

# DIE BAUTECHNIK

5. Jahrgang

BERLIN, 20. Mai 1927.

Heft 22

## Bau einer elektrischen Hubbrücke über den Hunte-Ems-Kanal innerhalb der Stadt Oldenburg.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaurat Popken, Vorstand des Wasserstraßenamts Oldenburg i. O.

In der „Bautechnik“ 1923, Heft 23, S. 213, und 1924, Heft 5, S. 33, wurde über den Ausbau des Hunte-Ems-Kanals auf seiner Strecke von Oldenburg bis Kampe Näheres berichtet.

Der annähernd 44 km lange Hunte-Ems-Kanal ist etwa in der Mitte des vorigen Jahrhunderts in kleinen Abmessungen mit einer Wasserspiegelbreite von 13,50 m, einer Wassertiefe von 1,50 m und einer Sohlenbreite von 9 m erbaut worden. Er verbindet, wie der Name sagt, die Hunte, den linkseitigen Nebenfluß der Weser, mit der Ems. Sowohl in der Hunte als auch in der Ems macht sich Ebbe und Flut bemerkbar. Der Kanal verläuft durch die großen Hochmoorgebiete in ost-westlicher Richtung im Westen des Oldenburger Freistaats und diente früher neben der Kleinschiffahrt auch besonders der Entwässerung. Es ist ihm zu verdanken, daß dort im Laufe der Jahre blühende Kolonien, Ziegeleien, Torfverwertungsfabriken und große Moorgüter entstehen konnten. Die anfangs eingebauten neun Holzschleusen wurden, nachdem sich die Höhe des Hochmoors durch Entziehung des Wassers von 10 m auf 5 bis 6 m verringert hatte, allmählich ausgebaut, so daß das Kanalbett jetzt fast ganz

in den dem Moore untergelagerten Sanduntergrund, der fast in einer Höhe von + 5 N.N. liegt, eingebaut werden konnte. Der wasserführende Querschnitt des kleinen Kanals hat eine Größe von 16,87 m<sup>2</sup>. Seit dem Jahre 1921 wird der auf das Reich übergegangene Hunte-Ems-Kanal auf seiner Anfangsstrecke von km 0,000 (Einmündung in die Hunte) bis km 29,300 (Ortschaft Kampe) zunächst zum 600-t-Kanal vom Reich und Oldenburg ausgebaut; seine wasserführende Fläche hat nunmehr eine Größe von 66,25 m<sup>2</sup>. Bei Kampe verläuft der alte Hunte-Ems-Kanal in seiner alten Abmessung fast in nördlicher Richtung weiter zur Leda und weiter zur Ems, während der geplante sogenannte Küstenkanal in Abmessung für 600-t-Schiffe nach Südwesten verläuft, um in einer Entfernung von etwa 40 km den Dortmund-Ems-Kanal zu erreichen; von diesen 40 km liegen noch etwa 12 km auf Oldenburger Gebiet; diese 12 km befinden sich seit einigen Jahren im Bau, und der größte Teil ist bereits fertiggestellt.

Bei dem Ausbau zum 600-t-Kanal ist sowohl bei der Enteignung des Geländes als auch bei dem Errichten von Bauwerken darauf Rücksicht genommen, daß ohne Schwierigkeiten der 1000-t-Kanal mit einem wasser-

führenden Querschnitt von 83,41 m<sup>2</sup> hergestellt werden kann. Die Dükerbrücken und die Schleuse Oldenburg haben danach ihre Abmessungen erhalten, die Verbreiterung wird später einseitig um 5 m auszuführen sein; die Wasserspiegelbreite beträgt dann etwa 32 m.

In der Neubaustrecke befindet sich nur eine Schleuse, und zwar bei km 1,800 gleich westlich der Stadt Oldenburg. Die Scheitelhaltung des Kanals wird durch diese 105 m lange, 12 m breite Schleuse vom Ebbe- und Flutgebiet der unteren Hunte abgeschlossen. Während die Brücken über die Scheitelhaltung des Kanals sämtlich als feste Brücken mit einer Stützweite von 42 m (die beiderseitigen Treidelwege werden mit unterführt) mit einer Konstruktionshöhe von 4 m über Wasserspiegel mit festen

Zu- und Abfahrrampen hergestellt werden konnten (Abb. 1), machte der Brückenbau innerhalb der Stadt Oldenburg der Bauverwaltung einige Schwierigkeiten.

Der Kanal verläuft von km 0,000 bis etwa 1,000 durch eng bebautes Stadtgebiet, außerdem liegt die Sturmfluthöhe zu dem angrenzenden Gelände hier sehr hoch.

Beim Bau des alten Hunte-Ems-Kanals wurden die Wege und Straßen fast ausschließlich durch ein-

fach gebaute und leicht zu bedienende Klappbrücken überführt. Der Oldenburger Staat hatte Vorkehrung getroffen, daß an diesen Wegkreuzungen Kolonisten, die laut Pachtvertrag die Bedienung der Brücke mit zu übernehmen hatten, angesiedelt wurden. Der Staat übernahm den Hausbau, und die für die Bedienung aufzuwendenden Vergütungen fielen als Ausgabe für ihn nicht sehr ins Gewicht, wenn durch die Pächtermaßigung den Kolonisten bzw. Brückenwärtern eine kleine Vergütung auch gewährt wurde. Den Segelschiffen war es zudem möglich durchzufahren, ohne den Mast niederzuliegen.

Auch innerhalb der Stadt Oldenburg, wo der Kanal eine Breite von etwa 20 m hatte, wurden zwei Straßenzüge mittels zweier Klappbrücken, wenn auch in etwas größeren Abmessungen überführt. Es ist dies die sogenannte Amalienbrücke bei km 0,255 (Abb. 2) und die sogenannte Cäcilienbrücke, die einen großen Fuhrwerks- und Fußgängerverkehr aufweist, etwa bei km 0,830 (Abb. 3).

Dieser Kanallauf innerhalb der Stadt ist im Jahre 1856 gebaut worden; er lag vollständig im Sande, jedoch wurden die Ufer beiderseits durch dicht an dicht gesetzte Pfähle von 12 cm mittlerer Stärke gegen Abspülen

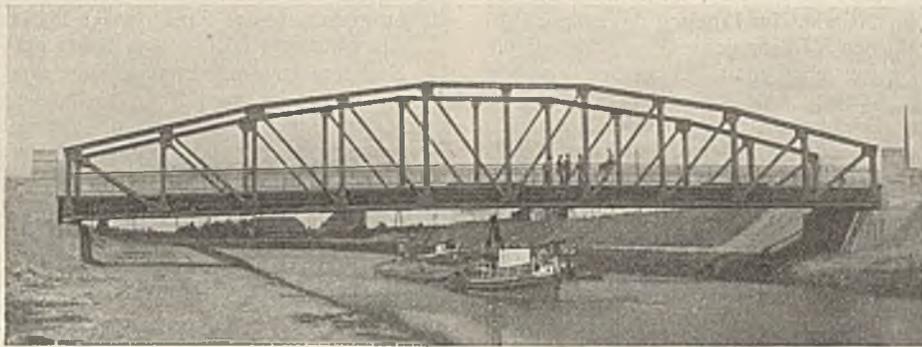


Abb. 1.



Abb. 2. Alte Amalienbrücke.



Abb. 3. Cäcilienbrücke.

gesichert; bei tiefster Ebbe war nur eine Fahrtiefe von etwa 50 cm vorhanden, so daß der Schiffsverkehr besonders bei starkem Ostwind, wo die Flut wenig hoch auflief, immer längere Zeit lahmgelegt wurde. Nach dem neuen Entwurf zum Ausbau des Hunte-Ems-Kanals wird diese Strecke derart erweitert, daß bei tiefster Ebbe noch ein Wasserstand von etwa 3 m vorhanden und der Schiffsverkehr daher immer möglich ist.

In Abb. 2 ist die alte Klappbrücke, die im Jahre 1893 erbaut wurde, dargestellt. Sie ist den oben erwähnten beweglichen Brücken über den Kanal nachgebildet worden, ihre Mittelöffnung unter der Klappe erhielt jedoch eine um 2 m weitere Durchfahrbreite, um größere Segelschiffe und den großen Bagger der unteren Hunte durchlassen zu können. Die anderen Öffnungen, vier an der Zahl, hatten eine Weite von etwa 5 m, so daß sich eine Gesamtlänge der Brücke von 28,45 m von Uferjoch zu Uferjoch ergab. Auf dem dritten Joch wurde das hölzerne Portal, das den schweren Schwengel trug, angeordnet. Dieses Portal hatte die bedeutende Höhe von 7 m bei einer lichten Weite von nur 3,70 m. Das Bauwerk wurde anfangs von Hand bedient durch einfaches Herunterziehen des im Schwengel eingebauten Gegengewichts an herabhängenden Ketten; später wurde eine einfache Winde eingebaut, da bei starkem Winde das Hochziehen mit großen Schwierigkeiten verknüpft war. Im Jahre 1903 wurde das hohe hölzerne Portal, um Seitenschwankungen zu vermeiden, durch Verstrebungen verstärkt, auch wurden die einzelnen Pfähle der Pfahljoche durch Verschwertung fest miteinander verbunden. Im Jahre 1918 ersetzte man das hölzerne Portal durch ein eisernes, da es im Laufe der Zeit durch Witterungseinflüsse zerstört war. Im Frühling des Jahres 1926 wurde die Brücke für den öffentlichen Verkehr gesperrt und bis auf die hölzernen Pfahljoche, die für die Aufstellarbeiten der großen eisernen Hubbrücke dienen sollten, abgebrochen. Eine kleine bewegliche Fußgängerbrücke wurde seitlich der Brückenbaustelle aufgebaut, um den starken Fußgängerverkehr von der einen zur anderen Seite des Kanals zu vermitteln; der Fuhrwerksverkehr wurde für die Bauzeit ganz unterbrochen, da die etwa 700 m oberhalb liegende Klappbrücke, die Cäcilienbrücke (Abb. 3), diesen mit aufnehmen konnte.

Bei der Aufstellung des nachstehend näher zu behandelnden Entwurfes der neuen Amalienbrücke im Jahre 1921 waren nun folgende Gesichtspunkte maßgebend.

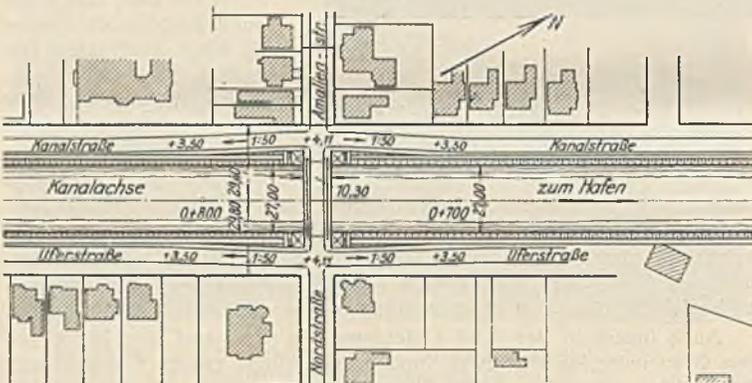


Abb. 3a. Lageplan der Brücke. Maßstab 1 : 3000.

Die lichte Weite der Brücke ergab sich aus der Breite der später auf dem erweiterten Hunte-Ems-Kanal verkehrenden Flußkanalschiffe von 10,50 m. Bei dem geforderten zweischiffigen Verkehr und bei einem Abstände von 2 m von den Uferwerken (Spundwänden) und zwischen den beiden sich kreuzenden Schiffen ergab sich daher eine Weite von 27 m ( $2\text{ m} + 10,5\text{ m} + 2\text{ m} + 10,5\text{ m} + 2\text{ m} = 27\text{ m}$ ). Die Stützweite der Brücke mußte daher 28 m betragen; auf die Durchführung des beiderseitigen Treidelweges wurde auf dieser Strecke verzichtet, da an der unteren Hunte und wegen des in der Nähe gelegenen Hafens Oldenburg ein Treidelverkehr doch nicht mehr möglich war. Die Geländehöhe (Straße) lag hier auf + 3,60 N.N., das höchste Hochwasser (Sturmflut) auf + 3 N.N. Als erforderliche Durchfahrhöhe wurde hier, wie auf dem Kanal, eine solche von 4 m gefordert. Die Unterkante der Brücke mußte bei der Sturmfluthöhe von + 3 N.N. an den Auflagern auf + 7 N.N. liegen.

Die Amalienbrücke liegt im Stadtbereich Oldenburg und verbindet im Zuge der Amalien- und Nordstraße den Stadtteil Oldenburg mit dem Stadtteil Osternburg (Abb. 3a). Wegen der bereits bestehenden engen Bebauung war es nicht möglich, die beiderseitigen Straßen so hoch anzurampen, daß eine feste Brücke zu den obigen Bedingungen gebaut werden konnte. Es blieb daher nur noch der Bau einer beweglichen Brücke übrig. Der Wahl einer Drehbrücke standen die örtlichen Verhältnisse entgegen. Der Kanalquerschnitt ist im Stadtgebiet auf das kleinste zulässige Maß eingeschränkt und erhält zurzeit senkrechte Uferbefestigungen aus eisernen

Larsen-Spundwänden. Auf beiden Ufern führen Straßen entlang, die bereits völlig ausgebaut sind. Es war ferner nicht gestattet, einen Drehpfeiler in der Mitte des Kanals anzuordnen, um den Schiffsverkehr nicht zu behindern. Eine einarmige Drehbrücke hätte nach der Landseite zu einen Dreharm von etwa  $\frac{2}{3}$  der Spannweite, also von rd. 19 m Länge erhalten müssen, hierfür reichte aber der Platz bei weitem nicht aus. Weiterhin ist die Wahl dieses Systems wegen des großen Mehrverbrauches an Eisen unwirtschaftlich. Wirtschaftlicher wäre eine Drehbrücke mit einem Pfeiler in der Kanalmitte, jedoch mußte auch auf diese Ausführung verzichtet werden aus obengenannten Gründen und da wegen der beschränkten Geländebeziehungen der Kanal nicht erweitert werden konnte. Die schwierige Gründung des Stropfpeilers und die große Länge der Leitwerke würden außerdem das Bauwerk wesentlich verteuert und dieses System unwirtschaftlich gemacht haben. Der Verkehr mit langen Schleppzügen verbot auch von vornherein den Einbau eines Mittelpfeilers.

