eingeschaltet (Abb. 13), das in dem oberen Lagerteil auf und ab bewegt werden kann. Damit diese Bewegung auch später noch möglich ist, wird das Mittelstück in einer Messingbüchse geführt, die ein Festrosten verhindern soll. Durch einen zwischen den abgerundeten Rippen (s. Abb. 13) des Oberteils vorhandenen Schlitz von 250 mm Breite und 70 mm Höhe kann man Bleche bis zur Gesamtdicke gleich dieser Höhe hindurchstecken und dadurch ein Absenken des Mittelstücks bzw. ein Anheben des Turmpfostens erreichen. Ebenso läßt sich der Pfosten durch Entfernen von Durchsteckblechen wieder absenken. Bei der Montage hat man sich dieser Absenkmöglichkeit versichert, indem man ein Blech von 15 mm Dicke in den Schlitz einlegte. Dieses Heben oder Senken eines Turmpfostens ist natürlich nur nach vorhergehendem Entlasten des Lagerkörpers durchführbar. Dies geschieht mit Hilfe von zwei Druckwasserpressen von je 200 t Druckkraft, die zwischen die abgeschrägten Rippen von Unter- und Oberteil des Lagers gebracht werden. Damit ein gleichmäßiger, senkrecht wirkender Druck ausgeübt werden kann, sind an die Lagerteile kreisrunde ebene Flächen von 400 mm Durchm. angegossen.

Abb. 15.

Das Verstellen der Pfostenlager läßt sich aber nur ausführen, wenn die Strebenlager eine ähnliche Einrichtung besitzen, und zwar muß die Strebe in ihrer Achse und parallel zu dieser verschieblich sein.

Jede Strebe hat im Höchstfalle einen Zug von 96 t aufzunehmen. Sie ist in einem stählernen Bockgerüst mittels eines rd. 4 m langen Ankers von 110 mm Durchm., der in einem Mantelrohr von 270 mm Durchm. und 3 mm Wanddicke steckt, verankert (s. Abb. 3). Bockgerüst und Mantelrohr wurden im Widerlager einbetoniert. Der Anker wurde zwischen zwei ⊏-Eisen der Bockkonstruktion hindurchgesteckt und dann um 90° gedreht, so daß sich die Flächen des an seinem Ende befindlichen Hammerkopfes an die unteren Flanschflächen der ⊏-Eisen anlegen. Während der Montage mußte jeder Strebenanker, der in seiner endgültigen Stellung rd. 1,40 m über Strebenlagerunterkante herausragt, zunächst ganz im Widerlagerbeton verschwinden, damit die Lagerkörper verlegt und alsdann die Strebe aufgestellt werden konnte. Deshalb wurde jeder Anker vorläufig mittels eines 1"-Rundeisens verlängert und dann in dem Mantelrohr versenkt. Der Lagerkörper, durch den der Anker hindurchgesteckt wird, besteht aus Ober- und Unterteil (Abb. 14). Dieser ruht auf einer mit seitlichen Ansätzen versehenen Lagerplatte, die länger ist als das entsprechende Maß des Lagerunterteils. Zwischen diesen Ansätzen wird das Lager mittels Keile in seiner Lage festgehalten. Nun wird der Anker von unten durch den Lagerkörper hindurchgesteckt, rd. 60 cm in die Strebe eingeführt und alsdann mittels einer Mutter auf einem Querschott der Strebe befestigt. Die Mutter ist durch eine Öffnung in der Strebenwandung zugänglich, die durch ein aufgeschraubtes Blech verschlossen wird. Das Verstellen des Lagers geschieht in seitlicher Richtung durch Auswechseln der Keile, in der Richtung der Strebenachse durch Entfernen von zwischen Lagerkörper und Lagerplatte liegenden zweiteiligen Blechen bzw. durch Zulage weiterer Bleche unter den Lagerkörper bei gelockerter Ankermutter. Dabei wird die Strebe durch Druckwasserpressen abgefangen.

4. Montage. Das Aufstellen der Türme war mit besonderer Genauigkeit durchzuführen, um folgende Bedingungen zu erfüllen:

a) Lotrechtstellen der Brücken- und Gegengewichtsführung,
b) Einhalten der Spurweiten der Führungen,
c) Einhalten der vorgeschriebenen Höhenlage des Gesamtbauwerks.

Zum Aufstellen der 50 m hohen Türme diente ein Portalkletterkran von rd. 21 m Höhe und 15 m Stützweite. Dieser Kran wurde nach Zusammenbau mittels eines Schwimmkrans aufgerichtet und gegen Umkippen durch Drahtseilverspannungen gesichert. In Abb. 15 erkennt man ein auf dem Turm montiertes Hilfsgerüst mit daran hängenden Flaschenzügen, die den Kran gerade in die zweite Stellung hochziehen. Abb. 16 zeigt den Kran in der höchsten Stellung. Der Riegel des Krans befindet sich hier rd. 52 m über dem Widerlager.

Der Kran hat unten eine bockartige Verbreiterung, um ihm eine größere Standfestigkeit in Richtung der Brückenachse zu geben. In dieser Richtung ist er auf Schienen verschiebbar. In seiner höchsten Stellung erhielten die Streben in Höhe des vierten Pfostenquerriegels konsolartige

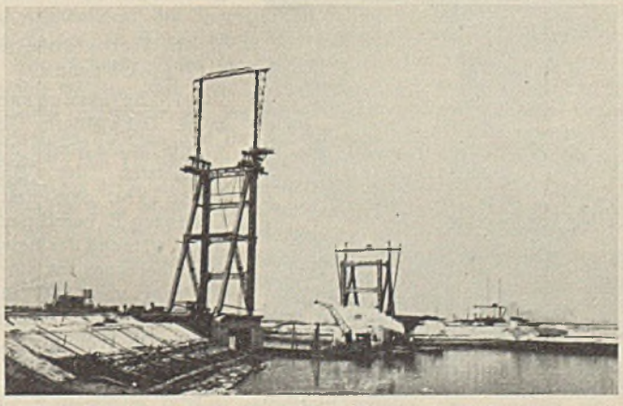


Abb. 16.

Ausbauten, die fachwerkartig gegeneinder verschwertet wurden. Sie gaben der Kranschiene die nötige Stütze (s. Abb. 16).

Beim Zusammenbau der Türme war zu beachten, daß die Gesamtpfostenlänge sich unter Vollast aus Brücke und Gegengewicht um 8 mm verkürzt; der Pfosten mußte also um dieses Maß verlängert werden. Entsprechend war die Strebe 6 mm kürzer auszuführen, als ihr Sollmaß beträgt. Um aber den Strebenanschluß an den Pfosten zu ermöglichen, mußte das untere Strebenende, dieser Verkürzung entsprechend, senkrecht gehoben und das Lager demgemäß in Richtung der Strebenachse unterfuttert und senkrecht zur Strebenachse verkeilt werden. Um die Strebe während der Montage in der richtigen Lage halten zu können, wurde die in Abb. 15 sichtbare Montagehilfsstrebe eingebaut und vorübergehend ein zweiteiliges Zugband zwischen den Füßen von Pfosten und Strebe eingezogen. Nach dem Zusammenbau des ganzen Turmes trat bei Vollast die errechnete Pfostenverkürzung ein. Dabei neigten sich die Pfosten zur Durchfahrtöffnung hin. Das Absenken der Strebenfüße stellte die Pfosten wieder senkrecht.

5. Gegengewichte. Noch während des Aufstellens der Türme schaffte man die je rd. 20 t schweren Eisengerippe der Gegengewichte, die in der Werkstatt zusammengebaut worden waren, auf die Widerlager und setzte sie zwischen den Turmstützen ab. Hier folgte ihre Ummantelung mit Beton 1 : 4. Der 45 cm dicke Boden ist, entsprechend seiner späteren Belastung durch den Füllbeton, besonders bewehrt. Die 15 cm dicken Wände und der Boden haben Einlagen von Baustahlgewebe 100 · 100 · 5 · 5 als Schwindbewehrung. Ein zweimaliger äußerer Isolieranstrich mit farblosem Inertol schützt den Beton der Gegengewichte gegen Angriff durch von der nahen Kallanlage heranwehende schwefelsaure Salze.

Das jetzt rd. 100 t schwere Gegengewicht wurde mittels Flaschenzüge hochgezogen und auf den podestartigen Ausbauten der Strebenköpfe abgesetzt (s. Abb. 12). Hier wurde der Schrottbeton — lagenweise abwechselnd Roststäbe und Beton 1 : 8 — eingebracht, bis annähernd das Höchstgewicht des halben stählernen Überbaues, 320 t, erreicht war. Der Füllbeton konnte nur bei obenstehendem Gegengewicht eingebracht werden, da das Hochziehen des Gesamtgewichts nicht möglich war.

Jedes Gegengewicht hat eine Grundfläche von 11,0 · 2,2 m und eine Höhe von 4,5 m. Ein Aufsatz von 1,2 m Höhe kann beim Auswiegen der Brücke Ausgleichgewichte aufnehmen. Für jedes Gegengewicht sind 7,5 t Gußeisenprismen von je 25 kg Einzelgewicht vorhanden.

Das Absetzen des hochgezogenen Gegengewichts geschieht mittels Pendelstützen, die in an den Schmalseiten des Gegengewichts liegenden, rd. 2,50 m hohen Nischen verschwinden. Um eine waagerechte Achse drehbar, werden sie herausgeschwenkt, bis ihre unteren Lagerflächen sich über den Strebenabsätzen befinden. Wegen des hohen Flächendrucks sind diese Lagerflächen als 50 mm dicke Stahlgußplatten von je 250 auf 280 mm Grundfläche ausgebildet. Um Seile auswechseln zu können, wird das Gegengewicht nicht unmittelbar auf die Streben abgesetzt, sondern um rd. 1,40 m höher. Der Zwischenraum wird ausgefüllt durch zwei Lagen Schienenstapel von 286 mm Gesamthöhe und darauf stehenden, 936 mm hohen Druckwasser-Hebeböcken von je 200 t Tragkraft und 160 mm Hub. Von jedem Hebebock führt eine Druckleitung zu dem auf der Seilscheibenbühne stehenden Wasserkasten. Die beiden Druckwasserleitungen können mittels Schieber, jede für sich, abgestellt werden. Die Stempel der Hebeböcke haben Gewinde, damit ein auf dem Gewinde sitzender Stellring die Presse in jeder Hubstellung entlasten kann (Abb. 17).

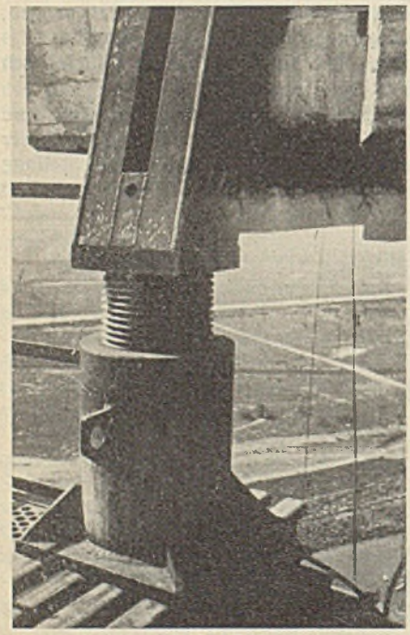


Abb. 17.

b) Der stählerne Überbau.

1. Belastungsannahmen. Der stählerne Überbau wurde für die Straße mit den Regellasten der Brückenklasse I, für das Gleis nach Lastenzug E berechnet. Für Stöße während der Bewegung des Überbaues ist mit einer Stoßzahl von 1,25 für die ständige Last gerechnet worden. Als Winddruck setzte man nach den Vorschriften auf die belastete bzw. auf die bewegte Brücke 150 kg/m², auf die unbelastete Brücke in Verkehrslage 250 kg/m², als Schneelast 25 kg/m² und für Wasseraufnahme der Fahrbahn 5 kg/m² an. Diese Werte für Schneelast und Wasseraufnahme waren nur für die Bemessung der Hubmotoren maßgebend.

Die Portale an den Enden der Brücke, an deren Oberriegel die Tragseile angreifen, wurden als geschlossene, dreifach statisch unbestimmte Rahmen ausgebildet. Um die Höchstbeanspruchung ihrer Einzelteile zu ermitteln, waren folgende Belastungsfälle zu untersuchen: 1. Gegengewicht auf die Strebenpodeste abgesetzt, Brücke in Verkehrslage, Tragseile spannungslos, 2. Brücke und Gegengewichte hängen an den Tragseilen.

Die auf die Brücke wirkenden Querwindkräfte werden durch die oben und unten in Höhe der Gurtungen der Hauptträger angeordneten Windverbände mittels der an den Endportalen oben und unten angeordneten Führungsrollen auf die Führungsschienen der Hubtürme übertragen. Der Längswind auf die Brücke wird auf ein an der Nordostseite der Brücke angeordnetes Führungsrollenpaar übertragen, das seine Kräfte an die nordöstliche Führungsschiene des Nordturms, die von dem Rollenpaar umfaßt wird, abgibt.

Die Querführungsrollen haben einen Durchmesser von 400 mm und eine Lauffläche von 160 mm Breite; die entsprechenden Maße für die beiden Längsführungsrollen sind 300 mm und 45 mm. Sie bestehen aus Stahlguß (Stg 52.81) und sitzen auf Stahlwellen mit exzentrischer Achse. Durch Drehen der Wellen in gewissen Grenzen kann der Abstand der Rollen von der Führungsschiene verändert werden. Durch Verstellen der Wellen in ihrer Achsrichtung können die Rollenlaufflächen auf die Mitte der Führungsschiene eingerichtet werden.

2. Beschreibung. Die Hauptträger der Brücke wurden als Fachwerkparallelträger mit Pfosten und abwechselnd steigenden und fallenden Diagonalen als Füllungsstäbe ausgebildet. An den Enden der Hauptträger beträgt der Systemabstand der Gurtungen 8,01 m. Entsprechend der größeren Beanspruchung ist der eisenbahnseitige (östliche) Hauptträger stärker als der westliche bemessen worden. Die Gurtungen und Füllglieder sind zusammengesetzte Profile (Abb. 18). Die Überhöhung der Hauptträger beträgt 285 mm.

Die Hauptträger wurden in zehn Felder mit je 7,30 m Feldweite aufgeteilt und durch rd. 1,40 m hohe Querträger verbunden.

Hauptträger, Querträger und die Endportale bestehen aus St 52, um ein möglichst geringes Brückengewicht zu erhalten.

Vier Längsträger von 0,75 m Höhe unter der Fahrbahn und zwei Längsträger von 0,91 m Höhe unter dem Gleis übertragen die Lasten auf die Querträger.

Auf den Fahrbahnlängsträgern liegen im Abstande von 0,81 m Belagträger I 22, die in der Mitte entsprechend einem Quergefälle der Fahrbahn von 1 : 50 gekröpft sind. Sie tragen Jarrahholzbalken 12/14 cm mit rd. 0,18 m Achsabstand, die mittels Bolzen verschraubt sind. Auf diesen wurden gespundete Jarrahholzbohlen, 5 cm dick, vernagelt. Jarrahholz ist von unbeschränkter Dauer und gegen Feuchtigkeitsaufnahme unempfindlich.

Auf den Bohlen liegt ein Seilgurtbelag von 26 mm Seildurchmesser aus in schwedischem Holzteer getränktem Manilahanf in 25 cm breiten Streifen. Die Gurte wurden in Längsrichtung der Fahrbahn festgenagelt, mit einer 4 mm dicken Bitumenoberdecke überdeckt und mit Basaltfeinsplitt abgewalzt.

Zwischen den Schwellenträgern liegt ein Schlingerverband mit rd. 1,83 m Feldweite (s. Abb. 18). Die Schienen wurden auf eichenen, mit Karbolineum getränkten Querschwellen befestigt. Diese erhielten seitlich und zwischen den Schienen eine Riffelblechabdeckung.

Der Schienenauszug in Brückenmitte und Wanderklemmen am südlichen Brückenende bewirken, daß bei Längendehnung der Brücke eine

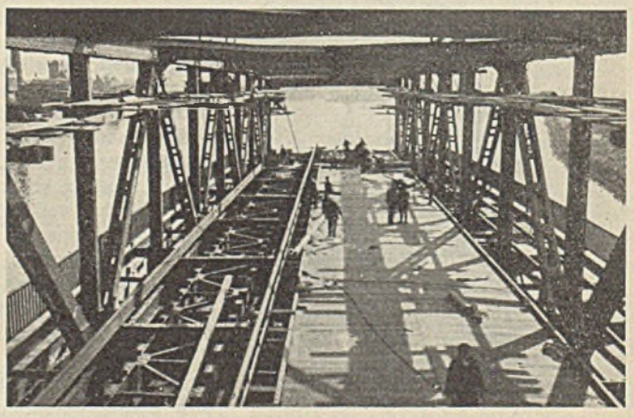


Abb. 18.

Verlängerung der südlichen Schienenhälfte sich nicht am beweglichen Brückenauflager, sondern nur in Brückenmitte auswirken kann. Die nördliche Schienenhälfte ist in Brückenmitte fest und am nördlichen festen Brückenauflager frei beweglich gelagert. Eine Verlängerung dieser Schienenhälfte wird durch die Gegenbewegung des stählernen Überbaues aufgehoben.

Fahrbahn und Gleis sind durch Geländer voneinander getrennt.

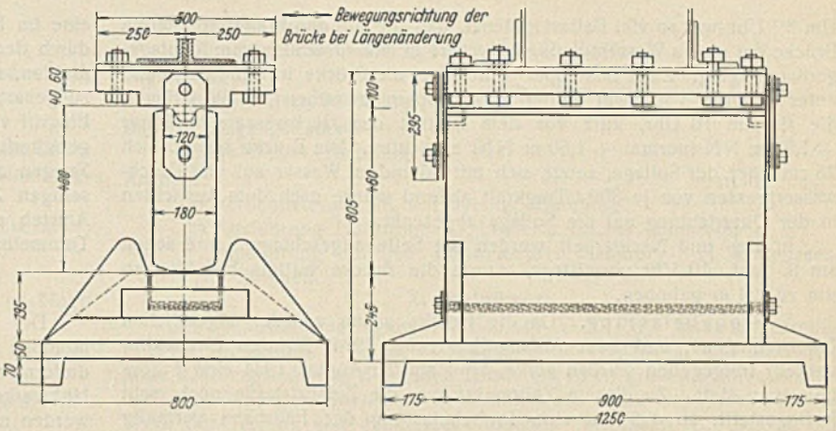


Abb. 20. Stelzenlager der Brücke.

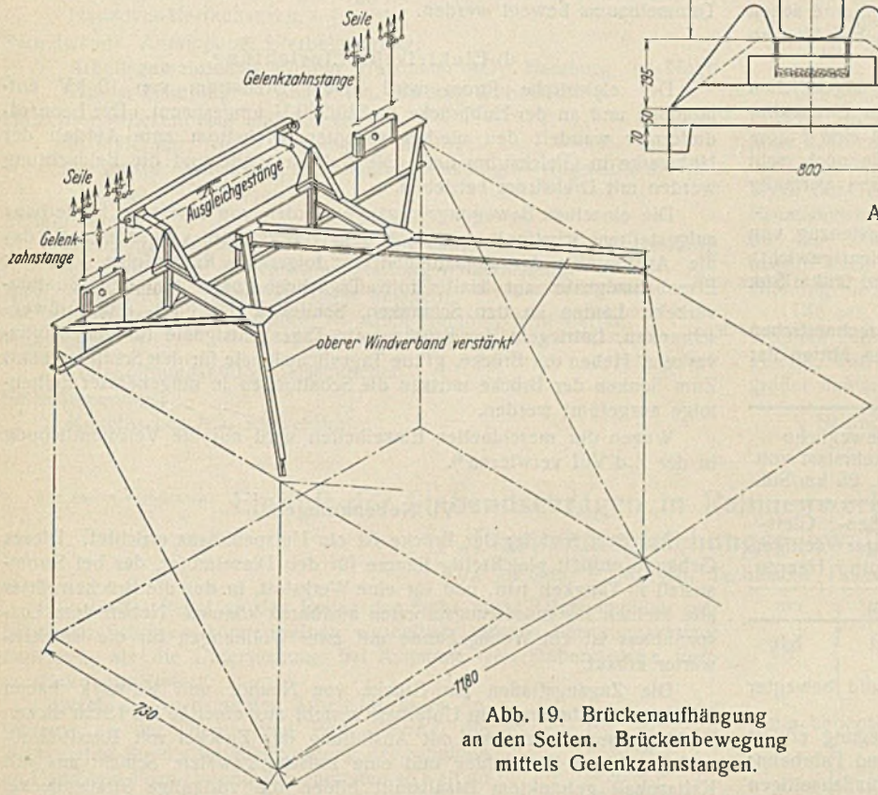


Abb. 19. Brückenaufhängung an den Seiten. Brückenbewegung mittels Gelenkzahnstangen.