Bei der Wahl einer Klappbrücke galten dieselben Gesichtspunkte wie für die Drehbrücken. Ein- und zweiflügelige Klappbrücken gebrauchen für den Gegengewichtsarm einen erheblichen Platz, der nicht vorhanden war, zumal die lichte Höhe zwischen höchstem Hochwasser und Bauwerkunterkante sehr gering war. Es hätte in diesem Falle die ganze Gegengewichtskonstruktion über die lichte Durchfahrhöhe oder in die Fahrbahnhöhe gelegt werden müssen, dadurch würde die Konstruktion aber schwieriger und das Ansehen der Brücke gelitten haben; es mußte auf die Ausgestaltung des Straßenbildes Rücksicht genommen werden.

Als günstigste Lösung kam daher nur eine Hubbrücke in Betracht.

Nachdem im großen und ganzen von der Bauverwaltung die Pläne und Berechnungen, nach denen die Brücke gebaut werden sollte, festgelegt waren, wurde diese gegen Ende des Jahres 1925 beschränkt ausgeschrieben. Das günstigste Angebot machte die Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., die die Herstellung der Brücke in Blechträgerkonstruktion mit an Seilen hängenden Gegengewichten in den Türmen und mit selbstsperrenden Spindeln vorschlug. Den gesamten Mechanismus hat die Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, Werk Gustavsburg bei Mainz, selbst hergestellt und eingebaut, die eigentliche Blechträgerkonstruktion hat sie als Generalunternehmerin an die Gutehoffnungshütte in Oberhausen übergeben; der Unterbau nebst den Türmen wurde der Tiefbaufirma H. Möller, Wilhelmshaven-Rüstringen, die auch das billigste Angebot abgegeben hatte, weiter übertragen, die elektrische Einrichtung lieferte die Firma Siemens & Schuckert, Berlin.

Bevor auf die Ausgestaltung im einzelnen eingegangen wird, sollen zunächst allgemeine Gesichtspunkte, die für die Ausführung der Brücke in dieser Form in Frage kamen, kurz erläutert werden.

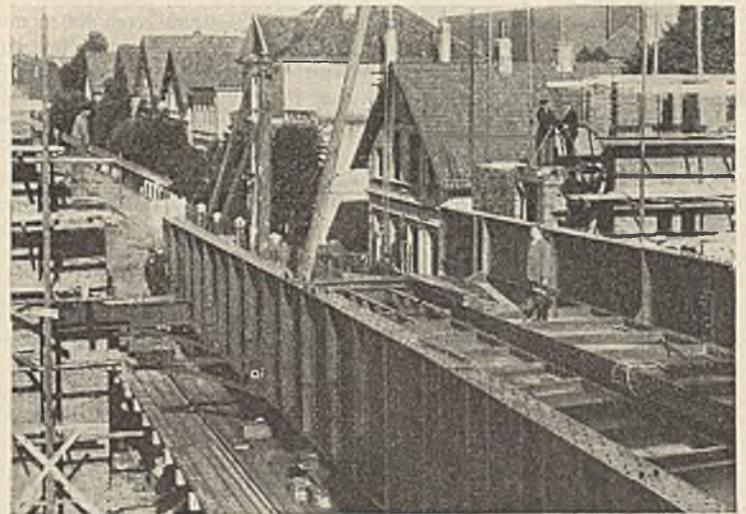


Abb. 4. Zusammenbau der Brücke.

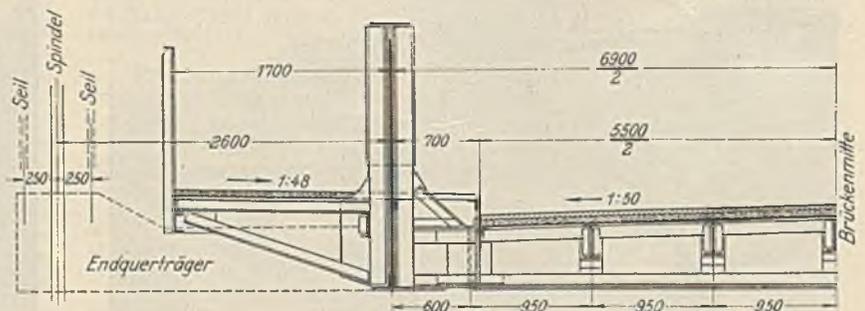


Abb. 5. Querschnitt der Brücke.

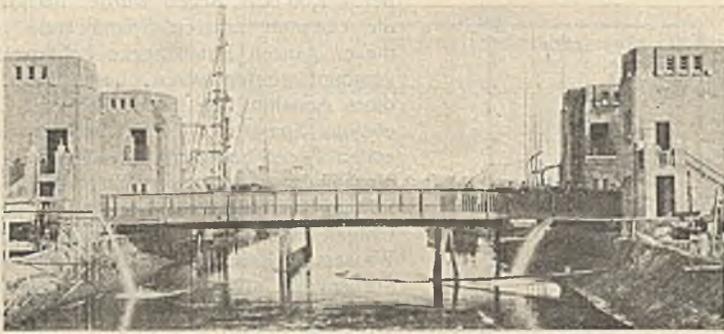


Abb. 6. Brücke in Verkehrslage.



Abb. 7. Brücke in gehobener Lage.

Mit Rücksicht auf das Straßenbild wurden die Brückenauffahrten so ausgebildet, daß die Brücke an beiden Ufern von zwei massiven Pfeilern aus Klinkermauerwerk eingerahmt wurde, die gleichzeitig die Gegengewichte und die Antriebsvorrichtungen in sich aufnehmen. Ferner wurde Bedacht darauf genommen, daß die Fußgänger beim Öffnen der Brücke, wenn dies auch nur einige Minuten erforderte, beim Übersteigen der hoch liegenden Brücke nicht länger aufgehalten wurden.

Bei der Ausbildung der eigentlichen Brückenkonstruktion mußte wegen der geringen Durchfahrhöhe und wegen der zu vermeidenden Anrampungen der Straßen und wegen der hoch auflaufenden Sturmfluten auf eine geringe Konstruktionshöhe ganz besonderer Wert gelegt werden, denn jede unnötige Anrampung der Straßen war wegen der dichten Bebauung unbedingt zu vermeiden. Alle diese Bedingungen wurden am besten erfüllt bei Anordnung eines vollwandigen Hauptträgers, und hier wiederum bei Anordnung des Hauptträgers zwischen der Brückenfahrbahn und den konsolartig angeordneten Fußsteigen; auf besonderen Konsolen sind die Fußwege seitlich am Blechträger ausgekragt (Abb. 4 u. 5) und vor die oberen Turmausgänge so weit vorgezogen und über den Blechträger verlängert, daß vier anfangs geplante, das Gesamtbild sehr beeinträchtigende Vorbauten wegfallen konnten. Durch die gewählte Innenlage der Hauptträger, die etwas über Brüstungshöhe des Geländers über die Fahrbahn hinausragen, wird der Längsverkehr von Fahrbahn und Fußwegen streng voneinander geschieden. Die neuere Entwicklung des Schnellverkehrs in den Straßen der Großstädte macht eine derartige Scheidung des Längsverkehrs nicht nur erwünscht,

sondern geradezu zu einem Gebot. Bei Brücken, wo sich der Verkehr aus den benachbarten Straßen zusammenzieht und naturgemäß dichter wird, wird das wirksamste Verbot gegen beliebiges Überqueren der Straße die Absperrung sein, die durch die Lage des vollwandigen Hauptträgers zwischen Fahrdamm und Fußweg am vollkommensten erreicht wird.<sup>1)</sup>

Diese Abtrennung der Fußwege hat hier noch besondere Vorteile. Da verlangt wird, daß die Brücke in gehobener Lage für den Fußgängerverkehr benutzt werden kann, so ist es für den Brückenwärter, der allein die Verantwortung trägt, wesentlich leichter, den Verkehr auf der hochgefahrenen Brücke zu übersehen, wenn nur die Fußwege von den Fußgängern benutzt werden, als wenn sich der Verkehr in einem ungeordneten Strome durcheinander in der ganzen Brückenbreite über Fahrdamm und Fußsteig ergießt. Auch ist dabei von selbst die Verkehrslast in gehobener Lage der Brücke auf die Breite der Fußwege beschränkt, entsprechend der Belastungsannahme in der statischen Berechnung. Abgesehen davon werden die Absperrungssicherungen bei der gehobenen Brücke wesentlich einfacher und leichter als bei der Brücke mit außenliegenden Hauptträgern. Bei der Wahl zwischen Fachwerkbrücke oder einem vollwandigen Träger wurde letzterem der Vorzug gegeben, da sich die vollwandige Konstruktion besser in das Landschaftsbild einfügt (Abb. 6 u. 7). Bei allen beweglichen Brücken hat man das Bestreben, die Fahrbahntafel und die Abdeckung

<sup>1)</sup> Vergl. „Die Bautechnik“ 1925, Heft 39, S. 516.

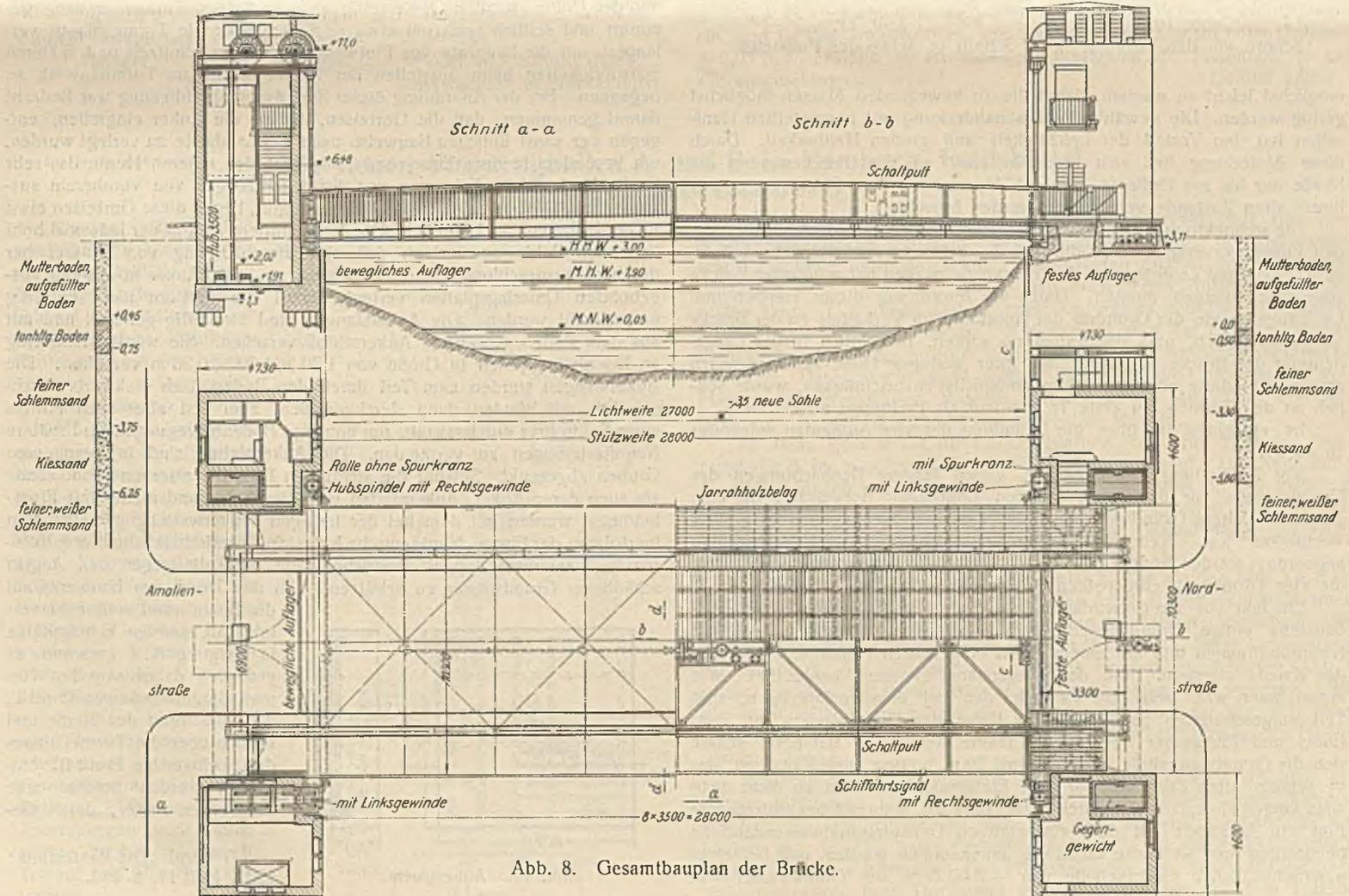


Abb. 8. Gesamtbauplan der Brücke.

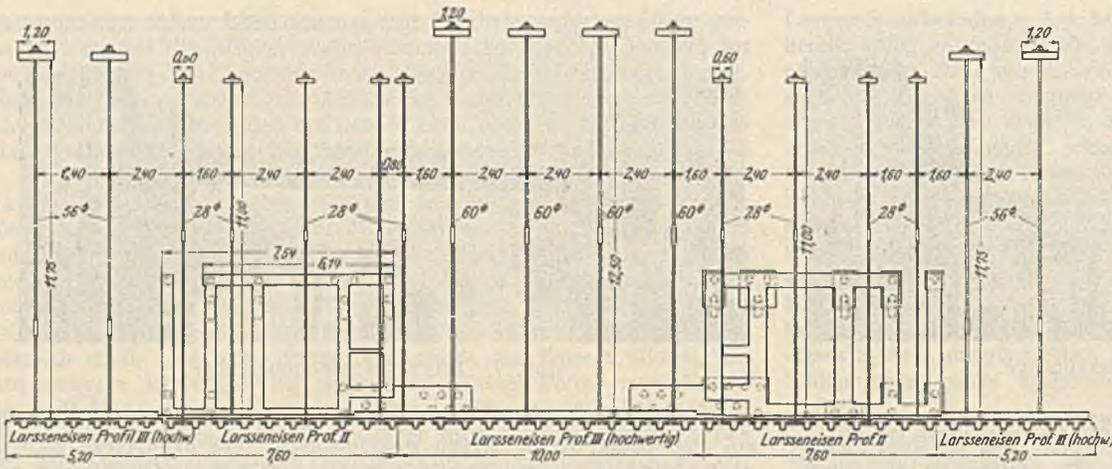


Abb. 9. Anordnung der Larssenspundwand nach der Wasserseite.

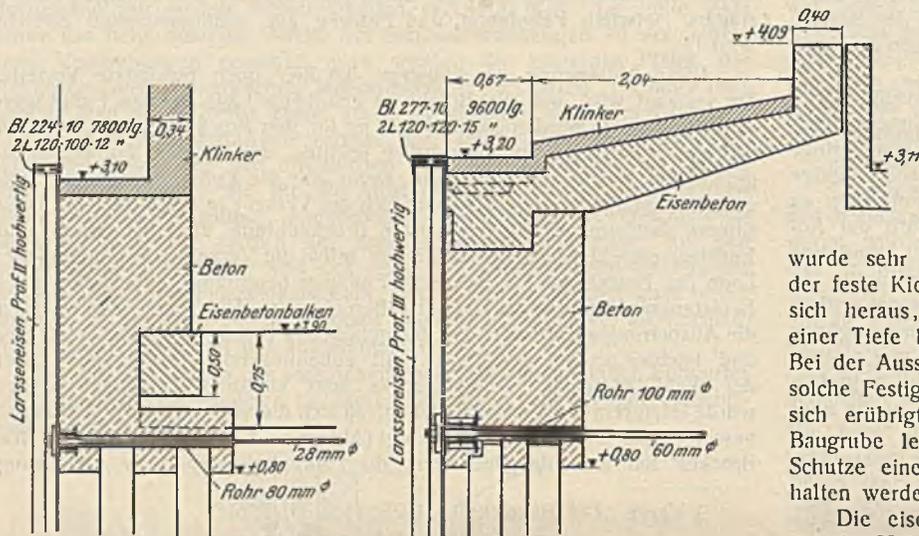


Abb. 10. Schnitt vor den Türmen.

Abb. 11. Schnitt in Achse des Fußsteigs.

möglichst leicht zu machen, damit die zu bewegendenden Massen möglichst gering werden. Die gewählte Fahrabdeckung mit hergestellten Hanfseilen hat den Vorteil der Leichtigkeit und großen Haltbarkeit. Durch diese Abdeckung ließ sich erreichen, daß an den Brückenenden die Straße nur bis zur Ordinate +4,11 N.N., also nur um 51 cm gegenüber ihrem alten Zustande gehoben zu werden brauchte.

Die architektonische Ausbildung der Hubtürme wurde von der Forderung, den Fußgängerverkehr über die gehobene Brücke zu leiten, beeinflusst, da Treppen und Laufgänge zu den Brückenfahrwegen bei gehobener Brücke angeordnet werden mußten. Durch die Anordnung dieser Treppen und Laufgänge wurde der Grundriß der Hubtürme im Verhältnis zu der Brücke sehr umfangreich, und die Aufbauten wirken, namentlich in der Längsrichtung der Brücke betrachtet, bei ihrer geringen Höhe außerordentlich massig; um diese massive Wirkung möglichst einzuschränken, wurde seitlich an den Türmen der erste Treppenlauf als Freitreppe angeordnet.

Im einzelnen ist über die Gründung der vier Aufbauten folgendes zu sagen:

Vor Aufstellung des Entwurfes waren längere Beobachtungen des Grundwassers vor den anzustellenden Bohrungen notwendig, da eine durchaus sichere Gründung ohne die kleinsten Sackungen von größter Wichtigkeit war. Wenn die Bewegungsvorrichtungen auch nachstellbar angeordnet werden konnten, so mußte doch jede Bewegung der zwischen die vier Türme eng eingepaßten Brücke sehr von Schaden sein.

Ein Jahr vor den Entwurfsarbeiten wurden in der Nähe der Brückenbaustelle einige Grundwasserbeobachtungsbrunnen einfachster Art mit Kiesumhüllungen und mit einem unten eingebauten Holzfilter beiderseits des Kanals abgesenkt und der Wasserstand in ihnen beobachtet. Wie anzunehmen war, bestätigte es sich, daß bei dem durchlässigen, zum Teil aufgeschütteten Sandboden die Höhe des Grundwassers mit dem Ebbe- und Flutwasser der unteren Hunte wechselte. Bei Ebbe senkte sich die Grundwasserlinie zu dem etwa 20 m breiten alten Kanalbett, das in seinem alten Zustande nur eine Einfassung von dicht an dicht nicht allzu langen Holzpfählen erhalten hatte, stark ab, während bei eintretender Flut ein Ausgleich mit dem rückwärtigen Gelände Grundwasserstand zu beobachten war; so durfte durchweg angenommen werden, daß bei einer durchschnittlichen Geländehöhe von +3,60 N.N. der Grundwasserstand

bei +2,00 N.N. liegen würde; nachdem die eisernen Larssen-Spundwände auf dieser ganzen Kanalfstrecke beiderseitig gerammt worden waren, bestätigte sich diese Annahme der Bauverwaltung. Die eiserne Spundwand war, wie in den ersten Tagen beobachtet werden konnte, noch nicht ganz wasserdicht; die Rostbildung verhinderte aber schon nach einigen Wochen den Durchfluß des Wassers vollkommen, es war also für die Zukunft mit einem gleichbleibenden Grundwasserstand ohne Beeinflussung durch die Ebbe und Flut der unteren Hunte zu rechnen. Für die Wahl der Gründung waren hiermit genaue Anhaltspunkte gegeben.

Der Untergrund innerhalb der Stadt Oldenburg ist ein sehr wechselnder, und wegen der zum Teil eingelagerten Darg- und Moorschichten war es nicht ratsam, große Lasten unmittelbar auf den Untergrund zu übertragen. Aus den aus Abb. 8 hervorgehenden Bodenuntersuchungen ergab sich folgender Befund: Von Ordinate +3,60 N.N. bis +0,45 N.N. wurde vor Jahren aufgeschütteter Mutterboden und sehr loser Baggersand aus der Hunte ermittelt, bis -0,75 N.N. lag anmooriger Boden (Dargboden), darunter folgte bis -3,75 N.N. feiner Schlamm-sand, bis -6,25 N.N. Kiessand, und darunter wiederum

wurde sehr feiner weißer Sand angetroffen. Es war anzunehmen, daß der feste Kies tragfähig genug war, aber bei der Proberamung stellte sich heraus, daß die Pfähle noch weiter abzurammen waren, erst bei einer Tiefe bis -7,00 N.N. erwiesen sie sich als genügend tragfähig. Bei der Ausschachtung wurde sodann festgestellt, daß der Baugrund eine solche Festigkeit hatte, daß eine Einfassung mit einer Holzspundwand sich erübrigte. Das Wasser konnte mit kleinen Handpumpen aus der Baugrube leicht abgehalten werden, so daß die Rammebene unter dem Schutze einer wasserseitig vorgesehenen Spundwand völlig trocken gehalten werden konnte.

Die eisernen Spundwände (Bauart Larssen), geliefert von der Dortmunder Union, wurden wasserseitig an den beiden Türmen entlang gerammt und seitlich noch um etwa je 5,20 m über die Türme hinaus verlängert, um die Baugrube vor Flutwasser sicher zu schützen und späteren Schwierigkeiten beim Aufstellen der Ramme dicht am Turmbauwerk zu begegnen. Bei der Anordnung dieser Spundwandabschließung war Bedacht darauf genommen, daß die Gurteisen, in die die Anker eingreifen, entgegen der sonst üblichen Bauweise nach der Landseite zu verlegt wurden, um besonders in dem Ebbe- und Flutgebiet der unteren Hunte das sehr häufig beobachtete Anhängen von Schiffsfahrzeugen von vornherein auszuschalten.<sup>2)</sup> Wie Abb. 9, 10 u. 11 näher angibt, liegen diese Gurteisen etwa in der Höhe von +1,00 N.N. Die Ankerunterlagen sind in der jedesmal hohl liegenden Bohle so verlegt, daß eine Beschädigung vom Wasser her durchaus ausgeschlossen wird, außerdem sind die Anker in kugelig ausgebohrten Unterlagsplatten verlegt, damit die Muttern nicht einseitig beansprucht werden. Die Ankerstangen sind zweiteilig geliefert und mit aus dem Vollen gebohrtem Ankerschloß versehen. Sie werden landseitig an Eisenbetonplatten in Größe von 1,20 x 1,20 x 0,26 m verankert. Die Ankerstangen wurden zum Teil durch den Boden nach rückwärts durchgebohrt, mit Winden dann durchgestoßen, zum Teil aber auch mittels eines Spülrohres durchgespült, um unnötige Bodenbewegungen und spätere Neupflasterungen zu vermeiden. Die Ankerplatten sind in besonderen Gruben abgesenkt. Sowohl die sichtbaren Teile der eisernen Spundwände als auch deren Anker, Ankerplatten und Eisenbetonfundamente mit Eisenbetonrost wurden mit dem bei der hiesigen Bauverwaltung gut erprobten Inertol von der Firma „Norddeutsche Industrie-Gesellschaft Schaeffer & Kohlrausch, Hannover“ doppelt gestrichen, um die Teile gegen den Angriff schädlicher Grundwässer zu schützen. Um den Druck des Bauwerks auf die Spundwand weiter zu vermindern, wurden Schrägpfähle in Neigung 6:1 gerammt, es genügten daher vor den Türmen Spundwände von Profil II, während unter der Straße und seitlich über die Türme hinaus das hochwertige Profil III eingebaut werden mußte. Die Stärke der Anker, deren Ge-

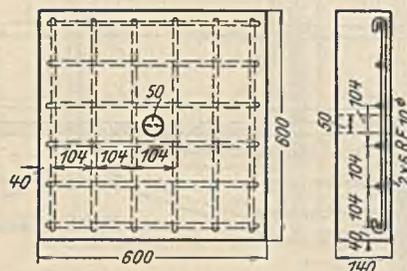


Abb. 12. Ankerplatte.

<sup>2)</sup> Vergl. „Die Bautechnik“ 1927, Heft 11, S. 132.



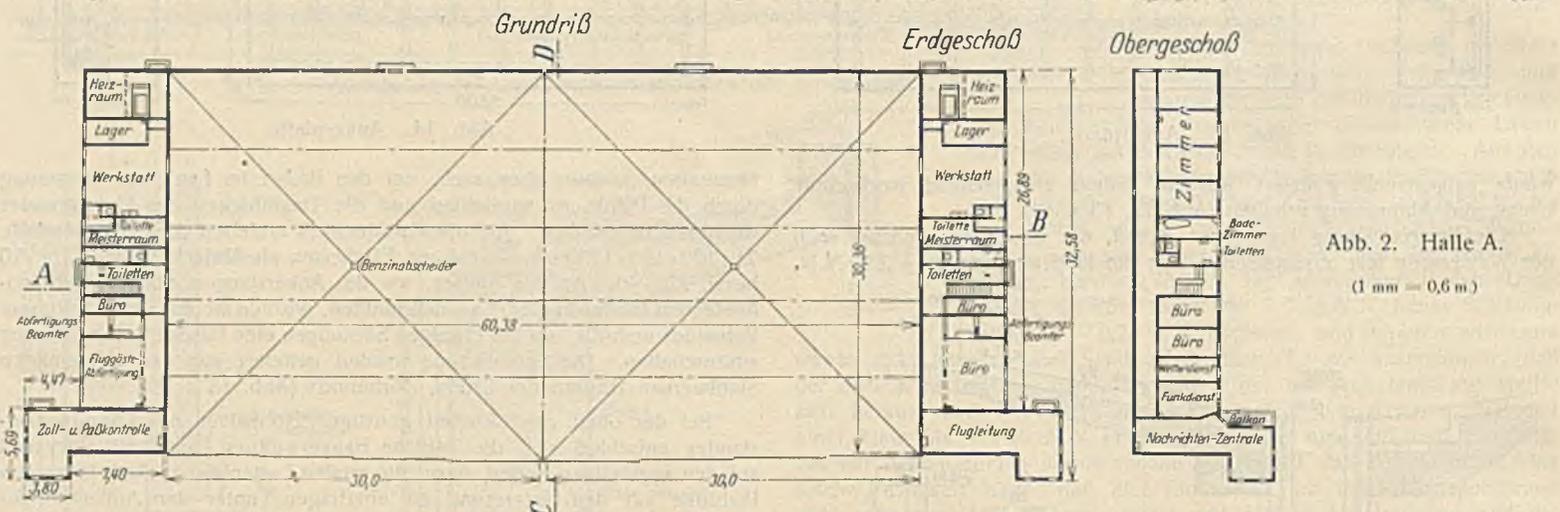
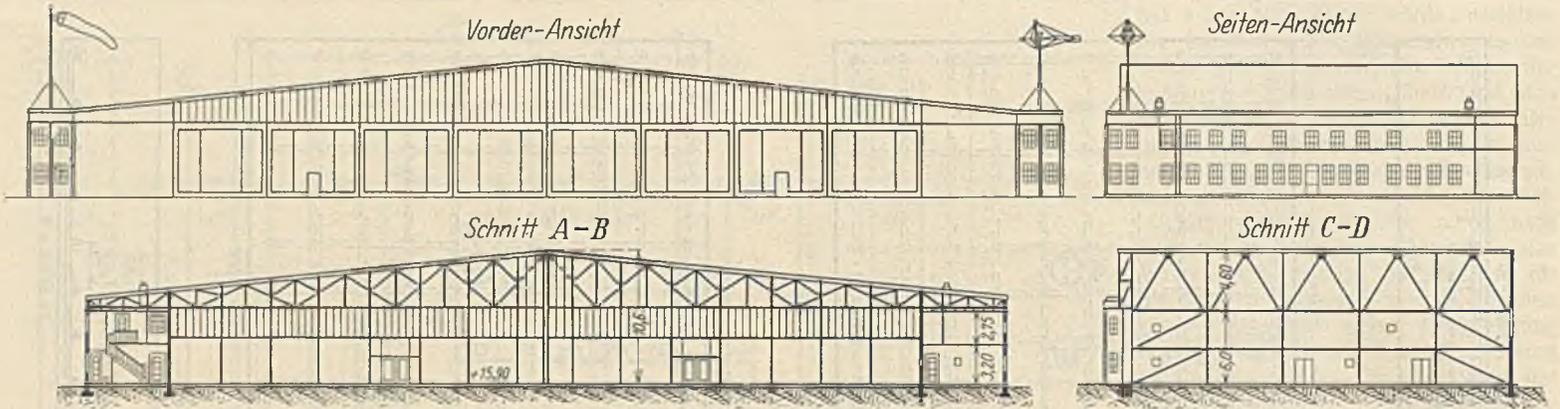