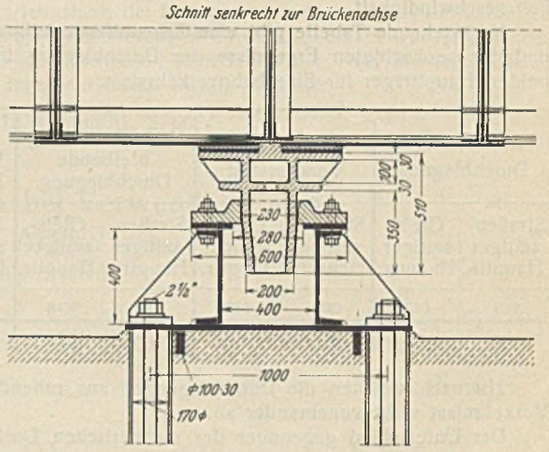


Abb. 21. Führungsdorn.

Fußweg, Bedienungssteg und Schrammborde wurden mit in Karbolineum getränkten Eichenbohlen abgedeckt.

Die in jedem Turm laufenden zwei Gelenkzahnstangen sind an konsolartigen Auslegern am oberen Riegel der Endportale befestigt. Diese Punkte liegen in 1,03 m Abstand von Mitte Riegel turmwärts. Um den Riegel nicht auf Drehung zu beanspruchen, werden die auftretenden Kräfte auf die verstärkten, letzten Stäbe des oberen Windverbandes übertragen. Abb. 19 zeigt diese Ausbildung in räumlicher Darstellungsweise.

3. Die Lager und Führungsdorne. Die Lager wurden für volle Verkehrslast auf der Brücke berechnet, da bei Auswechseln von Tragseilen die Gegengewichte abgefangen werden und die Brücke dann mit ihrem Gesamtgewicht auf den Widerlagern ruht.

Die vier Lager des Überbaues sind gleichartig ausgebildet. Der aus Stg 52.81 hergestellte rechteckige Oberteil jedes Lagers ist an der Brücke angeschraubt. An der Unterfläche seiner kurzen Seiten sind in der Mitte zahnförmige Nocken angegossen. Seitlich der kurzen Seiten sind um ihren Aufhängepunkt drehbare Laschen befestigt, die an ihren unteren Enden je ein Langloch besitzen. In diesen Langlöchern hängt bei gehobener Brücke eine 460 mm hohe Stelze aus St C 35.61, die bei abgesetzter Brücke mittels zweier Zahnlücken in die Zähne des Oberteils eingreift und walzenförmige Lagerflächen hat. Da die Aufhängepunkte der Stelze über ihrem Schwerpunkte liegen, hängt die Stelze bei gehobener Brücke stets senkrecht (Abb. 20).

Der Unterteil jedes Lagers aus Stg 52.81 trägt in einem 204 mm breiten Schlitz die eigentliche Lagerplatte von 85 mm Dicke.

Durch fünf Futterbleche von 3 mm Dicke, die gegen Witterungseinflüsse durch seitlich angeschraubte Decklaschen geschützt wurden, läßt sich die Höhenlage der Brücke berichtigen.

An den Endquerträgern der Brücke wurde in Gleisachse je ein Führungsdorn aus Stg 52.81 befestigt. Der eigentliche Dorn ist 350 mm hoch. Er besteht aus einem im waagerechten Schnitt viereckigen Hohlkörper, der sich nach unten zu von 230 auf 200 mm Seitenlänge verjüngt. Beim Absenken der Brücke greift der nördliche Dorn in einen viereckigen Ausschnitt, 230/230 mm, einer Stahlgußplatte, die mit ⊏ 40 verschraubt ist. Die gleichlaufend mit der Brückenachse verlegten ⊏-Eisen binden 2,3 m in den Beton des Widerlagers ein und wurden mit ihren freien Enden auf eine Platte aufgeschweißt, die sie mittels zweier, rd. 1,80 m langer, im Beton versenkter und verankerter Zugstäbe von $2^1/_4$" Durchm. in senkrechter Richtung festhalten. Dieser nördliche Dorn ist das feste Lager der Brücke. Durch ihn werden alle auf die Brücke wirkenden Kräfte, wie Querwind, Längswind und Bremskräfte, auf das Widerlager übertragen (Abb. 21).

Beim südlichen Dorn ist die Führungsöffnung rechteckig, 230/330 mm, so daß ein bewegliches Auflager entsteht, das eine Längsbewegung des Überbaues infolge von Temperaturänderungen ermöglicht.

4. Montage und Einschwimmen. Da der Verkehr auf der Rethe schon vor Beginn des Brückenbaues in allen Schiffsgattungen ein sehr reger war, mußte die ganze oder teilweise Sperrung der Durchfahrtöffnung während der Brückenmontage möglichst abgekürzt werden. Deshalb wurde die Brücke nicht zwischen den Türmen, sondern auf einem Montagegerüst im Wasser am südlichen Widerlager zusammengebaut. Das Material konnte nach Bedarf auf dem Eisenbahn- oder dem Wasserwege angeliefert werden. Der eigentliche Zusammenbau der Brücke begann am 22. Februar 1934 und war am 6. Mai 1934 so weit beendet, daß die Brücke an diesem Tage eingeschwommen werden konnte; der Überbau war mit Fahrbahn- und Fußwegdecken und Gleis fertiggestellt. Weggelassen wurden alle Teile, die das Einschwimmen unmöglich machten bzw. es behindern konnten. Hierzu gehörten die Arme für die Aufhängung der Brücke an den Gelenkzahnstangen, sämtliche Führungsrollen mit Achsen und Achshaltern, die beweglichen Schleppbleche an den Brückenenden und die an der Brücke hängenden Lagerstelzen.

Die Höhenlage des Montagegerüstes und damit der Brücke war so gewählt worden, daß zwei Baggerschuten von je 300 m³ Inhalt mit eingebauten verzimmerten Traggerüsten bei NW den stählernen Überbau unterfahren konnten und ihn mit steigendem Wasser vom Montagegerüst abhoben. Die Traggerüste jedes Prahms unterstützten die Untergurte der Hauptträger an je drei Punkten derart, daß das mittlere Lager den Untergurt unter dem Pfosten zwischen dem 2. und 3. Felde der Hauptträger und die seitlichen Lager ihn etwa in den Feldmitten angriffen. Diese Felder wurden vorher durch kräftige Hölzer ausgesteift, so daß die Brückenlast auch über den Obergurt in die Lager geleitet wurde. U.-K. Untergurt lag am Mittellager auf + 5,42 m NN.

Zum Ausgleich von Schwankungen in den Wasserständen konnten die Prahmlager durch Aufklotzungen erhöht werden.

Die Prahme, deren Tiefgang bereits am Tage vorher durch je 130 t Wasserballast um 0,50 m vergrößert worden war, wurden eingefahren.

Um 8^{45} Uhr war so viel Ballast gelenzt, daß die auf den Prahmen ruhende Brücke bei einem Wasserstande von + 0,81 m NN rd. 0,80 m vom Montagegerüst freiging. Zwei Schlepper schleppten die Brücke in den Strom und unter Mithilfe von zwei weiteren Schleppern zwischen die Widerlager, die sie um 10 Uhr, kurz vor dem Eintritt des Hochwassers, bei nur + 1,20 m NN (normal + 1,60 m NN) erreichten. Die Brücke befand sich 25 cm über der Sollage, setzte sich mit fallendem Wasser auf vier Druckwasserpressen von je 300 t Tragkraft ab und wurde nach dem Ausrichten in der Querrichtung auf die Sollage abgesenkt.

In Tag- und Nachtarbeit wurden die Seile angeschlagen, und schon am 8. Juni, 10 Uhr vormittags, wurde die Brücke mittels Handantrieb um rd. 24 m gehoben.

5. Probebelastung. Da die Brücke schon vor der eigentlichen Inbetriebnahme, und zwar Anfang September 1934, für den Eisenbahnverkehr freigegeben werden sollte, fand am 21. August 1934 eine Probebelastung statt. Zu diesem Zeitpunkte war die Zufahrtstraße noch nicht fertiggestellt, so daß auf eine Probebelastung der Fahrbahn vorläufig verzichtet werden mußte.

Die Probebelastung wurde durchgeführt mit einem Lastenzug von fünf Lokomotiven, Bauart 87, gekuppelt (je 5 · 17 t = 85 t Dienstgewicht), und zwar bei ruhender Verkehrslast und ferner bei 10 und 25 km/Std. Fahrgeschwindigkeit.

Nachstehende Tabelle gibt eine Gegenüberstellung der rechnerischen und der beobachteten Ergebnisse der Durchbiegung in den Mitten der beiden Hauptträger für Eisenbahnverkehrslast.

Rechnerische Durchbiegung		Ruhende Verkehrslast		Nach Entlastung bleibende Durchbiegung		Bewegliche Verkehrslast von 10 u. 25 km/Std.	
Straßenseitiger Haupttr.	Gleisseitiger Haupttr.	Straßenseitiger Haupttr.	Gleisseitiger Haupttr.	Straßenseitiger Haupttr.	Gleisseitiger Haupttr.	Straßenseitiger Haupttr.	Gleisseitiger Haupttr.
cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm
1,6	6,0	2,1	5,4	0,0	0,4	2,1	5,0

Hiernach weichen die Durchbiegungen aus ruhender und bewegter Verkehrslast nicht voneinander ab.

Der Unterschied gegenüber der rechnerischen Durchbiegung erklärt sich aus der großen Steifigkeit der Zwischenkonstruktion und Fahrbahn: Die einseitig wirkende Verkehrslast wird stärker auf den straßenseitigen Hauptträger übertragen, als es der Rechnungsannahme entspricht.

V. Maschinelle und elektrische Anlagen.

a) Seile und Gelenkzahnstangen.

Auf jedem Hubturm laufen über vier auf Fischertonnenlagern ruhenden Seilscheiben insgesamt 16 Tragseile je 50 mm Durchm., deren Enden am stählernen Überbau bzw. einem Gegengewicht befestigt sind. Der 640 t schwere Überbau befindet sich mit den je 320 t schweren Gegengewichten in jeder Stellung im Gleichgewicht. Abb. 19 zeigt als Systemskizze die Anordnung der Ausgleichhebel, durch die alle Seile gleichmäßig zum Tragen herangezogen werden. Ferner wird aus der Abbildung die Wirkung des Ausgleichgestänges deutlich, das mittels Kniehebel an die Gelenkzahnstangen angeschlossen ist und eine gleichmäßige Belastung beider Gelenkzahnstangen bewirken soll.

Im Betriebe hat sich gezeigt, daß sich die auf rd. 36 m Länge ohne Führung frei hängenden Gelenkzahnstangen bei stürmischem Wetter unter dem Winddruck erheblich seitlich ausbuchten. Ihre dreiseitige Verkleidung mit Eisenblechen auf ganze Länge gegen die Hauptwindrichtung, die nach wie vor eine Prüfung der Zahnstangenglieder auf Betriebsicherheit gestattet, hat wirksame Abhilfe geschaffen.

b) Hubwerke.