Abb. 2. Halle A. (1 mm = 0,6 m)

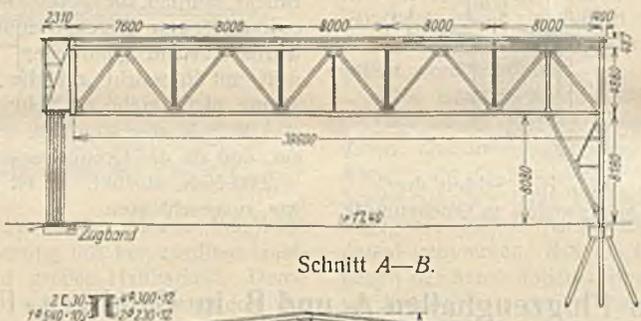
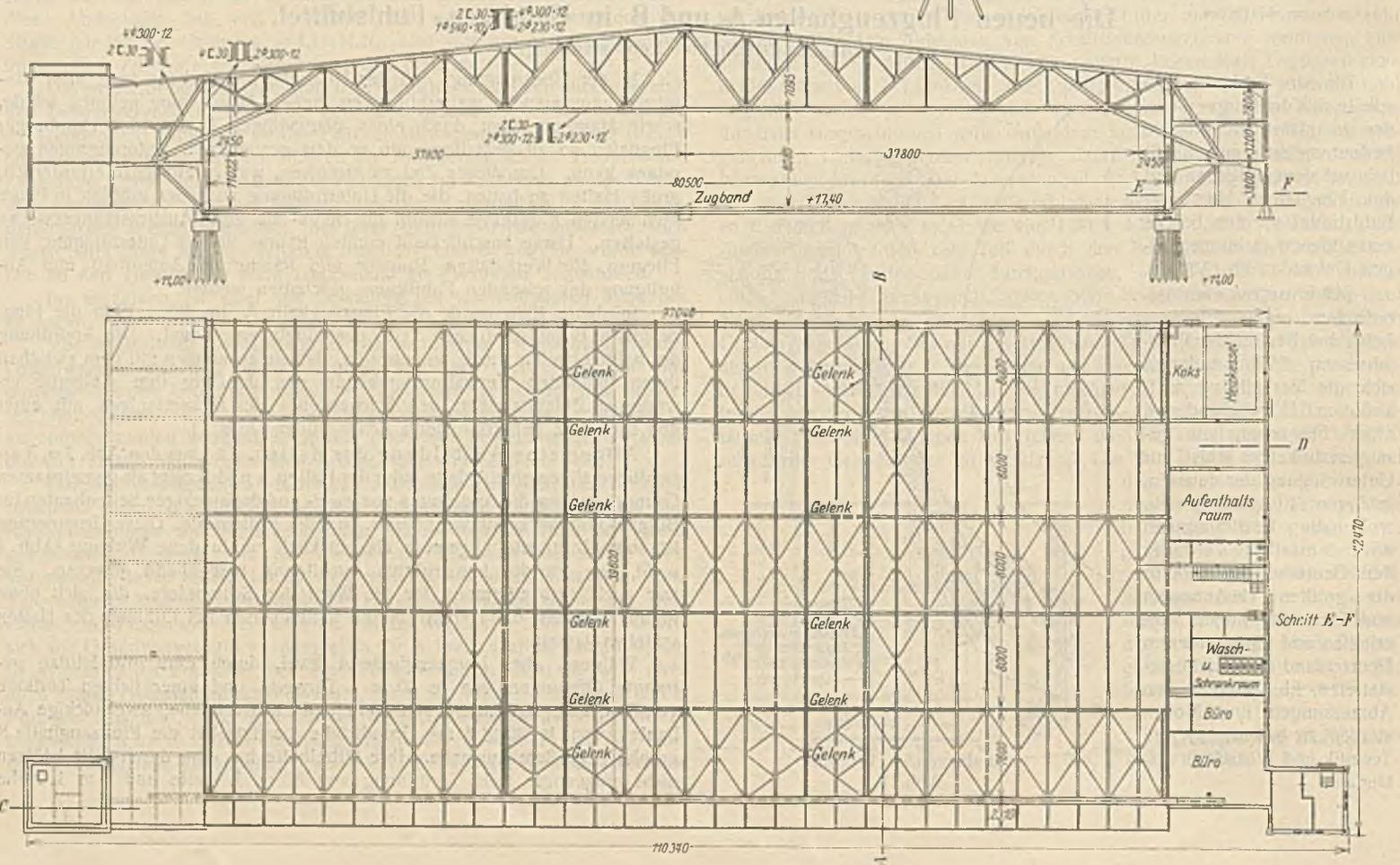


Abb. 3. Halle B. (1 mm = 0,575 m.)



erhalten; die Tiefe der Halle beträgt 40 m; die beiden dreistöckigen äußeren Anbauten weisen Grundflächen von je  $40 \times 8 \text{ m}^2$  auf; Ursprünglich war beabsichtigt, der Halle B eine Mittelstütze zu geben. Da aber die Mehrkosten bei Fortfall dieser Mittelstütze nur etwa 25 000 R.-M. betragen hätten, also in keinem Verhältnis zu dem Vorteil standen, den eine lichte Toröffnung von 80 m gegen über zwei Öffnungen von je 40 m für die Einfahrt in die Flugzeughalle und die volle Ausnutzung des Hallenraumes bot, wurde von der Anordnung einer Mittelstütze Abstand genommen. Entsprechend den gesteigerten Ausmaßen wuchsen auch die Gewichte der Eisenkonstruktionen und Kosten der beiden Hallen; Flugzeughalle A enthält 130 t Eisenkonstruktion, das sind 72 kg für  $1 \text{ m}^2$  Grundfläche, während für Flugzeughalle B rd. 310 t, das sind 97 kg für  $1 \text{ m}^2$

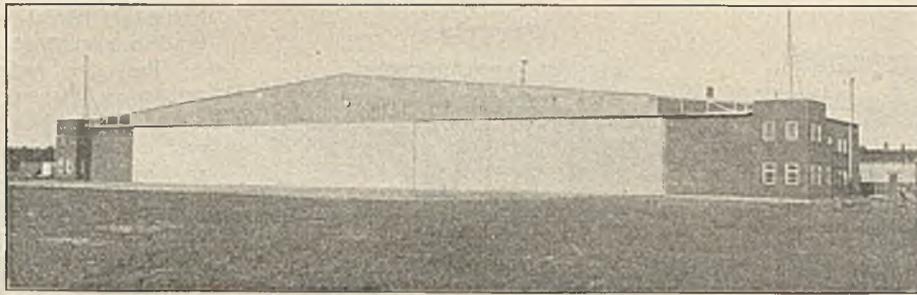
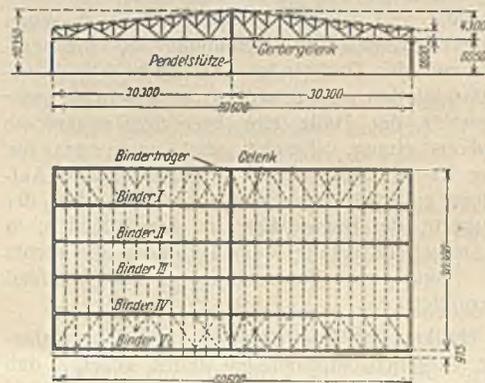


Abb. 4. Ansicht der Halle A.

Pfetten mit Bimsbeton-Kassettendecke und Rube-roidabdeckung tragen. Als Eisenbaustoff wurde St 37 verwendet. Die Seitenwände der Halle A sind als ausgemauerte Eisenfachwerke ausgebildet.

Der bei Flugzeughalle B ohne Mittelstütze ausgebildete Torbinder ist zur Ersparnis an Eisengewicht als Zweigelenbogen mit Zugband unter

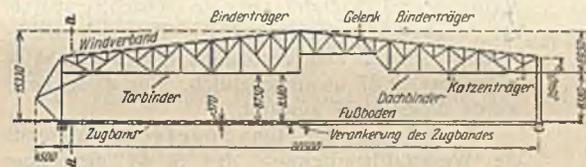
dem Fußboden ausgebildet. Damit die Formänderungen des Torbinders während der Aufstellung und bei der Aufbringung der Dachhaut vollkommen symmetrisch zur Mittelachse verlaufen und ein schädliches Arbeiten in der Dachhaut und damit Rissebildung und Undichtigkeiten tunlichst vermieden waren, wurde der Torbinder mit zwei unter den Endständern sitzenden beweglichen Auflagern angeordnet (Abb. 6a) und das Zugband bei der Aufstellung genau in seiner Mitte durch einen Betonklotz verankert und später in ganzer Länge einbetoniert (Abb. 6 u. 7).



Halle A.

Abb. 6. Systeme der Hallen A und B.

(1 mm = 1,3 m.)



Halle B.

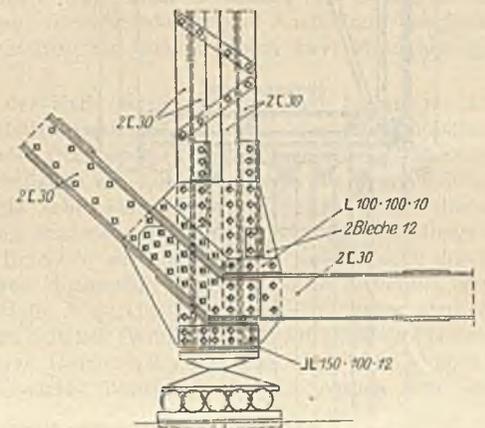
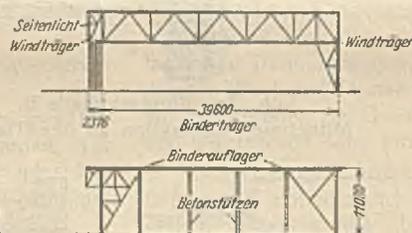


Abb. 6a. Bewegliche Auflager des Torbinders.

Grundfläche der Halle erforderlich waren. Die Hallen haben keine Oberlichter erhalten und sind in den Giebelflächen der Torwand und der Rückwände reichlich mit Glasflächen versehen (Halle A:  $346 \text{ m}^2$ , das sind 19% der Grundfläche; Halle B:  $827 \text{ m}^2$ , das sind 25,8% der Grundfläche). Die Beleuchtung der Hallen hat sich als außerordentlich günstig erwiesen. Die Kosten der Flugzeughalle A betragen rd. 170 000 R.-M., die der Halle B rd. 430 000 R.-M.

Die Hallensysteme. Der Unterschied der für die Hallen A und B gewählten Systeme der Eisenkonstruktion geht aus der Abb. 6 hervor.

Bei der Flugzeughalle A ist der Torbinder als Balken auf drei Stützen mit Gerbergelenk ausgebildet. An ihn schließt sich über der Mittelstütze ein quergelagerter Binderträger an, mit dem vier als Träger auf drei Stützen mit Gelenk angeordnete Langsbinder verbunden sind, die die

so hoch liegen, daß für die Entwässerung des Zugband-Kanales eine besondere Pumpe hätte eingebaut werden müssen. Das nach der Aufstellung der Halle einbetonierte Zugband konnte für Eigenlast als elastisch, für Wind und Schneebelastung als starr angenommen werden.

Auf den Torbinder (Abb. 8 u. 9) stützen sich die beiden Binderträger; sie haben in Fußbodenhöhe der Hallenrückwand ihr festes Auflager und stützen sich elastisch beweglich auf den Torbinder. Auf den Binderträgern und auf den hallenseitigen Betonsäulen der Anbauten ruhen die als Gerberträger ausgebildeten Dachbinder, die ihrerseits die Gerberpfetten tragen. Senkrecht zu den Toren sind an 4 Stellen

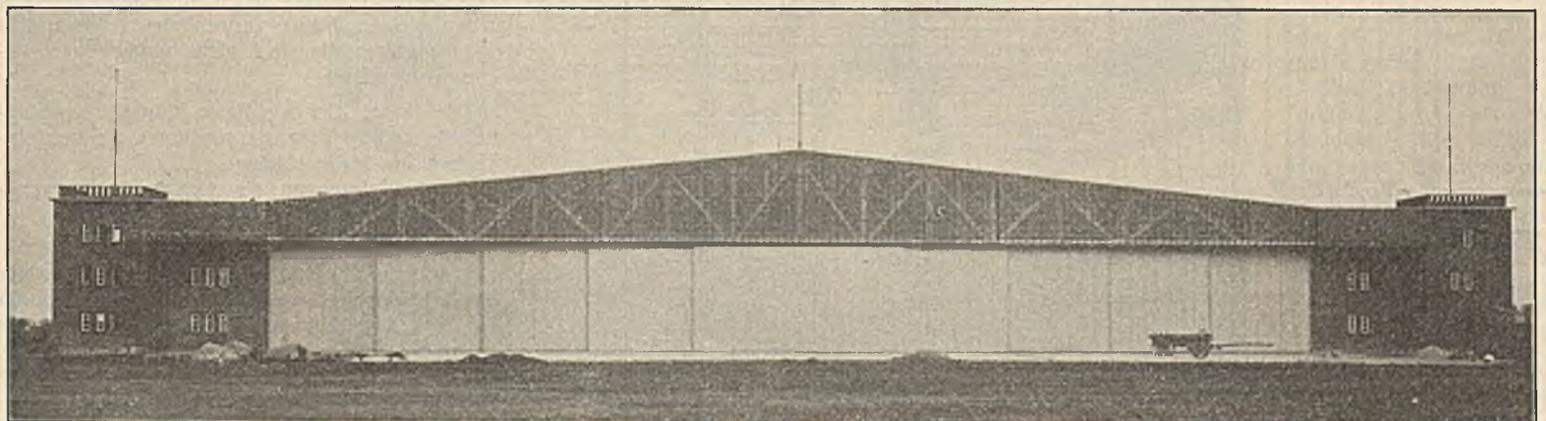


Abb. 5. Ansicht der Halle B.

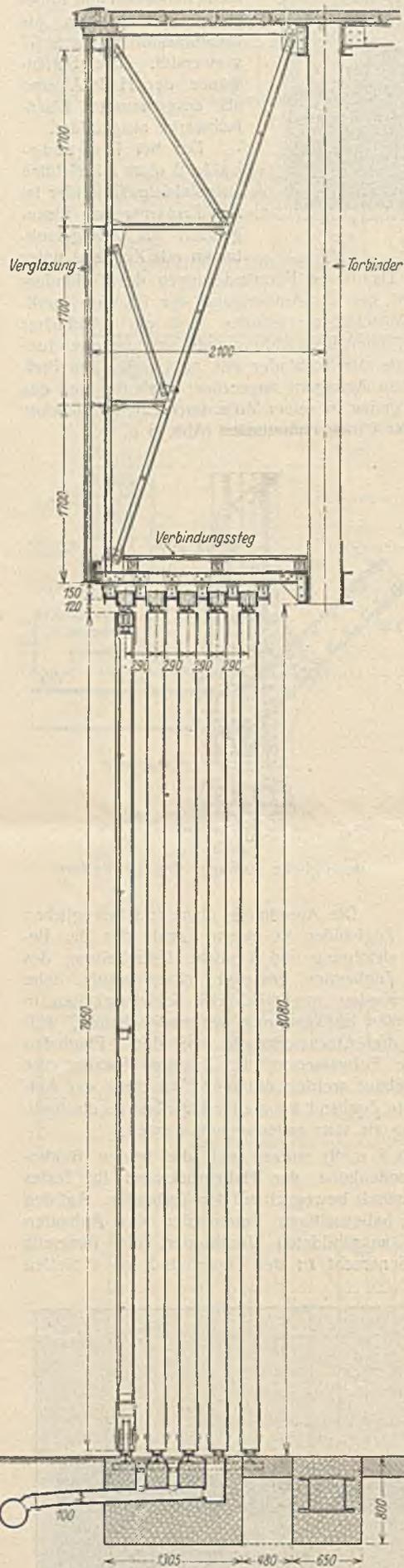


Abb. 7. Flugzeughalle B. Schnitt durch die Tore.

(1 mm = 0,052 m.)

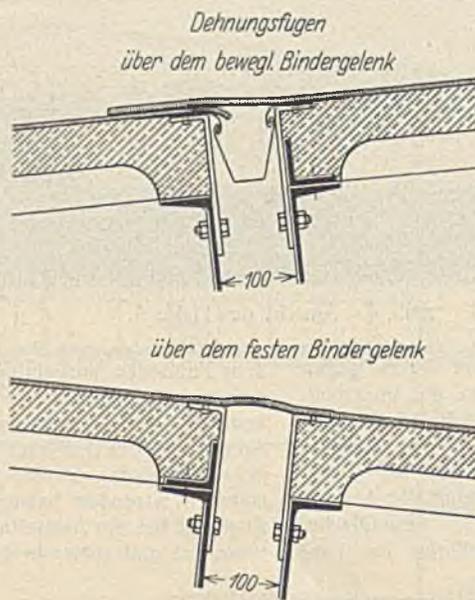


Abb. 10. Dachdichtungen der Halle B.

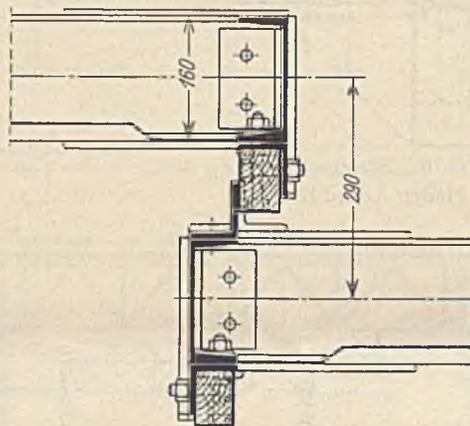


Abb. 7a. Flugzeughalle B. Mitnehmerkonstruktion an den Toren.

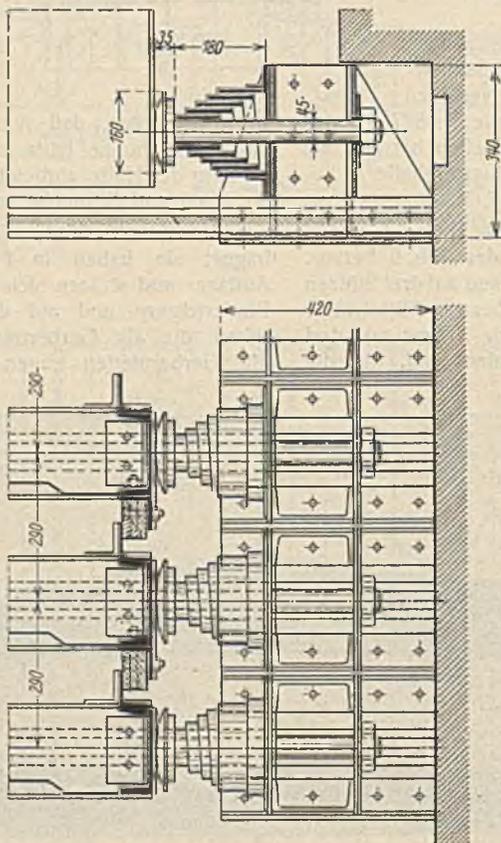


Abb. 7b. Torpuffer.

Kranträger für 9 t Nutzlast quer zur Halle an den Bindern angehängt.

Besondere Aufmerksamkeit wurde den Windverbänden geschenkt, zumal nicht nur Wind von außen auf die Konstruktion wirken kann, sondern auch von innen durch die geöffneten Tore. Es sind an der Rückwand und an der Vorderseite der Halle wagerechte Verbände in Torhöhe angeordnet (Abb. 6 u. 9); die auf den rückseitigen Verband wirkenden Windkräfte fließen unmittelbar in die festen Lager der beiden Binderträger ab, während die Kräfte der vorderen Windträger zum Teil unmittelbar in die Lager der Torbinder geführt werden und zum Teil — soweit nämlich der vordere Verband seine Auflager an den Binderträgern hat — durch den Untergurt der Binderträger in deren feste Lager an der Rückseite der Halle geführt werden. Die geringe daraus erwachsende Druckbeanspruchung kann der Untergurt, der im allgemeinen auf Zug beansprucht wird, ohne weiteres aufnehmen. Etwas schwieriger gestaltete sich die Übertragung der Windkräfte aus den in der Dachhaut liegenden Verbänden (zwischen Torbinder und nächstem Binder sowie zwischen Hallenrückwand und Dachbinder 4), die entsprechend den Dachbindern als Gerberträger ausgeführt wurden; sie erforderte an jedem der vier Eckpunkte der Halle eine besondere senkrechte Windverstrebung. Endlich sind noch, um die ganze Konstruktion steifer zu gestalten, die Aufstellung zu erleichtern und die Knicksicherheit der Obergurte der Binderträger zu gewährleisten, in der Dachebene parallel zum Torbinder und rechts und links vom Binderträger je ein Verband angeordnet.

Halle B: Eisenbaustoffe. Überschlägliche Vergleichsberechnungen hatten gezeigt, daß bei Verwendung von St 48 statt St 37 sich bei Torbinder und Binderträgern eine Gewichtersparnis von etwa 15% erzielen ließ. Bei den Dachbindern, Pfetten und Verbänden erwies sich St 48 gegenüber St 37 unwirtschaftlich. Für diese Teile wurde daher St 37 gewählt.

Nach Angabe der Firma Spaeter soll übrigens die Werkstattbearbeitung des St 48 gegenüber St 37 einige Schwierigkeiten bereitet haben, die zum Teil darauf zurückzuführen sein sollen, daß der Baustoff nicht vollkommen homogen war, sondern vereinzelt harte Stellen aufwies. Auch war der Verschleiß an Arbeitsstählen bei Bearbeitung des St 48 erheblich höher als bei Bearbeitung von St 37; so konnte man beispielsweise mit einem Bohrer im Material aus St 48 nur 75% der Locher bohren, die man im Material aus St 37 hätte bohren können.

Vielfach stieß man auch beim Bohren auf so harte Stellen, daß ein Bohrer nach dem anderen versagte und man zum Brennapparat griff, ein kleines Loch brannte und dieses Loch mit dem Bohrer aufweitete.

Auch beim Hobeln sollen sich ähnliche Schwierigkeiten gezeigt haben, die erkennen ließen, daß die von der Firma verwendeten Arbeitsstähle dem neuartigen Baustoff nicht vollkommen gewachsen waren.

Die Tore. Der wichtigste Bauteil einer Flugzeughalle sind die Tore, da von ihnen die Betriebssicherheit der Halle abhängt.

Die Anforderungen, die man an die Flugzeughallentore stellt, sind verschiedener Art.

1. In betriebstechnischer Beziehung
  - a) müssen sie jederzeit auch bei ungünstiger Witterung (stärkerem Wind, Eis oder Schnee) schnell geöffnet und geschlossen werden können;
  - b) müssen sie vollkommen betriebssicher sein (Versagen einzelner Teile darf keinen Grund für die Unmöglichkeit des Öffnens oder Schließens bieten);

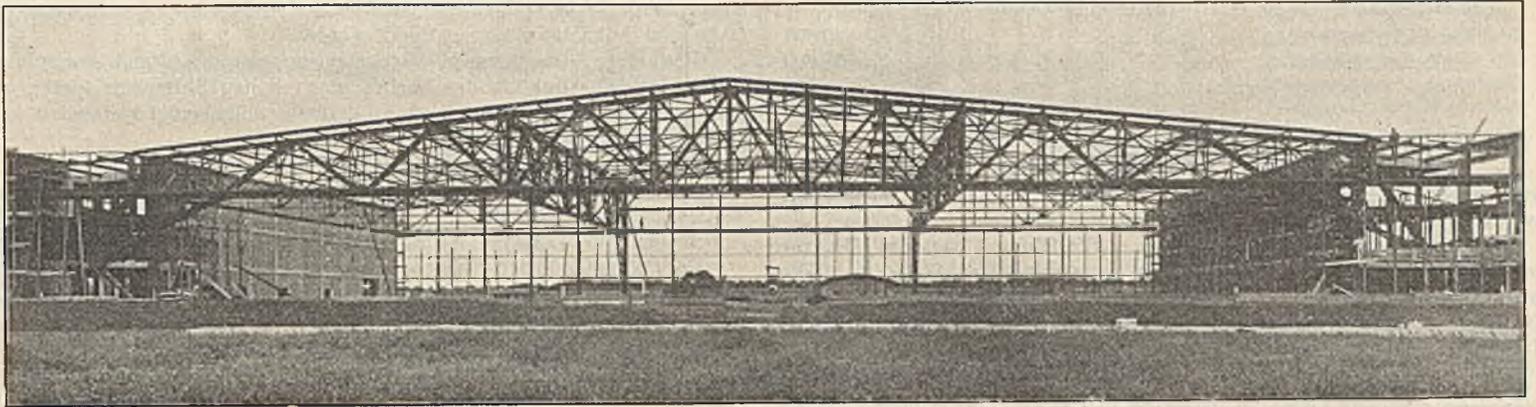


Abb. 8. Eisenkonstruktion der Halle B.