Die Hubwerke sind auf der oberen Plattform der Hubtürme zwischen den beiden Seilscheibenpaaren in einem Maschinenhäuschen untergebracht. Diese Schutzhäuschen sind erforderlich, um notwendig werdende Ausbesserungsarbeiten auch bei Sturm und Kälte ausführen zu können.

Durch den mit Gleichstrom in Leonardschaltung betriebenen Hauptantrieb wird die Brücke in $1^1/_2$ bzw. 3 min um 35,25 m gehoben. Bei Ausfall des im südlichen Brückenwiderlager untergebrachten Leonardumformers kann die Brücke mit Drehstrommotoren in 13 min gehoben werden. Das Gleichrichten der aus der Waage geratenen Brücke mittels „elektrischer Welle" ist in diesem Falle nicht möglich, sondern muß durch zeitweises Stillsetzen des voreilenden Brückenteils erreicht werden. Endlich ist noch ein Handantrieb vorhanden, der aber nur bei Ausbesserungsarbeiten in Tätigkeit tritt.

c) Riegel und Schienenauszüge.

Liegt die Brücke in der Verkehrslage, so schiebt sich ein auf beiden Widerlagern in Gleismitte angeordneter Riegel vom Widerlager aus in eine im Brückenendquerträger vorgesehene Riegeltasche und sichert dadurch den Gleisanschluß. Um Stöße beim Befahren des Gleises zu vermeiden, sind die Schienenenden nicht stumpf gestoßen, sondern beiderseits zungenartig zugespitzt. Die Zungen werden aneinandergepreßt und durch Eingriff von Nut und Feder gegen senkrechte Verschiebung beim Befahren gesichert. Nach dem Entriegeln der Brücke werden die landseitigen Zungen zur Gleisachse hin eingezogen und dadurch von den brückenseitigen Zungen gelöst. Die Riegel und Zungen sind mit elektrischem Antrieb ausgerüstet, können aber notfalls auch von Hand mittels eines Tummelbaums bewegt werden.

d) Elektrische Einrichtung.

Der elektrische Strom wird einem Drehstrom von 10 kV entnommen und an der Hubbrücke in 380/220 V umgespannt. Der Leonardumformer wandelt den niedergespannten Drehstrom zum Antrieb der Hubwerke in Gleichstrom um. Die Nebenantriebe und die Beleuchtung werden mit Drehstrom betrieben.

Die einzelnen Bewegungsvorgänge werden von einem im Steuerhaus aufgestellten Schaltpult aus nach dem Blocksystem vorgenommen, das die Ausführung der Schaltungen in folgender Reihenfolge vorsieht: Eisenbahnsignale auf Halt, rote Tageslichtsignale für den Straßenverkehr, Läuten an den Schranken, Schließen der Fahr- und Fußwegschranken, Entriegeln der Brücke, rote Tageslichtsignale für den Schiffsverkehr, Heben der Brücke, grüne Tageslichtsignale für den Schiffsverkehr. Zum Senken der Brücke müssen die Schaltungen in umgekehrter Reihenfolge ausgeführt werden.

Wegen der maschinellen Einzelheiten wird auf die Veröffentlichung in der Z.d.VdI verwiesen[4]).

VI. Nebenanlagen.

Auf dem Südufer der Brücke ist ein Umspannhaus errichtet. Dieses Gebäude enthält gleichzeitig Räume für den Dieselmotor, der bei Stromausfall in Tätigkeit tritt, und für eine Werkstatt, in der die Brückenwärter alle kleinen Instandsetzungsarbeiten ausführen können. Neben dem Umspannhaus ist ein Wohngebäude mit zwei Wohnungen für die Brückenwärter erbaut.

Die Zugangstraßen zur Brücke von Neuhof und Kattwyk haben Entwässerungsleitung. Ihr Unterbau besteht aus einer 16 bis 18 cm dicken Packlage aus Grauwacke mit Ausfüllung der Zwickel mit Basalt-Grobschlag. 12 cm Kleinschlag und eine zwischengewalzte Schicht aus mit Kaltasphalt getränktem Basaltsplitt bilden die vorläufige Straßendecke. Für den endgültigen Ausbau soll hierauf eine Asphaltdecke, 6 cm dick, in zwei Lagen zu 3 cm aufgewalzt werden. Wie auf der Brücke ist die Straße in 6 m Breite ausgebaut. Sie kann später auf 12,50 m verbreitert werden.

VII. Baukosten.

Die Baukosten für die Brücke setzen sich wie folgt zusammen:

Vorarbeiten und Entwurf	37 000 RM
Gründung und Widerlager	411 000 „
Eiserne Spundwände, Hinterfüllung der Widerlager, Böschungsarbeiten und Dalben	192 000 „
Stahlbau der Hubtürme und Gegengewichte	240 000 „
Stahlbau des Überbaues	230 000 „
Fahrbahn der Brücke	40 000 „
Gleis auf der Brücke	7 000 „
Maschinelle Anlagen	148 000 „
Elektrische Anlagen	70 000 „
Anstrich des Stahlbaues	22 000 „
Straßenbau	138 000 „
Gleisanschlüsse	70 000 „
Umspannhaus mit Werkstatt	22 000 „
Brückenwärterwohnhaus	35 000 „
Insgemein und Bauleitung	80 000 „
	1 742 000 RM

VIII. Bauzeiten.

An die Gewährung des Darlehns war die Bedingung geknüpft, daß im Interesse einer schnellen Beschäftigung von Arbeitslosen die Bauzeit auf die geringstmögliche Zeitspanne eingeschränkt würde. Das Darlehn wurde am 31. März 1933 bewilligt, die Widerlager waren am 24. November 1933 fertiggestellt. Der Bau der Hubtürme war am 24. April 1934 beendet, so daß der Überbau am 6. Mai 1934 eingeschwommen werden konnte. Am 20. Juni war die gesamte elektrische Ausrüstung so weit fertiggestellt, daß mit dem Probebetrieb begonnen werden konnte. Nur durch verständnisvolle Zusammenarbeit aller am Bau Beteiligten konnte der Brückenbau in der kurzen Bauzeit von nicht ganz 15 Monaten vollendet werden.

[4]) Z.d.VdI 1935, Heft 30, S. 911 ff.

IX. Firmen.

Gründung und Widerlager:
Arbeitsgemeinschaft Christoph & Unmack, Berlin — Johannes Reif, Hamburg.

Hubtürme:
Arbeitsgemeinschaft Aug. Klönne, Dortmund — Dortmunder Union Brückenbau AG, Dortmund — Carl Spaeter G. m. b. H., Hamburg.

Stahlüberbau:
Arbeitsgemeinschaft H. C. E. Eggers & Co., Hamburg — Louis Eilers, Hannover-Herrenhausen.

Spundwände, Anrampung, Uferbefestigung:
Arbeitsgemeinschaft Philipp Holzmann AG, Hamburg — Hugo Ehlers, Hamburg — Aug. Prien, Harburg-Wilhelmsburg.

Hölzerner Brückenbelag und Schwellen:
a) Lieferung: Alfred Neumann, Hamburg;
b) Einbau: Aug. Prien, Harburg-Wilhelmsburg — Hugo Ehlers, Hamburg.

Seilgurtbelag:
Lieferung und Einbau: Felten & Guilleaume, Harburg-Wilhelmsburg — Eddelbüttel & Schneider, Harburg-Wilhelmsburg.

Antrieb (maschinelle und elektrische Anlagen):
MAN, Mainz-Gustavsburg — AEG, Hamburg und Berlin.

Drahtseile:
Gutehoffnungshütte, Gelsenkirchen.

Seilscheibenlager:
Kugelfischer AG, Schweinfurt.

Eisenbahnsignale:
Vereinigte Eisenbahn-Signalwerke AG, Berlin.

Gleisverlegung:
Hugo Ehlers, Hamburg.

Bau der Zugangstraßen:
Hugo Ehlers, Hamburg.

Anstrich:
a) Farbenlieferung: E. v. Höveling, Hamburg;
b) Ausführung Hubtürme: O. Leufer & Co., W.-Elberfeld,
Ausführung Überbau: Bünso & Hayn, Hamburg — H. A. Monsees, Bremen.

X. Schlußwort.

Der Bauausführung lag der von Baurat a. D. Dr.-Ing. Voss aufgestellte Entwurf zugrunde[5]). Ihm ist es besonders zu verdanken, daß durch die klare Rahmengliederung die hohen Türme mit ihren großen Stahlgewichten und den Gegengewichten das Gesamtbauwerk nicht erdrücken und ein Werk der Technik von gefälligem Aussehen entstanden ist. Die an der Bauausführung beteiligten Firmen verdienen besondere Anerkennung für die enge Zusammenarbeit mit der Bauleitung, an der außer den Verfassern auch Regierungsbaumeister a. D. Rühl für die Gründungen und Dipl.-Ing. Gravert für die maschinellen Anlagen beteiligt waren.

Die seit Inbetriebnahme der Brücke gewonnenen Betriebserfahrungen machten geringfügige Verbesserungen notwendig, haben im übrigen aber gelehrt, daß hier ein Bauwerk geschaffen wurde, das die lange Reihe großer deutscher Ingenieurbauten würdig fortsetzt.

[5]) Bautechn. 1934, Heft 51, S. 667 ff.

Alle Rechte vorbehalten.

Einfluß der Stabendschrägen in Rahmenwerken bei Verwendung von „Elastizitätsgleichungen zweiter Art“ [1]).

Von Dr.-Ing. P. Mlosch, Technische Hochschule Breslau.

Die in der Regel an den Enden der Stäbe eines Rahmenwerkes ausgeführten Schrägen können einen wesentlich anderen Spannungsverlauf bedingen, als die Untersuchung bei Annahme von Stäben ohne Endverstärkungen liefert.

Zweck der vorliegenden Arbeit ist, unter Anlehnung an die Theorie von Prof. Mann[2]) die Vorarbeiten für die Berücksichtigung der Schrägen an Hand von Formeln und Zahlenwerten so weit zu fördern, daß es leicht ist, die genaue Berechnung durchzuführen. Dabei beschränken wir uns auf Stäbe, die an einem oder an beiden Enden mit durch Ebenen begrenzten Schrägen verbunden sind, so wie es im Betonbau gewöhnlich der Fall ist. Bei Berechnung der Trägheitsmomente werden die Eiseneinlagen nicht berücksichtigt.

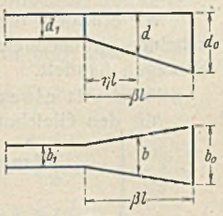


Abb. 1.

Mit den Bezeichnungen der Abb. 1 ist

$$(1)\quad \begin{cases} b = b_1 + \dfrac{b_0 - b_1}{\beta}\cdot\eta = b_1\left[1 + \left(\dfrac{1}{\mu} - 1\right)\dfrac{\eta}{\beta}\right], \\ d = d_1 + \dfrac{d_0 - d_1}{\beta}\cdot\eta = d_1\left[1 + \left(\dfrac{1}{\nu} - 1\right)\dfrac{\eta}{\beta}\right], \end{cases}$$

worin $\dfrac{b_1}{b_0} = \mu$, $\dfrac{d_1}{d_0} = \nu$.

Damit wird das Trägheitsmoment an der Stelle b, d $J = \dfrac{b\,d^3}{12}$, und man erhält als Verhältnis der Trägheitsmomente

$$(2)\qquad \frac{J_1}{J} = \frac{1}{(1 + p\,\eta)(1 + q\,\eta)^3},$$

wobei J_1 für $b_1\,d_1$ gilt und ferner gesetzt ist

$$p = \left(\frac{1}{\mu} - 1\right)\frac{1}{\beta},\quad q = \left(\frac{1}{\nu} - 1\right)\frac{1}{\beta}.$$

Wie Mann und Straßner[3]) an Zahlenbeispielen zeigen, kann man bei der Berechnung des Verhältnisses der Trägheitsmomente eines Plattenbalkens in verschiedenen Querschnitten von dem Anteil der Platte absehen, ohne daß man einen groben Fehler macht. Gl. (2) ist daher auch hier als genau genug für Plattenbalken anzusehen.

Die Elastizitätsgleichungen zweiter Art, die durch die Einführung von n Knotendrehwinkeln ν und p Stabdrehwinkeln μ entstehen, lauten nach Mann:

$$(3)\quad \begin{cases} \Sigma\, a_{ik}\,\nu_k + \sum\limits_1^p b_{im}\,\mu_m = L_i, & i = 1, 2 \ldots n, \\ \Sigma\, b_{im}\,\nu_i + \sum\limits_{\varrho=1}^p c_{\varrho m}\,\mu_m = L_{n+m}, & m = 1, 2 \ldots p. \end{cases}$$

Darin bedeuten

$$(4)\quad \begin{cases} a_{ii} = \sum z_{ii}\,l_r', \quad a_{ik} = \dfrac{z_{ik}}{l_r'}, \quad b_{im} = \sum \dfrac{\zeta_i\,\varphi_{rm}}{l_r'}, \\ c_{\varrho m} = \sum\limits_{r=1}^s \dfrac{\zeta_r'\,\varphi_{rm}\,\varphi_{r\varrho}}{l_r'}, \quad l_r' = \dfrac{l_r}{E J_r}. \end{cases}$$

Die Zahlenwerte z und ζ hängen von dem Anschluß des Stabes an den Knoten und bei Stäben veränderlichen Querschnitts von der Form des Stabes ab.

Es sollen nun Formeln entwickelt werden, die gestatten, die z- und ζ-Werte und die rechten Seiten der Elastizitätsgleichungen, die ebenfalls von der Form des Stabes abhängen, schnell zu bestimmen.

Bevor wir an diese Aufgabe herangehen, seien eine Reihe bestimmter Integrale vorweggenommen, die in der Folge vorkommen. Es gelten folgende Beziehungen:

$$(5)\quad \begin{cases} \displaystyle\int_0^\beta \frac{d\,\eta}{(1 + p\,\eta)(1 + q\,\eta)^3} = e_1\,\beta, \\ \displaystyle\int_0^\beta \frac{\eta\,d\,\eta}{(1 + p\,\eta)(1 + q\,\eta)^3} = e_2\,\beta^2, \\ \displaystyle\int_0^\beta \frac{\eta^2\,d\,\eta}{(1 + p\,\eta)(1 + q\,\eta)^3} = e_3\,\beta^3, \\ \displaystyle\int_0^\beta \frac{\eta^3\,d\,\eta}{(1 + p\,\eta)(1 + q\,\eta)^3} = e_4\,\beta^4. \end{cases}$$

Dabei bedeuten:

$$(6)\quad \begin{cases} e_1 = \dfrac{\mu\,\nu}{\nu - \mu}\left\{\dfrac{\nu(1-\mu)}{\nu - \mu}\left[\dfrac{\nu(1-\mu)}{\nu - \mu}\ln\dfrac{\nu}{\mu} - (1 - \nu)\right] + \dfrac{\nu^2 - 1}{2}\right\}, \\ e_2 = \dfrac{\mu\,\nu}{\nu - \mu}\left\{-\dfrac{\mu\,\nu}{\nu - \mu}\left[\dfrac{\nu(1-\mu)}{\nu - \mu}\ln\dfrac{\nu}{\mu} - (1 - \nu)\right] + \dfrac{\nu(1 + \nu)}{2}\right\}, \\ e_3 = \nu^3\left(\dfrac{\mu}{\nu - \mu}\right)^2\left[\dfrac{\mu}{\nu - \mu}\ln\dfrac{\nu}{\mu} + \dfrac{\nu - 3\,\mu}{2\,\mu}\right], \\ e_4 = \left(\dfrac{\nu\,\mu}{\nu - \mu}\right)^3\left[\dfrac{\nu^2(1-\mu)^2 - 3\,\mu(1-\nu)(\nu - \mu)}{\mu^2(1-\nu)^3}\cdot\nu\ln\dfrac{1}{\nu}\right. \\ \qquad \left. - \dfrac{\mu}{1-\mu}\ln\dfrac{1}{\mu}\right] + \dfrac{\mu\,\nu^4}{(1-\nu)^2(\nu - \mu)}\left[\dfrac{\mu(3-\nu) - 2\,\nu}{\nu - \mu} + \dfrac{1 + \nu}{2}\right]. \end{cases}$$

[1]) Den Einfluß von Stabendschrägen gleichbleibender Breite bei Benutzung der gewöhnlichen Elastizitätsgleichungen findet man in Straßner, Neuere Methoden zur Statik der Rahmentragwerke. 3. Auflage. Berlin 1925, Wilh. Ernst & Sohn.

[2]) Mann, Theorie der Rahmenwerke auf neuer Grundlage, 1927.

[3]) S. a. a. O., S. 78.

Tafel 1. C-Werte für Träger konstanter Breite.

ν	C_1	C_2	C_3	C_4
0,00	1,0000	0,50	0,3333	0,2500
2	0,9899	49	3235	2403
4	9792	48	3140	2313
6	9682	47	3048	2226
8	9568	46	2958	2144
0,10	0,9450	0,45	0,2870	0,2066
2	9328	44	2784	1990
4	9202	43	2700	1917
6	9072	42	2617	1845
8	8938	41	2536	1779
0,20	0,8800	0,40	0,2457	0,1713
2	8658	39	2379	1649
4	8512	38	2302	1587
6	8362	37	2227	1528
8	8208	36	2153	1469
0,30	0,8050	0,35	0,2079	0,1412
2	7888	34	2007	1356
4	7722	33	1937	1302
6	7552	32	1867	1250
8	7378	31	1798	1198
0,40	0,7200	0,30	0,1730	0,1148
2	7018	29	1662	1098
4	6832	28	1596	1050
6	6642	27	1531	1003
8	6448	26	1466	0957
0,50	0,6250	0,25	0,1402	0,0911
2	6048	24	1339	0867
4	5842	23	1276	0823
6	5632	22	1214	0780
8	5418	21	1152	0738
0,60	0,5200	0,20	0,1093	0,0697
2	4978	19	1033	0657
4	4752	18	0974	0617
6	4522	17	0916	0578
8	4288	16	0858	0540
0,70	0,4050	0,15	0,0800	0,0502
2	3808	14	0743	0465
4	3562	13	0687	0428
6	3312	12	0631	0392
8	3058	11	0576	0357
0,80	0,2800	0,10	0,0521	0,0322
2	2538	09	0467	0288
4	2272	08	0414	0254
6	2002	07	0360	0220
8	1728	06	0308	0188
0,90	0,1450	0,05	0,0255	0,0155
2	1168	04	0203	0123
4	0882	03	0152	0092
6	0592	02	0101	0061
8	0298	01	0050	0033

Tafel 2. C-Werte für Träger konstanter Höhe.

μ	C_1	C_2	C_3	C_4
0,00	1,0000	0,5000	0,3333	0,2500
2	0,9202	4389	2812	2036
4	8659	4020	2520	1792
6	8204	3728	2299	1613
8	7804	3482	2118	1469
0,10	0,7442	0,3268	0,1965	0,1350
2	7109	3078	1831	1248
4	6799	2906	1713	1158
6	6509	2749	1606	1079
8	6236	2605	1510	1008
0,20	0,5976	0,2471	0,1432	0,0944
2	5729	2345	1340	0885
4	5491	2225	1261	0816
6	5267	2118	1195	0782
8	5050	2013	1130	0736
0,30	0,4840	0,1914	0,1068	0,0693
2	4638	1821	1011	0653
4	4443	1731	0956	0615
6	4253	1646	0905	0580
8	4070	1564	0856	0547
0,40	0,3891	0,1486	0,0890	0,0516
2	3718	1411	0765	0487
4	3549	1338	0723	0458
6	3385	1269	0683	0431
8	3225	1202	0644	0406
0,50	0,3069	0,1137	0,0607	0,0382
2	2916	1075	0572	0358
4	2767	1014	0538	0336
6	2621	0956	0505	0315
8	2478	0899	0474	0295
0,60	0,2338	0,0844	0,0443	0,0275
2	2200	0791	0414	0257
4	2066	0739	0386	0238
6	1934	0689	0356	0221
8	1805	0640	0332	0204
0,70	0,1678	0,0592	0,0306	0,0188
2	1553	0546	0282	0173
4	1430	0500	0258	0158
6	1310	0456	0234	0143
8	1191	0413	0212	0129
0,80	0,1074	0,0371	0,0190	0,0116
2	0959	0330	0168	0102
4	0846	0290	0148	0090
6	0735	0251	0127	0077
8	0626	0213	0108	0065
0,90	0,0518	0,0176	0,0089	0,0054
2	0411	0139	0070	0042
4	0306	0103	0052	0031
6	0203	0068	0034	0021
8	0101	0034	0017	0011

Aus den Größen e werden folgende Konstanten gebildet:

$$(7)\quad \begin{cases} C_1 = 1 - e_1, & C_2 = \frac{1}{2} - e_1 + e_2, \\ C_3 = \frac{1}{3} - e_1 + 2\,e_2 - e_3, & C_4 = \frac{1}{4} - e_1 + 3\,e_2 - 3\,e_3 + e_4. \end{cases}$$

1. Grenzfälle für die Konstanten.

Die Konstanten C nehmen einfache Formen an in zwei Grenzfällen, nämlich bei Trägern konstanter Breite und bei Trägern konstanter Höhe.