- c) müssen sie in geöffnetem Zustande wenig Raum einnehmen und die freie Einfahrt in die Halle an keiner Stelle behindern;
- d) die Führungen, besonders die untere, darf kein Hindernis für das Hinein- oder Hinausziehen der Flugzeuge bieten und auch keine den Verkehr gefährdenden Schlitze aufweisen, besonders wenn die Halle auch für das Publikum zugänglich ist.

2. In technischer Beziehung.

Sie müssen:

- a) alle auftretenden Kräfte, Wind- und Stoßkräfte verschiedener Art mit Sicherheit aufnehmen können;
- b) leicht sein, so daß ihre Bewegung möglichst geringe Kräfte erfordert;
- c) gegen Arbeiten der Torführungen, hervorgerufen durch Längenänderungen und Durchbiegungen infolge äußerer Belastungen, Temperaturen oder Sackungen der Fundamente jederzeit unempfindlich sein;
- d) sie dürfen bei Windstößen nicht klappern oder aneinanderschlagen;
- e) sie müssen vollkommen dicht sein und dicht schließen.

Da die unter 1 und 2 aufgeführten Forderungen einander vielfach gegenüberstehen, bezw. einander aufheben und durchkreuzen, stellt eine Torkonstruktion einen Ausgleich der verschiedensten Anforderungen dar, der beeinflußt wird durch die Wichtigkeit, die man der einen oder anderen Forderung beimißt.

Im vorliegenden Falle wurde der größte Wert auf die Betriebssicherheit gelegt.

Es wurden daher eiserne Schiebetore von je rd. 8 m Breite gewählt, die, wenig empfindlich, in ihren Abmessungen so gehalten wurden, daß sie auch bei stärksten Belastungen durch Wind, Stoßkräfte oder Behinderungen durch Eis und Schnee in ihrer Betriebssicherheit nicht gefährdet werden.

Einzelheiten der Tore, besonders die Mitnehmerkonstruktionen der einzelnen Tore, die großen Stoßkräften ausgesetzt sind, die Endpuffer und die Dichtungen gegeneinander sowie die obere Torführung nach dem Breestschen Patent Nr. 306 416 sind in Abb. 7a u. 7b dargestellt.

Da die Tore vorläufig von Hand bewegt werden (elektrischer Antrieb ist für später beabsichtigt) und mit einer Geschwindigkeit von 1,50 m/Sek. bewegt werden können, das Gewicht eines Tores etwa 3,5 t und die Zusammendrückbarkeit der Puffer etwa 8 cm beträgt, so kann die beim Aufprallen der Tore auf die Puffer auftretende Stoßkraft  $P$  unter Vernachlässigung der elastischen Formänderungsarbeit der Tore mit Hilfe der Gleichung  $L = \frac{m \cdot v^2}{2} = \frac{P \cdot s}{2}$  berechnet werden. Setzt man in diese Gleichung die vorstehenden Werte ein, so ergibt sich eine Stoßkraft von 7 bis 8 t; sie wird durch die angewendeten Verbände und unteren

Torfundamente aufgenommen, ohne schadhafte Erschütterungen in den Anbauten hervorzurufen.

Da die auf die Tore wirkenden Windkräfte recht hohe, vielfach stoßweise auftretende Kräfte durch die Schienen auf den Unterbeton ausüben, wurden die Schienenstege mit den Schienenschwellenwinkeln verbunden, um hierdurch einem Ermüden bezw. einer Zerstörung des Betons durch die Rüttelkräfte vorzubeugen. Die Anordnung und Ausbildung der Tore hat sich bisher praktisch bewährt; sie können durch zwei Mann bewegt werden.

Die Dacheindeckung der Halle B besteht aus den besonders zur Isolierung geeigneten, im Halleninnern gut wirkenden Stegkassettenplatten aus Bimsbeton, mit teerfreier Dachpappe (Rexitekt) bekleidet. Die Stegkassettenplatten, die eine Freilänge von 2,50 m und eine Breite von 0,50 m besitzen, erwiesen sich als sehr widerstandsfähig gegen Bruch durch äußere Belastung und waren imstande, gleichmäßig verteilte Belastungen von etwa 1700 kg/m<sup>2</sup> als Bruchlast auszuhalten. Sie werden noch durch besondere Sturmhaken gegen Hochreißen gesichert. Diese Sicherung war erforderlich, da sich bei Halle A gezeigt hatte, daß bei einem starken Sturm von 35 m/Sek. Geschwindigkeit (Windstärke 12) auf größeren Flächen ein rechnerisch feststellbarer Unterdruck (Sog) von rd. 60 bis 70 kg/m<sup>2</sup> auftrat, der die dort verwendeten Bimsbeton-Kassettenplatten zum Teil zerstörte.

Besondere konstruktive Maßnahmen bedingten die in dem Dach parallel zum First über den Gelenken und Auflagern der Dachbinder verlaufenden Dehnungsfugen. Da das Dach eine Neigung von 1:10 hat, so dringen Wind und Schnee erfahrungsgemäß leicht durch die mit Rücksicht auf das Arbeiten der Dachkonstruktion bedingten Dehnungsfugen hindurch und verursachen dann einen sprühartigen Wassereinbruch.

Die über den festen Bindergelenken angeordneten Dehnungsfugen ließen sich unbedenklich mit Hilfe von Zinkblech als eine Art Federgelenk ausbilden; die über dem beweglichen Bindergelenk angeordnete Fuge wurde aber entsprechend den im Brückenbau üblichen Grundsätzen als Schleppblechkonstruktion ausgebildet und noch mit einer unter der Dehnungsfuge angebrachten Rinne ausgestattet, um mit Sicherheit alles eindringende Wasser abzufangen (Abb. 10).



Abb. 9. Eisenkonstruktion der Halle B.

Statische Berechnung der Eisenkonstruktion der Halle B. Der von der Bauverwaltung für die Ausschreibung durchgeführten Berechnung der Eisenkonstruktion wurden die bekannten Preußischen Ministerial-Bestimmungen vom 25. Februar 1925 zugrunde gelegt.

Bei Berechnung des Torbinders ist als Unbekannte — wie üblich — der wagerechte Schub eingeführt.

Er wurde nach der Formel  $H = \frac{\sum S_0 \cdot S_a}{\sum S a^2 \cdot \varphi} \cdot \varphi$  berechnet. In dem Nenner  $\sum S a^2 \cdot \varphi = \sum S a^2 \cdot \frac{s}{E F}$  ist die Längenänderung des Zugbandes bei ständiger Last berücksichtigt.

Die Berechnung ergab einen wagerechten Schub

für Eigenlast von . . . . .	+ 120,30 t
„ Schneelast voll . . . . .	+ 51,20 t
infolge einseitiger Kranlast . . . . .	+ 1,22 t
„ von Wind . . . . .	+ 7,12 t
und infolge von Abkühlung (Annahme des Systemschlusses bei + 10° und einer Temperaturänderung von + 30°) —	8,45 t

also eine größte Kraft von rd. 180 t, zu deren Aufnahme 2 □ 30 gewählt wurden.

Die Druckstäbe wurden nach dem  $\omega$ -Verfahren bemessen. Die zulässigen Beanspruchungen der aus St 48 hergestellten Stäbe des Torbinders konnten nach den obengenannten Bestimmungen bei sorgfältiger Berücksichtigung aller in Frage kommenden Belastungen auch von Wind, Temperatur usw. zu 2080 kg/cm<sup>2</sup> angenommen werden.

Die Eisenbetonkonstruktionen der Anbauten bieten — rein konstruktiv betrachtet — kaum etwas Bemerkenswertes. Die Haupttragglieder sind 3-geschossige Stockwerkrahmen.

Eisenbeton- und Maurerarbeiten. Die tragenden Teile der Anbauten sind in Eisenbeton, die der Halle in Eisen, die Wände als Eisenfachwerk ausgebildet.

Demzufolge hat auch das Mauerwerk der Außenwände im allgemeinen keine statischen Zwecke zu erfüllen, sondern dient nur zur Wandverkleidung und mußte so durchgebildet werden, daß es bei geringen Kosten regendurchlässig und wärmeisolierend wurde. Es wurde zu diesem Zwecke in 30 cm Gesamtstärke aus zwei halben Steinen mit Luftschicht hochgeführt, die in der gewohnten Weise durch verzinkte Drähte verbunden wurden. Durchbinder, an denen bekanntlich leicht Feuchtigkeit durchschlägt, sind nach Möglichkeit vermieden und gelangten nur dort zur Verwendung, wo sie sich nicht vermeiden ließen, nämlich an den Leibungen der Türen und Fenster.

Alle Stellen, wo sich das Mauerwerk gegen die Eisenbetongerippe lehnt, wurden besonders sorgfältig gegen Durchschlagen von Feuchtigkeit mit heißen Goudronanstrichen gesichert.

Die Fachwände in den Rückwänden der Halle sind sehr weit gespannt. Ständer und Riegel sind bis zu 5 m Abstand angeordnet, so daß Felder von 5 × 5 = 25 m<sup>2</sup> entstehen. Die größten Ständer im Mittelteil der Hallenrückwand sind zur Verringerung der Belastungslänge durch den wagerechten Windträger in Höhe der Untergurte der beiden Binderträger gestützt. Um zu verhüten, daß die Wände durch Windkräfte eingedrückt werden, wurden die einzelnen Flächen durch in die Fugen eingelegte Flacheisen in der üblichen Weise besonders bewehrt.

Da die Längenänderungen der Hallenkonstruktion infolge von Eigenlast, Schnee, Wind und Temperatur recht beträchtlich sind, wurde, um Risse

zu vermeiden, darauf geachtet, daß beim Hochführen des Mauerwerks Halle und Anbauten völlig getrennt werden.

Von einer besonderen Blitzschutzanlage wurde Abstand genommen, da die Eisenkonstruktion des Daches einen hohen Blitzschutz bietet, jedoch wurden alle Eisenteile durch Kupferdraht miteinander verbunden und an mehreren Stellen geerdet.

Die in jeder Flugzeughalle erforderlichen Benzingasabsauger, zum Absaugen der schweren, nahe über dem Boden lagernden Benzingase werden in den Toren und der Rückwand der Halle vorgesehen, bieten jedoch konstruktiv nichts Neues, eben so wenig die Benzinabscheider.

Der Fußboden in den Flugzeughallen ist besonders großen mechanischen Kräften durch die Lasten der Flugzeuge und Automobile und zerstörenden chemischen Einflüssen ausgesetzt.

Mit Rücksicht auf die Kostenfrage konnte die aus einer Klinkerflachschicht vorgesehene Abdeckschicht noch nicht aufgebracht werden, jedoch wurde der Unterbeton, der auf einer 15 cm starken, festgewalzten Schlackenschicht ruht, mit Eisen bewehrt und somit eine feste unverrückbare Unterlage geschaffen. Nur zwischen den Torschienen wurde ein besonderer Estrich aufgebracht und durch eine aus Duromit bestehende 5 mm starke Härteschicht gesichert, da hier spätere Nacharbeiten sich sehr schwer halten ausführen lassen.

Heizungsanlage. Im Südanbau ist eine Zentral-Niederdruck-Dampfheizung eingebaut, die vorläufig allerdings nur die Aufgabe hat, die beiden Anbauten mit Wärme zu versorgen.

Die ganze Anlage ist aber so durchgebildet, daß die Kesselanlage vergrößert werden kann und auch die Halle durch Anordnung einer Luftheizung mit Wärme versorgt werden kann. Um später die hierzu erforderlichen Bauarbeiten, Aufreißen der Kellerfußboden usw., zu vermeiden, sind bereits jetzt die unter dem Hallenfußboden vorzusehenden Kanäle für Leitungen mit eingebaut. Auch sind die Tore so durchgebildet, daß zur Vermeidung von Wärmeverlusten infolge von Ausstrahlung durch die Torwandbleche, auf der Torinnenseite eine hölzerne Verschalung jederzeit bequem angebracht werden kann.

Allgemeines. Die Aufstellung der Entwürfe für die Hallen A und B geschah durch das Ingenieurwesen der Baudeputation Hamburg unter Mitwirkung von Herrn Oberbaudirektor Dr. Schumacher bei der äußeren Formgebung und im Einvernehmen mit der Hamburger Luftschiffhallen-Gesellschaft (Freiherr von der Goltz) bezüglich der in den Hallen zu befriedigenden Bedürfnisse. Die Gesellschaft hat auch die Kosten der Halle A und ihre Bauausführung, letztere mit Unterstützung durch das Ingenieurwesen, beschafft. Die Halle B ist vom Konstruktionsbureau des Ingenieurwesens bearbeitet, während die Bauausführung von der 5. Ingenieurabteilung beaufsichtigt wurde.

## Vermischtes.

**Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau** (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W8). Das am 20. Mai erschienene Heft 10 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Prof. Dr. A. Král: Eisenbetonkonstruktionen bei neueren Industriebauten in Slovenien (SHS). — Ing. Artur Julius Fahnauer †: Neue Wege zur Berechnung monolithischer Bogenreihen. — Dr.-Ing. Ferdinand Schleicher: Über die Berechnung der Senkungen von steifen Fundamenten.

**Vom Dammbau Festland—Sylt.** Der hochwasserfreie Eisenbahndamm durch das Wattenmeer vom Festlande nach der Insel Sylt (vergl. „Die Bautechnik“ 1926, Heft 1, S. 14) ist fertiggestellt. Am 1. Juni d. Js. wird der Eisenbahnverkehr über den Damm nach Westerland auf Sylt in feierlicher Weise im Beisein des Herrn Reichspräsidenten von Hindenburg eröffnet werden.