Fall a: Träger konstanter Breite.

In diesem Falle ist $\frac{b_1}{b_0} = \mu = 1$. Damit nehmen die C-Werte folgende Form an:

$$(8)\quad \begin{cases} C_1 = \frac{(1-\nu)(2+\nu)}{2}, \\ C_2 = \frac{1-\nu}{2}, \\ C_3 = \frac{1}{3} - \frac{\nu(1-\nu)}{2} - \left(\frac{\nu}{1-\nu}\right)^2 \left[\frac{\nu}{1-\nu} \ln\frac{1}{\nu} - \frac{\nu(3-\nu)}{2}\right], \\ C_4 = \frac{1}{4} - \frac{\nu}{2}(1-2\,\nu) \\ \qquad - \frac{3\,\nu^2}{(1-\nu)^3}\left[\frac{\nu}{1-\nu}\ln\frac{1}{\nu} - \frac{\nu}{6}(11 - 7\,\nu + 2\,\nu^2)\right]. \end{cases}$$

In der Tafel 1 sind diese Größen C_1 bis C_4 für verschiedene Verhältniszahlen ν zusammengestellt.

Fall b: Träger konstanter Höhe.

Hier ist in Gl. (6) $\frac{d_1}{d_0} = \nu = 1$ zu setzen. Man erhält

$$(9)\quad \begin{cases} C_1 = 1 - \frac{\mu}{1-\mu}\ln\frac{1}{\mu}, \\ C_2 = \frac{1}{1-\mu}\left(\frac{1+\mu}{2} - \frac{\mu}{1-\mu}\ln\frac{1}{\mu}\right), \\ C_3 = \frac{1}{3} - \frac{1}{(1-\mu)^2}\left[\frac{\mu}{1-\mu}\ln\frac{1}{\mu} - \frac{\mu}{2}(3-\mu)\right], \\ C_4 = \frac{1}{4} - \frac{1}{(1-\mu)^3}\left[\frac{\mu}{1-\mu}\ln\frac{1}{\mu} - \frac{\mu}{6}(11 - 7\,\mu + 2\,\mu^2)\right]. \end{cases}$$

In Tafel 2 sind diese Größen C für verschiedene μ-Werte angegeben.

2. Die z- und ζ-Werte.

Die Größen (Abb. 2)

$$(10)\quad \begin{cases} a = \frac{\xi_0'^2}{\int \xi''^2\, d\,w} + \frac{1}{\int d\,w}, \\ b = \frac{\xi_0^2}{\int \xi''^2\, d\,w} + \frac{1}{\int d\,w} \quad \text{und} \\ c = \frac{\xi_0\,\xi_0'}{\int \xi''^2\, d\,w} - \frac{1}{\int d\,w} \end{cases}$$

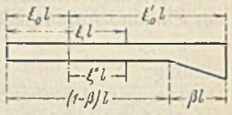


Abb. 2.

bestimmen bei beliebigem Stabanschluß die z- und ζ-Werte, und zwar gilt folgende Tafel:

	z_{ii}	z_{ik}	z_{kk}	ζ_i	ζ_k	ζ_r'
Bei steifem Anschluß in i und k . . .	a	c	b	$a+c$	$b+c$	$a+b+2c$
Bei steifem Anschluß nur in i	$a - \frac{c^2}{b}$	0	0	$a - \frac{c^2}{b}$	0	$a - \frac{c^2}{b}$
Bei steifem Anschluß nur in k	0	0	$b - \frac{c^2}{a}$	0	$b - \frac{c^2}{a}$	$b - \frac{c^2}{a}$
Bei Gelenkanschluß	0	0	0	0	0	0

$$d\,w = d\,\xi \cdot \frac{J_c}{J}, \quad d\,w' = d\,\xi' \cdot \frac{J_c}{J}, \quad \xi_0 = \frac{\int \xi\, d\,w}{\int d\,w}.$$

Wir ermitteln die Integralwerte und haben dabei zwei Fälle zu unterscheiden, je nachdem, ob es sich um ein Feld mit einer oder mit zwei Schrägen handelt.

Feld mit einer Schräge.

Mit den Gleichungsgruppen (5) bis (7) erhält man

$$(11)\quad \begin{cases} \int_0^1 d\,w = 1 - C_1\,\beta, \\ \int_0^1 \xi\, d\,w = \frac{1}{2} - C_1\,\beta + C_2\,\beta^2, \\ \int_{-\xi_0}^{\xi_0'} \xi''^2\, d\,w = \int_0^1 (\xi - \xi_0)^2\, d\,w \\ \qquad = \frac{1}{3} - \xi_0^2 - (1 - \xi_0^2)\, C_1\,\beta + 2\,C_2\,\beta^2 - C_3\,\beta^3. \end{cases}$$

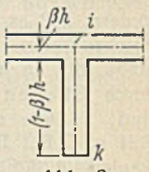


Abb. 3.

Sonderfall: Nimmt man auf den Bereich $\beta\,h$ (Abb. 3) J unendlich groß an, so hat man die Größe $\nu = 0$ zu setzen. Damit werden $C_1 = 1$, $C_2 = \frac{1}{2}$, $C_3 = \frac{1}{3}$, und man erhält

$$(12)\quad \int d\,w = 1 - \beta, \quad \int \xi''^2\, d\,w = \frac{(1-\beta)^3}{12} \quad \text{und} \quad \xi_0 = \frac{1-\beta}{2}.$$

Feld mit zwei Schrägen.

Wir setzen symmetrische Balkenform voraus und erhalten, da nun $\xi_0 = \xi_0' = \frac{1}{2}$ zu setzen ist, mit Gl. (5) bis (7)

$$\int d\,w = 1 - 2\,C_1\,\beta \quad \text{und}$$

$$(13)\quad \int \xi''^2\, d\,w = 2\int_0^{1/2}\left(\xi - \frac{1}{2}\right)^2 dw = \frac{1}{12} - \frac{C_1\,\beta}{2} + 2\,C_2\,\beta^2 - 2\,C_3\,\beta^3.$$

3. Die rechten Seiten der Elastizitätsgleichungen.

Ersetzt man die auf die einzelnen Rahmenstäbe wirkenden Kräfte durch die Einspannungsmomente und Auflagerkräfte, wie sie beim beiderseits voll eingespannten Stab entstehen, so lassen sich die rechten Seiten der $n + p$-Elastizitätsgleichungen zweiter Art deuten als virtuelle Arbeiten. L_i ist die Arbeit, die die Momente am i^{ten} Knoten leisten, wenn ihm der Drehwinkel 1 zugeschrieben wird, L_m ist die Arbeit der Ersatzauflagerkräfte an dem kinematischen Gebilde, das durch Ausschaltung sämtlicher Bewegungsfreiheiten bis auf die m^{te} entsteht.

Wir haben also, um die rechten Seiten anschreiben zu können, die Einspannungsmomente eines beiderseits voll eingespannten Balkens bei verschiedenen Lastfällen zu ermitteln.

Mit der Vorzeichenfestsetzung nach Abb. 4 gelten die Beziehungen

$$(14)\qquad \begin{cases} l_r' M_i^0 = -(a\,\alpha_{io} + c\,\alpha_{ko}), \\ l_r' M_k^0 = -(c\,\alpha_{io} + b\,\alpha_{ko}). \end{cases}$$

Hierin bedeuten M_i^0 und M_k^0 die gesuchten Einspannungsmomente, a, b und c die Werte der Gl. (14) und α_{io} und α_{ko} die Ausschlagwinkel der Endtangenten bei einem Balken auf zwei Stützen. Im Falle, daß Symmetrie des Balkens und der Belastung vorliegt, geht Gl. 14 über in

$$l_r' M_i^0 = -\frac{2}{\int d\,w} \cdot \alpha_{io}.$$

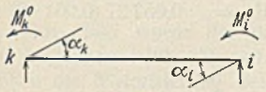


Abb. 4.

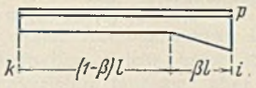


Abb. 5.

Feld mit einer Schrägen.

$$(15)\qquad \begin{aligned} \alpha_{io} &= \frac{p\,l^3}{2\,E\,J_1}\left(\frac{1}{12} - C_2\,\beta^2 + 2\,C_3\,\beta^3 - C_4\,\beta^4\right) \text{ entsprechend} \\ \alpha_{ko} &= -\frac{p\,l^3}{2\,E\,J_1}\left(\frac{1}{12} - C_3\,\beta^3 + C_4\,\beta^4\right). \end{aligned}$$

Da dieser Lastfall für die Bestimmung von Einflußlinien wichtig ist, ist auch die Möglichkeit, daß die Last innerhalb der Schrägen steht, in Betracht zu ziehen.

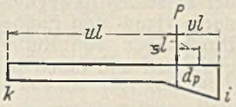


Abb. 6.

Die Last stehe außerhalb der Schrägen $v \geqq \beta$:

$$(16)\qquad \begin{cases} \alpha_{ko} = -\dfrac{P\,l^2}{E\,J_1}\left(\dfrac{\omega_D'}{6} - u\,C_3\,\beta^3\right), & \omega_D' = v - v^3, \\ \alpha_{io} = \dfrac{P\,l^2}{E\,J_1}\left(\dfrac{\omega_D}{6} - u\,C_2\,\beta^2 - u\,C_3\,\beta^3\right), & \omega_D = u - u^3. \end{cases}$$

Die Last stehe innerhalb der Schrägen $v < \beta$:

Um überhaupt zu einer Formel zu kommen, die für den praktischen Gebrauch geeignet ist, empfiehlt sich folgender Weg. Man wähle wie bisher $\frac{d_1}{d_0} = \nu$ und $\frac{b_1}{b_0} = \mu$ und bestimme damit die Größen C; nun setze man noch $\frac{d_P}{d_0} = \bar{\nu}$ und $\frac{b_P}{b} = \bar{\mu}$ und bestimme damit noch neue Konstanten $\bar{e}$ und $\bar{C}$. Für die beiden Sonderfälle sind die C- bzw. $\bar{C}$-Werte der Tafel 1 bzw. 2 zu entnehmen.

$$(17)\qquad \begin{cases} \alpha_{ko} = -\dfrac{P\,l^2}{E\,J_1}\left[v\left(\dfrac{1}{6} - C_2\,\beta^2 + C_3\,\beta^3\right) - v^3(\bar{e}_2 - \bar{e}_3)\,\dfrac{J_1}{J_P}\right], \\ \alpha_{io} - \alpha_{ko} = \dfrac{P\,l^2}{E\,J_1}\left[v\left(\dfrac{1}{2} - C_1\,\beta + C_2\,\beta^2\right) - \bar{e}_2\,v^2\,\dfrac{J_1}{J_P}\right]. \end{cases}$$

Entnimmt man die C-Werte den Tafeln, so findet man

$$\bar{e}_2 = \frac{1}{2} - \bar{C}_1 + \bar{C}_2.$$

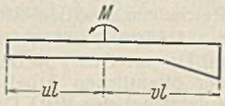


Abb. 7.

$$(18)\qquad \begin{cases} \alpha_{ko} = -\dfrac{M\,l}{E\,J_1}\left[\dfrac{1}{6}(1 - 3\,v^2) + C_3\,\beta^3\right], \\ \alpha_{io} = -\dfrac{M}{E\,J_1}\left[\dfrac{1}{6}(1 - 3\,u^2) - C_2\,\beta^2 + C_3\,\beta^3\right]. \end{cases}$$

Will man auf die Länge $\beta\,l$ $J = \infty$ setzen, wie es bei Stielen nach Abb. 4 häufig vorkommt, so gelten Gl. (15) bis (18) unverändert; man hat nur $\nu = 0$ zu setzen.

Feld mit zwei Schrägen.

$$(19)\qquad \alpha_{io} = -\alpha_{ko} = \frac{p\,l^3}{2\,E\,J_1}\left(\frac{1}{12} - C_2\,\beta^2 + C_3\,\beta^3\right).$$

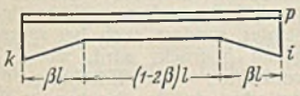


Abb. 8.

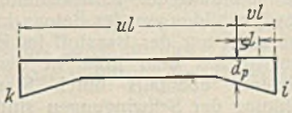


Abb. 9.

Mit Gl. (9) erhalten wir

$$(20)\qquad \begin{cases} \alpha_{io} = \dfrac{P\,l^2}{E\,J_1}\left[\dfrac{\omega_D}{6} - u\,C_2\,\beta^2 + (u - v)\,C_3\,\beta^3\right], \\ \alpha_{ko} = -\dfrac{P\,l^2}{E\,J_1}\left[\dfrac{\omega_D'}{6} - v\,C_2\,\beta^2 + (v - u)\,C_3\,\beta^3\right]. \end{cases}$$

Steht die Last innerhalb der Schräge, ist also $v < \beta$, so schlagen wir denselben Weg wie bei der Entwicklung der Gl. (17) ein.

$$(21)\qquad \alpha_{ko} = -\frac{P\,l^2}{E\,J_1}\left[\frac{1}{6}\left(r - v^3 \cdot \frac{J_1}{J_P}\right) - 2\,v\,(C_2\,\beta^2 - C_3\,\beta^3) + v^3(\bar{C}_2 - \bar{C}_3)\,\frac{J_1}{J_P}\right].$$

α_{io} ermitteln wir wieder aus der Beziehung

$$\alpha_{io} - \alpha_{ko} = \frac{P\,l^2}{E\,J_1}\left[v\left(\frac{1}{2} - C_1\,\beta\right) - \bar{e}_2\,v^2 \cdot \frac{J_1}{J_P}\right].$$

Abb. 10.

Bei Benutzung der Tabellen finden wir $\bar{e}_2$ mittels der Beziehung $\bar{e}_2 = \frac{1}{2} - \bar{C}_1 + \bar{C}_2$

$$(22)\qquad \begin{aligned} \alpha_{io} &= -\frac{M\,l}{E\,J_1}\left[\frac{1}{6}(1 - 3\,u^2) - C_2\,\beta^2 + 2\,C_3\,\beta^3\right], \\ \alpha_{ko} &= -\frac{M\,l}{E\,J_1}\left[\frac{1}{6}(1 - 3\,v^2) - C_2\,\beta^2 + 2\,C_3\,\beta^3\right]. \end{aligned}$$

Sämtliche Formeln liefern für $\beta = 0$ die Werte für Stäbe mit unveränderlichem Querschnitt.

4. Beispiel.

Die Belastung bestehe aus gleichmäßig verteilter Last w auf den linken Stiel. Als freie biegsame Länge der Stiele führen wir 2,56 m ein,

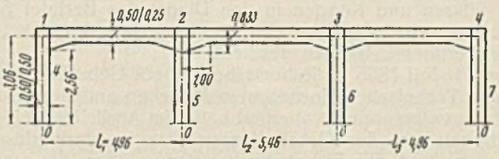


Abb. 11.

d. h. wir setzen auf die Länge $\beta\,h = 0{,}50$ m/$J = \infty$. Für die Stiele gelten somit die Formeln für das Feld mit einer Schräge, wobei $\nu = 0$ und damit $C_1 = 1$, $C_2 = \frac{1}{2}$, $C_3 = \frac{1}{3}$ und $C_4 = \frac{1}{4}$ zu setzen ist.

In allen Feldern ist $\nu = \frac{0{,}50}{0{,}833} = 0{,}60$. Mittels der Tafel 1 finden wir

$$C_1 = 0{,}52,\quad C_2 = 0{,}20 \quad\text{und}\quad C_3 = 0{,}1093.$$

Setzt man $J_c = J_1$, so erhält man:

$$h' = h \cdot \frac{J_1}{J} = 1{,}53.$$

Die z- und ζ-Werte werden bestimmt mittels der Formeln im zweiten Abschnitt; man erhält:

Stab 1 u. 3: $z_{ii} = z_{kk} = 6{,}774\,09$, $z_{ik} = 4{,}243\,49$,
$\zeta_i = \zeta_k = 11{,}017\,158$, $\zeta_r' = 22{,}035\,16$;
Stab 2: $z_{ii} = z_{kk} = 6{,}466\,55$, $z_{ik} = 3{,}996\,11$,
$\zeta_i = \zeta_k = 10{,}462\,66$, $\zeta_r = 20{,}925\,32$;
Stab 4 bis 7: $z_{ii} = 8{,}129\,91$, $z_{ik} = 3{,}791\,37$, $z_{kk} = 4{,}781\,25$,
$\zeta_i = 11{,}921\,28$, $\zeta_k = 8{,}972\,62$, $\zeta_r' = 20{,}493\,90$.

Nun bestimme man mittels Gl. (15) (für $\nu = 0$ und $\beta = 0{,}163\,40$)

$$\alpha_{io} = 0{,}036\,357 \cdot \frac{w\,h^3}{E\,J_4},\quad \alpha_{ko} = -0{,}041\,029 \cdot \frac{w\,h^3}{E\,J_4}.$$

Mit Gl. (14) erhält man weiter

$$M_i^0 = -0{,}140\,03\,w\,h^2,\quad M_k^0 = +0{,}058\,33\,w\,h^2$$

und damit die Stützkraft (Abb. 12), wie sie auf den Stab wirkt,

$$B = \frac{w\,h}{2} - \frac{1}{h}(-0{,}140\,03 + 0{,}058\,33)\,w\,h^2 = 0{,}581\,70\,w\,h.$$

Man führe die vier Knotendrehwinkel ν_1 bis ν_4 und den Stabdrehwinkel μ des Stieles als Unbekannte ein. Auf das Rahmenwerk sind M_i^0 und B entgegengesetzt wirkend anzunehmen wie auf den Stab.

Für die virtuellen Arbeiten ergibt sich:

$$L_1 = -0{,}140\,03\,w\,h^2,\quad L_5 = -0{,}581\,70\,w\,h^2;\quad L_2 \text{ bis } L_4 = 0.$$

Die Elastizitätsgleichungen lauten [nach Gl. (3)]

$$\begin{aligned} a_{11}\,\nu_1 + a_{12}\,\nu_2 \qquad\qquad + b_{11}\,\mu &= L_1, \\ a_{21}\,\nu_1 + a_{22}\,\nu_2 + a_{23} \qquad + b_{21}\,\mu &= L_2, \\ a_{32}\,\nu_2 + a_{33}\,\nu_3 + a_{34}\,\nu_4 + b_{31}\,\mu &= 0, \\ a_{43}\,\nu_3 + a_{44}\,\nu_4 + b_{41}\,\mu &= 0, \\ b_{11}\,\mu + b_{21}\,\nu_2 + b_{31}\,\nu_3 + b_{41}\,\nu_4 + c_{11}\,\mu &= L_5, \\ (a_{ik} = a_{ki}), \end{aligned}$$

wobei die Koeffizienten nach Gl. (4) zu bestimmen sind.

Die Auflösung liefert für die unbekannten Größen folgende Werte:

$$\begin{aligned} \nu_1 &= -0{,}002\,49\,w\,h^2, & \nu_2 &= +0{,}016\,46\,w\,h^2, \\ \nu_3 &= +0{,}013\,91\,w\,h^2, & \nu_4 &= +0{,}018\,80\,w\,h^2, \\ \mu &= -0{,}017\,65\,w\,h^2. \end{aligned}$$

Die Stabendmomente sind zu berechnen nach der Formel

$$(23)\qquad M_{ir} = -\frac{1}{l_r'}\left(z_{ii}\,\nu_i + z_{ik}\,\nu_k + \zeta_i\,\vartheta_r\right) + M_i^0,$$

i gibt den Knoten, r den Stab an.

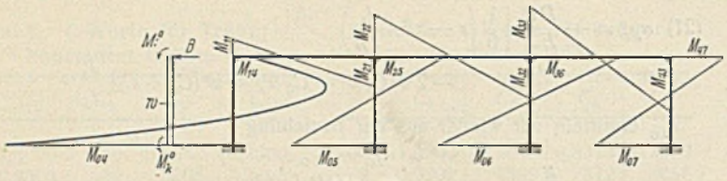


Abb. 12.

Der Stabdrehwinkel $\vartheta_r = \Sigma \mu_m \varphi_{rm}$ ergibt sich für die Riegel zu Null und für die Stiele zu μ. Aus Abb. 12 geht der Momentenverlauf für die vorliegende Belastung hervor.

Die Größe der Momente ist aus folgender Zusammenstellung zu ersehen; zum Vergleich sind in Klammern die Werte angegeben, die sich bei der Berechnung ohne Berücksichtigung der Endverstärkung ergeben.

Riegelmomente:

$M_{11} = -0{,}010\,68\ (0{,}009\,24)\ w\,h^2$, $M_{21} = -0{,}020\,35\ (0{,}017\,40)\ w\,h^2$,
$M_{22} = -0{,}029\,67\ (0{,}022\,26)\ w\,h^2$, $M_{32} = -0{,}028\,52\ (0{,}021\,30)\ w\,h^2$,
$M_{33} = -0{,}035\,08\ (0{,}025\,23)\ w\,h^2$, $M_{43} = -0{,}037\,58\ (0{,}028\,08)\ w\,h^2$.