Eine ausführliche Beschreibung der Bauausführung wird in nächster Zeit in der „Bautechnik“ erscheinen.

**Tagung für Photogrammetrie,** veranstaltet durch die Gruppe Schlesien der Sektion Deutschland der Internationalen Gesellschaft für Photogrammetrie. Die Tagung findet am 9. und 10. Juni 1927 in der Technischen Hochschule Breslau statt. Außer Vorträgen wird eine Ausstellung von Instrumenten und ausgeführten Arbeiten geboten. Auskunft erteilt Privatdozent Dr. Feyer, Breslau 9, Paulstraße 33.

**Die III. Hauptversammlung der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau** findet am 27. und 28. Mai in Köln, Augustiner Platz 7, statt. U. a. werden folgende Vorträge gehalten: Freitag, den 27. Mai, vorm. 11 Uhr: Präsident Euting, Grundsätze beim Ausbau des deutschen Landstraßennetzes für die Bedürfnisse des Kraftwagenverkehrs; Baudirektor Arntz, Deutschlands Lage im internationalen Straßennetz. Sonnabend, den 28. Mai, vorm. 9 Uhr: Geh. Reg.-Rat Prof. Otzen, Ministerialrat Dr.-Ing. Speck, Baudirektor Arntz, Bürgermeister Schneider und Regierungsbaumeister Flettich: Berichte über einzelne Durchgangsstraßen.

**Geschweißte Eisenbauten.** Zu der Mitteilung in der „Bautechnik“ 1927, Heft 1, S. 20 sei ergänzend noch kurz über den Bau eines neuen fünfstöckigen Werkstattegebäudes der Sharon-Werke der Westinghouse Co.

berichtet. Das Gebäude mißt 21,34 × 67,06 m im Grundriß, hat eine Höhe von 24,38 m über Erdgeschoß-Fußboden und ist ein Eisenfachwerkbau mit 20 cm starker Backsteinausmauerung und gespundeten hölzernen Fußböden. Der Entwurf dieses Bauwerks war von vornherein auf geschweißte Stabverbindungen berechnet, während bei früheren Eisenbauten die ursprünglich vorgesehenen Nietverbindungen erst während des Zusammenbaus durch geschweißte ersetzt wurden.

Überall wo der Entwurf es gestattete, waren Haupt- und Nebenträger durchlaufend ausgebildet (vergl. Abb.), was eine besonders sorgfältige Ausbildung und Schweißarbeit an den Stößen nötig machte, da bekanntlich gerade dort beträchtliche negative Biegemomente aufzunehmen sind. Man erzielte auf diese Weise eine Ersparnis von etwa  $\frac{1}{8}$  des Gesamtgewichtes an Baustahl, der freilich die Mehrkosten für die hochwertige Schweißarbeit gegenüberstehen.

**Die Gründung neuer Kaianlagen auf zylindrischen Eisenbetonbrunnen** für die Erweiterung der Werften im Hafen von Bremerton, Wash., ist bemerkenswert wegen der neuartigen Ausführung, der erheblichen Beschränkung der Baustelleneinrichtung und der Kostenersparnis infolge



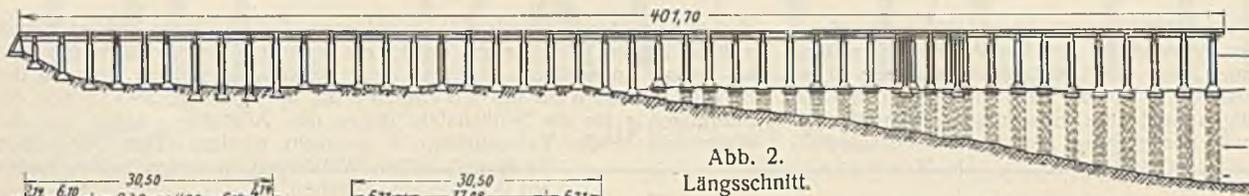


Abb. 2. Längsschnitt.

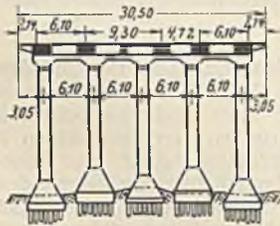


Abb. 1a. Regelquerschnitt.

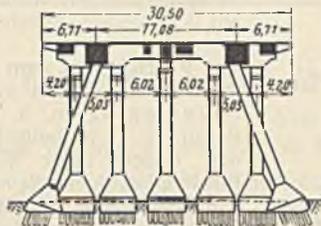


Abb. 1b. Querschnitt unter dem Kran.

von Verwendung schnellerhärtenden Tonerdezements. Nach einem Bericht von J. J. Manning und W. F. Way in Eng. News-Rec. vom 3. März 1927 sollte der neue Kai für das Überholen und Ausbessern alter und die Ausrüstung und Einrichtung neu in Dienst zu stellender Schiffe dienen. Dazu mußte er Anlegerraum für vier Großschiffe und eine Ankertiefe von mindestens 11,90 m unter MNW haben, ferner für die Aufnahme schwerster Nutzlasten und die Aufstellung eines 350-t-Kranes berechnet sowie mit den erforderlichen Förder-, Lade- und Gleisanlagen ausreichend versehen sein.

Für so schwere Beanspruchungen und so große Abmessungen war die Ausführung eines hölzernen Bollwerkes nicht möglich, und die Verwendung von Betonpfählen wäre wegen der großen Gründungstiefe am vorderen Kaiende und der deshalb dort erforderlichen Pfahlängen zu kostspielig geworden.

Da bei einem älteren Teile der Werft die Gründung zweier Kais mit zylindrischen Eisenbetonbrunnen auf Holzpfahlunterbau sich bereits bewährt hatte, griff man mit einigen Abänderungen auch hier dazu. Abb. 1a und b zeigen den Regelquerschnitt sowie einen Querschnitt unter dem vorerwähnten 350-t-Kran, Abb. 2 einen Längsschnitt des rd. 400 m langen Kais. Danach wäre zwar für den landseitigen Teil des Kais die Gründung auf Betonpfählen statt auf Brunnen an sich möglich gewesen. Das hätte jedoch einmal eine doppelte Werkplatzanlage für das Betonieren von Pfählen und Brunnen erfordert und höhere Einrichtungskosten ergeben. Aber auch abgesehen vom Kostenpunkte besaß die Brunnen Gründung gegenüber der Gründung auf Pfählen mehrere Vorteile; so hatte z. B. nach dem genannten Bericht ein Hohlzylinder von etwa 1,40 m Durchmesser dieselbe Tragfähigkeit wie 18 Eisenbetonpfähle von 45 × 45 cm Querschnitt, die ihrerseits 3,7 mal soviel Eisen und 2,65 mal soviel Beton erfordern. Die Pfähle haben ferner eine 6,8 mal so große Oberfläche zwischen Ebbe- und Fluthöhen, sind also — da hier der Beton ähnlich wie das Holz erfahrungsgemäß am meisten gefährdet ist — um ebensoviel mehr der Zerstörung ausgesetzt. Endlich war man an den zuständigen Stellen zu der Ansicht gelangt, daß Eisenbetonbrunnen der verwendeten Art erheblich weniger Risse an der Oberfläche zeigen als Pfähle. So unbedenklich an sich derartige Haarrisse in gewöhnlichem Boden und Süßwasser sind, so erwünscht war es doch, sie im Seewasser zu vermeiden.

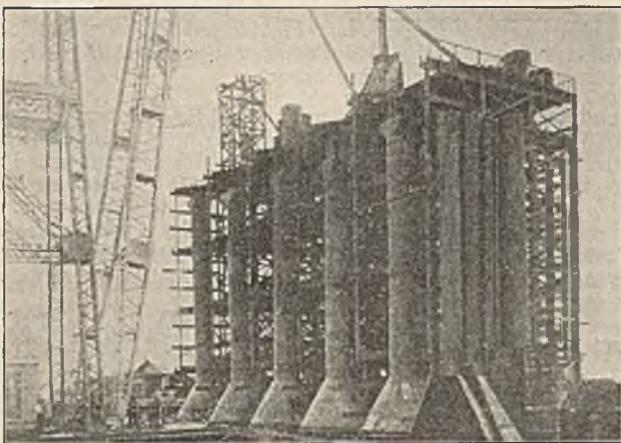


Abb. 3. Betonieren der Brunnen.

Wie bereits erwähnt, ergab die Verwendung von Tonerdezement eine wesentliche Kostenersparnis infolge seiner schnellen Erhärtung, die die Anlage ausgedehnter Lagerplätze entbehrlich machte. Die Brunnen wurden nach Abb. 3 stehend betoniert, 16 bis 20 Stunden in der Schalung belassen, 24 Stunden später abgesenkt und mit gewöhnlichem Portlandzement-Beton ausbetoniert. Dieser Schnellbetrieb gestaltete sich so wirtschaftlich, daß demgegenüber der Mehrpreis von 45 000 \$ nicht ins Gewicht fiel, da die gesamten 234 Brunnen auf einem neben dem neuen Kai errichteten Gerüst von nur 6 × 30 m Ausdehnung hergestellt werden konnten.

Die für den Unterbau der flußseitigen Brunnen (Abb. 2) erforderliche Pfahlgründung bot nach den Erfahrungen früherer Hafenbauten in Bremerton keine Schwierigkeiten, obschon man Pfähle bis zu 32,5 m Länge zu verwenden genötigt war. Infolge des sehr nachgiebigen Bodens sanken sie unter den ersten Rammschlägen bis zu 15 m und wurden solange gerammt, bis bei einem Bärgewicht von rd. 2,5 t und 18 m Fallhöhe kein weiteres merkbares Eindringen zu beobachten war.

Die vorläufigen Leitsätze des Reichsausschusses für Normung und Prüfung von Straßenbaustoffen. Der Reichsausschuß für Normung und Prüfung von Straßenbaustoffen hat gleich am Tage seiner Gründung im Reichsverkehrsministerium am 16. März 1927 die Grundlage für seine künftigen Arbeiten gelegt, indem eine Anzahl von Leitsätzen bekanntgegeben worden sind, die nichts anderes enthalten, als daß sie den Versuch machen, dasjenige, was auf dem Gebiete der einzelnen Straßenbaustoffe bekannt ist, zusammenzufassen und außerdem die Aufgaben kurz zu umreißen, die in der nächsten Zeit gelöst werden müssen. Die Leitsätze waren vorher in dem Ausschuß für „wissenschaftliche und praktische Straßenbauforschung“ der St. f. A. durchberaten worden. Dieser Ausschuß hat aus Vertretern aller deutschen Hochschulen und der Materialprüfungsanstalt Berlin-Dahlem bestanden. Wertvolle Vorarbeiten hat auch der Deutsche Verband für Materialprüfung der Technik geleistet, in dem die Mehrzahl der Hochschuldozenten vertreten sind. Wie gleich vorweg betont werden soll, sind diese Leitsätze nichts Endgültiges; im Gegenteil, sie sollen auf Grund weiterer wissenschaftlicher Forschung und Erfahrung an den Straßen möglichst vervollkommen werden. Das soll gerade Aufgabe des neu gegründeten Ausschusses sein, in dem außer den Forschungsanstalten die wegeunterhaltungspflichtigen Verbände und die Bauindustrie vertreten sind. Die Kritik hat an diesen Leitsätzen sofort eingesetzt, die mit Dank angenommen wird, die aber fehlerhaft, wenn sie annimmt, daß diese vorläufigen Leitsätze bereits als bindend anzusehen seien.

Es sind die folgenden vier Leitsätze herausgegeben worden:  
 I. für natürliche Gesteine als Straßenbaustoff, Bearbeiter Prof. Dr. Burchartz, Berlin-Dahlem,  
 II. für Asphalt als Straßenbaustoff, Bearbeiter Prof. Dr. Neumann, Stuttgart,  
 III. für Teer als Straßenbaustoff, Bearbeiter Prof. Hoepfner, Danzig,  
 IV. für Beton als Straßenbaustoff, Bearbeiter Prof. Dr. Spangenberg, München.

Zu I. Natürliche Gesteine für Straßenbauzwecke sind auf folgende Eigenschaften zu prüfen:

1. Petrographische Beschaffenheit,
2. Gefüge- und Bruchflächenbeschaffenheit,
3. Raumgewicht, spez. Gewicht, Dichtigkeitsgrad und Undichtigkeitsgrad,
4. Wasseraufnahme,
5. Frostbeständigkeit,
6. Sättigungskoeffizient,
7. Druckfestigkeit,
8. Abnutzbarkeit,
9. Kanten- und Stoßfestigkeit,
10. Zähigkeit,
11. Widerstandsfähigkeit gegen Zertrümmern,
12. Korngröße und -form des Schottermaterials.

Die Verfahren zu 1, 8 und 10 sind noch nicht festgelegt. Es müssen noch erst Forschungsarbeiten geleistet werden, wie sie auszubilden sind, damit die an den einzelnen Prüfungsstellen vorgenommenen Untersuchungen sich vergleichen lassen.

Auch zu 12 besteht noch kein einheitliches Verfahren. Hier wird der Siebnormenausschuß der Deutschen Industrie beim V. D. I. noch mit zu entscheiden haben. Für Österreich ist dieser Gegenstand bereits durch das Senormblatt B 3102 festgelegt. Prof. Dr.-Ing. Grengg in Wien, der das österreichische Normenblatt: „Natürliche Gesteine für Straßendecken und Gleisbettung“ bearbeitet hat, setzt an den deutschen Leitsätzen aus, daß sie noch zu wenig Bedacht auf Arbeiten der letzten Jahre nehmen, die in den westlichen Ländern sowie in Oesterreich ausgeführt worden sind. Diese Kritik erscheint dem unberechtigt, der die Entstehung der Normen mit erlebt hat und weiß, daß gerade diese Arbeiten reiflich schon mit erwogen worden sind und sicherlich in der nächsten Fassung irgendwie berücksichtigt werden.