Stielmomente:

$M_{14} = +0{,}010\,68\ (0{,}009\,24)\ w\,h^2$, $M_{04} = +0{,}163\,36\ (0{,}177\,07)\ w\,h^2$,
$M_{25} = 0{,}050\,02\ (0{,}039\,66)\ w\,h^2$, $M_{05} = 0{,}058\,08\ (0{,}067\,28)\ w\,h^2$,
$M_{36} = 0{,}063\,59\ (0{,}046\,53)\ w\,h^2$, $M_{06} = 0{,}064\,41\ (0{,}070\,72)\ w\,h^2$,
$M_{47} = 0{,}037\,58\ (0{,}028\,08)\ w\,h^2$, $M_{07} = 0{,}052\,27\ (0{,}061\,49)\ w\,h^2$.

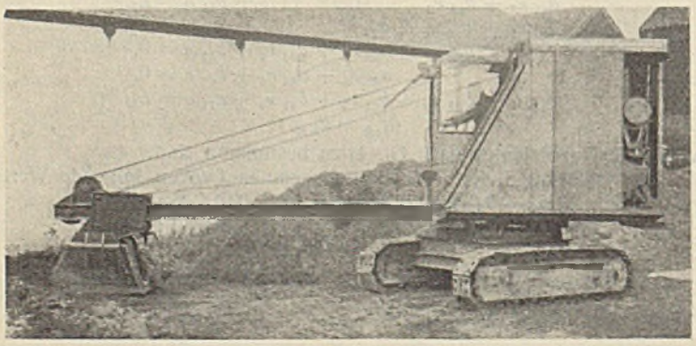
Vermischtes.

Baurat Bousset 70 Jahre alt. Am 31. Juli vollendete Baurat Dr.-Ing. ehr. Johannes Bousset, der bis Ende 1932 erster Direktor der Städtischen Nordsüdbahn-Gesellschaft und vorher Vorstandsmitglied der Hochbahngesellschaft war, sein 70. Lebensjahr. Wie wir der DAZ vom 30. Juli 1935 entnehmen, hat Bousset 36 Jahre hindurch mit und neben dem Geh. Baurat Paul Wittig von der ersten Hochbahnstrecke an bis zu den von der Stadt Berlin zuletzt gebauten Untergrundbahnlinien sein Wissen und Können in den Dienst des Berliner Schnellbahnverkehrs gestellt, so daß er die ehrende Bezeichnung eines „technischen Vaters" der Berliner U-Bahnen verdient.

Der am 31. Juli 1865 in Rehorst bei Lübeck Geborene begann, nachdem er an den Technischen Hochschulen München und Berlin das Studium der Bauingenieurwissenschaft vollendet hatte, im April 1891 seine praktische Ingenieurtätigkeit bei der Gutehoffnungshütte in Sterkrade. 1892 ging er zum Verkehr und zur Eisenbahnverwaltung über, für die er 1892/93 am Neubau der Bahnstrecke Triptis—Blankenstein, in Halle und bei der Eisenbahndirektion Berlin tätig war. Im Oktober 1894 trat Bousset bei Siemens & Halske in die Bauleitung der Berliner elektrischen Hochbahnen ein. Von Anfang an wirkte er als Leiter des Technischen Büros der Berliner Hochbahngesellschaft. Schon damals trat er — oft im Gegensatze zu den Anschauungen der neunziger Jahre — für möglichst vollwandige Bauweise ein, wie sie heute überall für die Hochbahnviadukte durchgeführt wird. 1902 trat Bousset zur Hochbahngesellschaft über, in deren Vorstand er 1912 als Bautechnischer Direktor berufen wurde. Die Umgestaltung des Gleisdreiecks zum Kreuzungsbahnhof und die Entlastungslinie Gleisdreieck—Nollendorfplatz sind als Bauingenieurleistung im wesentlichen sein Werk.

Während der durch den Weltkrieg bedingten Pause im Schnellbahnbau Berlin bereitete Bousset, der im September 1913 bei der Eröffnung der Wilmersdorf—Dahlemer Schnellbahn zum Kgl. Baurat ernannt worden war, die Pläne für den weiteren Ausbau des Berliner Schnellbahnnetzes vor — Entwürfe, die dann von der Städtischen Nordsüdbahngesellschaft als der Baugesellschaft der Stadt übernommen wurden. 1926 trat Bousset in den Vorstand dieser Gesellschaft ein, 1929 wurde er Vorsitzender des Vorstandes. In Anerkennung seiner verkehrstechnischen Leistungen wurde er im Juni 1929 zum Mitgliede der preußischen Akademie des Bauwesens berufen.

0,285-m³-Umbaubagger. Auf der letzten Britischen Industrie-Messe in Birmingham wurde, wie Engng. 1935, S. 564, berichtet, auch ein kleiner Umbaubagger von 7 t Gewicht (s. Abb.) gezeigt, der die bei diesen Baggern üblichen Formen annehmen kann. Als Löffelbagger beträgt die Reichweite bis 4,5 m und die Abtraghöhe bis 2,7 m. Wird der Bagger nur gelegentlich als Kran verwendet, so genügt der gewöhnliche Ausleger aus I-Trägern mit aufgeschweißten Verstärkungen (0,75 t Tragkraft bei 7,5 m Ausladung oder 2 t Tragkraft bei 3,6 m Ausladung). Wenn jedoch das Gerät vorherrschend als Kran arbeiten soll, so muß der gewöhnliche Ausleger gegen einen Gitter-Ausleger von 8,4 m Länge ausgewechselt werden. Mit diesem Ausleger, an dem sich ein Rollenblock und ein Haken befestigen lassen, ist auch die Umbauform als Schleppschaufelbagger mit 0,285 m³ Schaufelinhalt und 7,5 m Reichweite oder mit 0,19 m³ Schaufelinhalt und 8,4 m Reichweite möglich. Der Bagger fährt vor- und rückwärts mit zwei Geschwindigkeiten (0,875 und 2,5 m/min).



0,285-m³-Umbaubagger in der Form als Planierbagger.

Zum Antrieb dient ein Rohölmotor von 25 oder 32 PS Leistung bei 1100 U/min, der 4,5 l/h Kraftstoff verbraucht. Das Drehmoment des Motors wird über eine Klauenkupplung und einen in Öl laufenden doppelten Kettentrieb auf die Vorgelegewelle übertragen, auf der sich ein Umkehrgetriebe für den Hauptantrieb und Lamellenkupplungen für das Schalten des Fahr- und Schwenkwerkes befinden. Die Steuerung der einzelnen Bewegungen geschieht unmittelbar auf mechanischem Wege durch Hand- und Fußhebel. Die Fußhebel schalten die Bremsen. Zum Durchfahren von Kurven wird das eine oder andere Raupenband abgekuppelt und durch Bandbremsen festgehalten. R.—

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Ernannt a) in der Hauptverwaltung zum Reichsbahnrat: Reichsbahnoberamtmann Volk; — b) in der Betriebsverwaltung zum Reichsbahnoberrat: die Reichsbahnräte Knipper, Dezernent der Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen in Altona, und Richter-Devroe, Vorstand des Betriebsamts Gera; zum Reichsbahnrat die Reichsbahnbaumeister Kroll bei der RBD Berlin, Hoff beim Betriebsamt Frankfurt a. M. 1, Bullemer bei der RBD Köln, Graf bei der RBD Essen unter Versetzung nach Stralsund als Vorstand zum Neubauamt Rügendamm und Dr.-Ing. Deischl bei der RBD München, die technischen Reichsbahnoberinspektoren Biebl, Vorstand des Betriebsamts Kaiserslautern 2, und Alfred Schneider, Vorstand des Betriebsamts Soldin; zum Reichsbahnamtmann: die technischen Reichsbahnoberinspektoren Hof in Gleiwitz, Knauf in Stettin, Gödert in Altena (Westf.), Johann Schmid und Rössert in München; zum Oberlandmesser auf wichtigeren Dienstposten: die Oberlandmesser Ludwig Schmitt in Frankfurt a. M. und Runge in Münster (Westf.).

Versetzt: die Reichsbahnoberräte Karl Koch, Vorstand des Neubauamts Rügendamm in Stralsund, als Vorstand zum Betriebsamt Berlin 1, Klett, Dezernent der RBD Erfurt, als Dezernent zur RBD Stuttgart und Dr.-Ing. Schaechterle, Dezernent der RBD Stuttgart, als Referent zur Direktion der Reichsautobahnen in Berlin und Reichsbahnrat Ehrenberg, Vorstand des Betriebsamts Berlin 1, als Dezernent zur RBD Erfurt.

Verstorben: Reichsbahndirektionspräsident Lochte, Präsident der Reichsbahndirektion Altona.

Im Ruhestand verstorben: Ministerialrat i. R. Geheimer Oberregierungsrat Dr. jur. Cuny in Berlin, zuletzt Ministerialrat im früheren Ministerium der öffentlichen Arbeiten, und Reichsbahnrat Nicolai in Langenbrück, zuletzt bei der RBD Dresden.

Patentschau.

Verfahren und Vorrichtung zur Herstellung von Ortpfählen. (Kl. 84c, Nr. 594 083 vom 7. 2. 1932 von Friedrich Nagel in Schwetzingen.) Das in den Untergrund eingebrachte Rohr, das zwecks Aufnahme der gesamten Betonmasse länger ist als der herzustellende Pfahl, wird nach dem Füllen unter ständigen längsgerichteten kurzen, harten Schlägen, die z. B. durch ein zwischen das Rohr und das Zugseil geschaltetes Schlaggerät erzeugt werden, gezogen. Dabei wird bei jedem Schlag die ganze Baustoffsäule im Rohr um ein gewisses Stück gehoben, um sofort wieder zurückzufallen. Auf diese Weise werden nicht nur Gewölbebildungen des Betons im Rohr verhindert, sondern auch bewirkt, daß nicht nur der Baustoff im Rohr verdichtet, sondern auch bei seinem Austritt aus dem Rohr in den Untergrund gedrückt wird, wobei er letzteren ebenfalls durch Stampfen verdichtet. Zur Erhöhung der Wirkung der Schwingungen sind ein Ring oder einzelne Nocken in das Rohr eingebaut, die infolge der Schläge in senkrechter Richtung den Baustoff in erhöhtem Maße in Schwingungen bringen.

INHALT: Die Empfangshalle des neuen Empfangsgebäudes auf Bahnhof Duisburg. — Die Hubbrücke über die Reihe in Harburg-Wilhelmsburg (Schluß). — Einfluß der Stabendschrägen in Rahmenwerken bei Verwendung von „Elastizitätsgleichungen zweiter Art". — Vermischtes: Baurat Bousset 70 Jahre alt. — 0,285-m³-Umbaubagger. — Patentschau. — Personalnachrichten.

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