Viel wichtiger ist die Frage, die im übrigen für alle Leitsätze gilt, wie die Verfahren vereinfacht werden können, damit schnell ein Urteil über die Beschaffenheit gewonnen wird.

Zu II. Die Leitsätze für Asphalt enthalten alles das, was durch den D. V. M., die Zentrale für Asphalt und Teer, die Vereinigung technischer Oberbeamter deutscher Städte und die Berichte der internationalen Straßenkongresse vorgearbeitet worden ist. Es werden aber noch viele Fragen zu klären sein, z. B. über die Prüfung und Bewertung der Asphalt emulsionen.

Zu III. Die Leitsätze für Teer lassen erkennen, daß die Erkenntnis auf diesem Gebiete noch gering ist und hier noch sehr viel aufbauende Arbeit zu leisten ist.

Zu IV. Die für Beton in Bauwerken erlassenen Vorschriften sind sinngemäß auf den Straßenbeton angewendet worden.

Der Erfolg des ganzen Unternehmens wird davon abhängen, ob es gelingt, in Zukunft aus der Anwendung im Bauwesen die nötigen Erfahrungstatsachen zu gewinnen, um die Leitsätze überprüfen und zu endgültigen machen zu können, d. h., ob die Bauverwaltungen und die Unternehmer sie berücksichtigen und ihre Erfahrungen bekanntgeben werden. In dieser Hinsicht will der eingangs genannte Reichsausschuß anregend wirken.  
Dr. Neumann.

**Ein Bauingenieur in einer Lokomotivfabrik.** Die Baldwin-Werke, die bekannte amerikanische Lokomotivfabrik, beschäftigen zur Instandhaltung ihrer Anlage einen „Engineer of Plant“, den man wohl als ihren Baudirektor bezeichnen darf, und haben dazu einen Beamten mit bautechnischer Vorbildung gewählt. Seine Aufgabe geht aber über die bauliche Unterhaltung der Anlage weit hinaus, sie umfaßt geradezu die Leitung des gesamten Dienstes mit Ausnahme des eigentlichen Lokomotivbaues.

Von der Größe dieser Aufgabe gibt der Umfang der Anlagen der Baldwin-Werke einen Begriff; sie bestehen aus zwei Teilen, einem in Philadelphia und einem in Eddystone. Der Baudirektor hat seinen Sitz in Philadelphia, in Eddystone hat er einen Vertreter. Die Anlage in Philadelphia hat eine überbaute Fläche von 7,3 ha; die Zahl der Gebäude beträgt 55; sie haben bis acht Stockwerke. Ihre Fußbodenfläche ist über 20 ha, ihre Dachfläche gegen 8 ha groß. Die Fensterflächen umfassen 2,5 ha; 4% dieser Glasflächen sind jährlich zu ersetzen. Für Erneuerung des Anstrichs der Gebäude und ihrer Teile werden jährlich etwa 20 000 Dollar aufgewendet. Bei der Anlage in Eddystone sind sogar fast 30 ha überbaut, und zwar mit 185 Gebäuden, die zusammen eine Fußbodenfläche von fast 35 ha haben. Sie zeichnet sich gegenüber der Fabrik in Philadelphia auch dadurch aus, daß sie eine etwa 40 km lange Gleisanlage in Vollspur und Anlagen, auf denen die Lokomotiven auf Seeschiffe verladen werden, besitzt.

Alle diese Gebäude mit ihrer Ausstattung an Hebezeugen, Maschinen außer Werkzeugmaschinen, Aufzügen, elektrischen und anderen Leitungen werden vom Baudirektor instand gehalten. Er verfügt zu diesem Zweck über einen Stab von Gehilfen, denen wiederum die ausführenden Arbeitskräfte unterstehen. Um diese leiten zu können, dürfen sich seine Kenntnisse nicht auf das engere Gebiet des Bauingenieurs beschränken, sondern er muß auch in der Lage sein, schwierigere Aufgaben aus dem Gebiete des Maschinenbaues, der Elektrotechnik und anderer Gebiete zu lösen.

Einen wesentlichen Teil der Arbeit des Baudirektors und seines Stabes macht naturgemäß die Überwachung des baulichen Zustandes der Gebäude aus. Sowohl das Mauerwerk wie die eisernen Tragteile, die Fußböden und Decken, auch die Dächer werden dauernd besichtigt, um etwaige Schäden an ihnen zeitweilig zu erkennen. Auf lose Nieten und deren Ersatz, auf Rosterscheinungen und deren Beseitigung wird besonders geachtet. In allen Gebäuden sind Anschläge zu machen, die die zulässige Belastung der Fußböden angeben, und die Einhaltung dadurch vorgeschriebener Beschränkungen wird streng überwacht. Die Decken haben im allgemeinen eine Tragfähigkeit von 1170 kg/m<sup>2</sup>, die am stärksten belasteten aber von 3230 kg/m<sup>2</sup>.

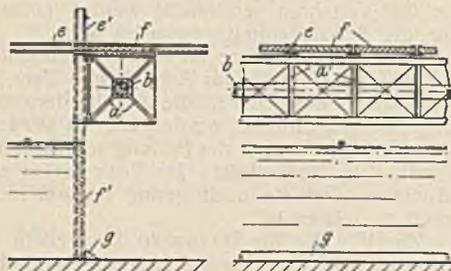
Die Lastenaufzüge werden zweimal wöchentlich, die Personenaufzüge täglich nachgesehen. Die Behälter für das Druckwasser zum Betrieb der Aufzüge werden einmal im Jahre gesäubert und neu gestrichen. Die Krane werden dauernd überwacht, die wichtigsten von ihnen werden täglich untersucht. Es handelt sich dabei in Philadelphia allein um 155 elektrisch und 82 von Hand betriebene Laufkrane, um 180 Auslegerkrane, von denen die Mehrzahl für Handbetrieb eingerichtet ist, um vier Laufkrane und 17 Auslegerkrane mit Druckwasserantrieb; alle diese Krane haben zusammen 438 Motoren mit 5662 PS. Die Hebeketten an den Kranen werden monatlich einmal nachgesehen; dabei wird jede Woche ein bestimmter Teil des Werkes vorgenommen. Zu diesen Arbeiten kommt noch die Überwachung der Wasserleitungen, namentlich der für Feuerlöschzwecke, aber auch der für Trinkzwecke, der Bäder, Aborte u. dergl., der Ölleitungen, der Luftleitungen und Luftbehälter und endlich auch die Beaufsichtigung der Wachtmannschaften, die auf 35 Posten verteilt sind.

Dem Baudirektor fällt neben der baulichen Unterhaltung der Gebäude auch der Neubau zu. Die Pläne dafür werden unter seiner Mitwirkung von einem beratenden Ingenieur bearbeitet, der früher Baudirektor war. Für die örtliche Bauleitung größerer Neubauten werden besondere Kräfte eingestellt. Die Zahl der hier beschäftigten Arbeiter schwankt je nach dem im Gang befindlichen Bauten. Zurzeit beträgt sie in Eddystone mehrere hundert, weil die dortigen Anlagen so ausgebaut werden, daß sie in Zukunft das Hauptwerk bilden.  
Wkk.

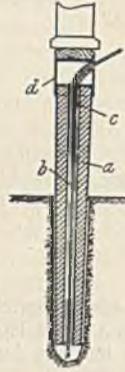
### Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

**Schützenwehr.** (Kl. 84a, Nr. 435 720 vom 21. 11. 1924 von Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, A.-G. in Nürnberg.) — Bei Schützenwehren, die in mehrere selbständig aufzuziehende Wehrtafeln unterteilt sind, werden die Losständer *c* mit den Wehrtafeln *f* von einem



starken, drehbaren Querbalken *a* getragen, der an seinen beiden Enden mittels Zapfen *b* in Lagern ruht; zur Führung der Schütztafeln sind  $\perp$ -Eisen *e* angeordnet. Soll das Wehr geschlossen werden, so wird der Balken *a* nebst Wehr um die Zapfen *b* um 90° gedreht, so daß sich die Führungen *e* für die Schütztafeln gegen den Anschlag *g* legen und die Wehrtafeln in die Verschlusslage *f* gebracht werden. Der Querbalken kann auch mittels Walzbogen an seinen beiden Enden auf Walzbahnen aufrufen.



**Vorrichtung zum Einspülen von Hohlpfählen.** (Kl. 84c, Nr. 432 544 vom 2. 9. 1923 von Siemens-Bauunion G. m. b. H. Kommanditgesellschaft in Berlin.) — Um beim Einspülen von Hohlpfählen in den Boden unter Verwendung einer auf einen Pfahlkopf aufgesetzten Rammhaube zu vermeiden, daß durch Rammschläge auf die Haube die Spüldüse so fest in den Boden eingetrieben wird, daß kein Wasser austreten kann und die Spülung unterbrochen wird, setzt man an das Spülrohr *b* innerhalb des Pfahles *a* einen Schlauch *c* an, der durch die schräg durchbohrte und abnehmbare Rammhaube *d* führt. Beim Rammen kann das Rohr *b* hochgezogen werden, ohne daß Erde in die Spüldüse eintritt und diese verstopft.

### Personalnachrichten.

**Deutsches Reich.** Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: Reichsbahnoberrat Lorenz, Werkdirektor des R. A. W. Berlin, als Mitglied zum R. Z. A. in Berlin, die Reichsbahnrate Kriesel, Vorstand des R. B. A. Liegnitz 2, als Vorstand zum R. B. A. Königsberg (Pr.) 2, Karl Hoffmann, Vorstand des R. B. A. Allenstein 1, als Vorstand zum R. B. A. Liegnitz 2, Ewald Kretschmar, bisher beim Reichsbahn-Neubauamt Ebersbach (Sa.), zur R. B. D. Oppeln, die Reichsbahnbaumeister Popp, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Schwerte, als Leiter einer Abteilung zum R. A. W. Mülheim-Speldorf, Böhm, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Opladen, als Leiter einer Abteilung zum R. A. W. Schwerte und Wiens, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Mülheim-Speldorf, als Leiter einer Abteilung zum R. A. W. Recklinghausen.

Übertragen: dem Reichsbahnrat Giehler, bisher bei der R. B. D. Berlin, die Stellung als Werkdirektor beim R. A. W. Berlin.

Ausgeschieden: Reichsbahnoberrat Karl Fritzen in Düsseldorf infolge seiner Ernennung zum Ministerialrat im Reichsverkehrsministerium, die Reichsbahnrate Dr.-Ing. Hans Reingruber infolge seiner Ernennung zum Oberregierungsbaurat im Reichsverkehrsministerium, Dr. jur. Walter Schmidt in Dresden, Dr. jur. Kiefer in Ludwigshafen und Dr. jur. Friebe in Oppeln infolge ihrer Ernennung zum Regierungsrat im Reichsverkehrsministerium.

**Bayern.** Der mit dem Titel und Rang eines Oberregierungsbaurates ausgestattete Oberbauamtmann und Vorstand des Neubauamts Nürnberg für den Ausbau der Großschiffahrtstraße Rhein—Main—Donau Friedrich Arnold ist in gleicher Diensteseigenschaft in etatmäßiger Weise an die Regierung der Pfalz mit dem Dienstsitz in Speyer berufen worden.

In etatmäßiger Weise sind in gleicher Diensteseigenschaft berufen worden: der mit dem Titel und Rang eines Oberbauamtmannes ausgestattete Bauamtmann des Straßen- und Flußbauamts Regensburg Karl Bösenacker an das Straßen- und Flußbauamt Simbach und der Bauamtmann des Straßen- und Flußbauamts Simbach Adolf Bullmann an das Straßen- und Flußbauamt Regensburg.

**Preußen.** Versetzt: die Regierungs- und Bauräte bzw. Regierungsbauräte (W.) Gramberg I vom Neubauamt für Brückenbauten in Schwedt a. d. Oder an die Verwaltung der Märkischen Wasserstraßen in Potsdam, Heinrich Witte von Haltern nach Koblenz unter Übertragung der Verwaltung des Wasserbauamts I daselbst, Le Blanc von Schwedt a. d. Oder an die Rheinrostbauverwaltung in Koblenz; die Regierungsbaumeister (W.) Waldemar Mügge von Morsum auf Sylt nach Rodenäs, Hirsch vom Wasserbauamt in Verden a. d. Aller an die Elbstrombauverwaltung in Magdeburg.

Übertragen wurde dem Regierungsbaurat (W.) Dr.-Ing. Freund in Schwedt a. d. Oder die Verwaltung des Neubauamts für Brückenbauten daselbst.

Unter Wiederaufnahme in den Staatsdienst überwiesen wurden: die Regierungsbaumeister (W.) Knieß dem Vorarbeitenamt in Verden a. d. Aller, Steckhahn dem Wasserbauamt in Verden a. d. Aller.

Die Staatsprüfung hat bestanden: der Regierungsbauführer Heinz Kroseberg (Eisenbahn- und Straßenbau).

**INHALT:** Bau einer elektrischen Hubbrücke über den Hunte-Ems-Kanal innerhalb der Stadt Oldenburg. — Die neuen Flugzeughallen A und B in Hamburg-Fuhlsbüttel. — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Vom Dammbau Festland—Sylt. — Tagung für Photogrammetrie. — III. Hauptversammlung der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau. — Geschweißte Eisenbauten. — Gründung neuer Kolanlagen auf zylindrischen Eisenbeton-Brunnen. — Vorläufige Leitsätze des Reichsausschusses für Normung und Prüfung von Straßenbaustoffen. — Ein Bauingenieur in einer Lokomotivfabrik. — Patentschau. — Personalnachrichten.

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