DIE BAUTECHNIK

13. Jahrgang BERLIN, 14. Juni 1935 Heft 25

Alle Rechte vorbehalten.

Der Umbau der Weserbrücken bei Gr.-Hutbergen (Kr. Verden).

Von Regierungsbaurat Rütjerodt, Hannover.

Der Allerübergang bei Verden, über dessen Umbau in Bautechn. 1933, Heft 4, S. 53, berichtet wurde, findet seine Fortsetzung nach Westen in den Weserbrücken bei Hutbergen. Diese Brücken liegen etwa 5 km von Verden entfernt; sie sind als Ersatz einer Fähre in den Jahren 1884 und 1885 erbaut worden.

Das Überschwemmungsgebiet der Weser ist bei Hutbergen zwischen den Deichen 1,3 km breit (Abb. 1). Nur die Weser und eine am linken

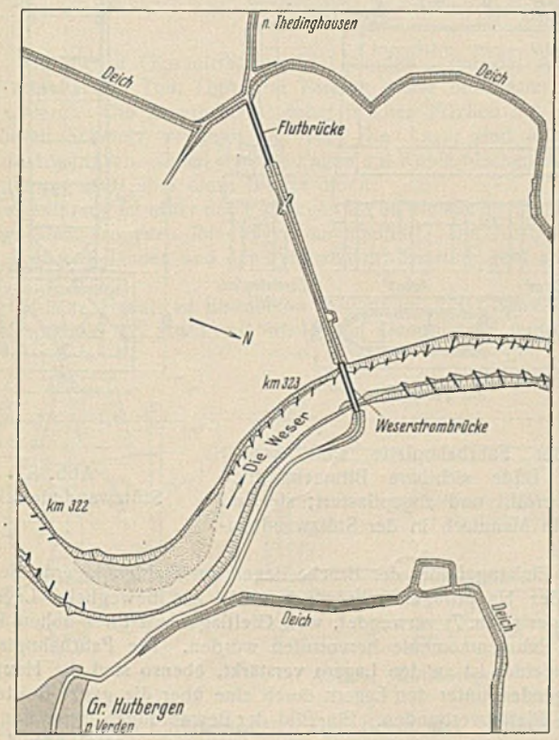


Abb. 1. Lageplan.

Deich entlanglaufende, teilweise durch Abgrabungen vertiefte Flutrinne sind überbrückt; dagegen liegen die Verbindungsstraße zwischen diesen beiden Brücken und die Zufahrtstraße an dem rechten Weserufer in Geländehöhe und werden an durchschnittlich etwa acht Tagen im Jahre überschwemmt. Beim Umbau der Brücken sind die Straßenstrecken und Rampen unverändert geblieben.

I. Der Neubau der Flutbrücke.

Die alte Flutbrücke war eine hölzerne Jochbrücke mit fünf unter der Fahrbahn liegenden verdübelten Hauptbalken; sie hatte 17 Öffnungen von 10,15 bis 10,65 m Stützweite. Das Tragwerk der Brücke war im Jahre 1904 erneuert worden; die eichenen Jochpfähle stammten dagegen noch aus dem Jahre 1884. Die Brücke war daher vollkommen baufällig und mußte durch einen völligen Neubau ersetzt werden. Dieser ist für die Lastenklasse I bemessen.

Da die Rampenhöhe nicht geändert werden konnte, war die für den Neubau verfügbare Bauhöhe knapp. Die Bauzeit war auf die sechs Sommermonate beschränkt, weil der Straßenverkehr während des Umbaues über einen in Geländehöhe (NN + 11,7 bis 12,0 m) angelegten Notweg umgeleitet werden mußte, der bei Hochwasser unbenutzbar geworden wäre.

Der Untergrund an der Baustelle ist aus dem in Abb. 2 gegebenen Längenschnitt zu ersehen. Im Bereich der linken Brückenhälfte stehen Schlickschichten an, die eine Pfahlgründung notwendig machten. Die Pfeiler und das Widerlager der rechten Brückenhälfte hätten auf dem Kiesuntergrunde flach gegründet werden können; ihre Fundamente hätten dann aber mit Spundwänden eingefaßt werden müssen. Bei auf Pfählen stehenden Pfeilern war eine solche Sicherung durch Spundwände nicht nötig, da das Hochwasser unter der Flutbrücke keine kolkbildende Geschwindigkeit erreicht. Der Grundwasserstand an der Brücke steht selbst im Sommer häufig über, günstigstenfalls nur dicht unter dem hier seinerzeit auf NN + 10,0 m abgegrabenen Gelände. Bei tieferen Baugruben wäre daher die Wasserhaltung teuer geworden. Es war hiernach billiger, auch die Pfeiler der rechten Brückenhälfte auf Pfähle zu setzen.

Vom Bauamt wurden in öffentlicher Ausschreibung Angebote für zwei verschiedene Bauarten eingeholt, die in Abb. 2 u. 3 dargestellt sind.

Der erste Entwurf, der unverändert zur Ausführung gekommen ist, sah 15 Öffnungen mit Überbauten aus Eisenbeton vor, von denen jeder zweite Überbau mit den am Fuß gelenkig gelagerten Stützwänden zu Rahmen verbunden ist. Er wird weiter unten beschrieben.

Der zweite Entwurf hatte neun Öffnungen mit Stahlüberbauten, die über je drei Öffnungen durchliefen. Seine Pfeiler und Widerlager sollten ebenfalls auf Eisenbetonpfählen stehen. Die Überbauten enthielten ohne Geländer 350 t Stahlkonstruktion. An Beton- und Eisenbetonbaustoffen erforderte der zweite Entwurf rd. 40 000 RM (ohne die örtlichen Baustofftransporte) weniger als der Entwurf 1; die Ausschreibungen ergaben aber, daß die Gesamtkosten des zweiten Entwurfes die des ersten weit überstiegen.

Die Ausführung nach dem Entwurf 1 ist an die Bauunternehmung Habermann & Guckes-Liebold AG in Berlin vergeben worden. Mit der Einrichtung der Baustelle wurde am 14. März 1932, mit dem Abbruch der alten Holzbrücke am 2. Mai 1932 begonnen. Die neue Brücke ist pünktlich am 1. November 1932 dem Verkehr übergeben worden. Der gesamte Eisenbetonbau war schon am 7. September 1932 vollendet.

Die Pfähle sind mit Schmelzzement und Splittzusatz, der Eisenbeton mit hochwertigem Eisenportlandzement hergestellt. Lehrgerüste und Schalungen sind für acht Brückenfelder vorgehalten worden. Die Schalungen sind also durchschnittlich nur zweimal verwendet worden. Ausgeschalt wurde frühestens nach einer Woche. Beim Ausrüsten der Rahmenfelder, wobei die Senkungen in Mitte dieser Felder durchweg unter 1 mm blieben, waren die benachbarten Einhängefelder mindestens 3 Tage alt.

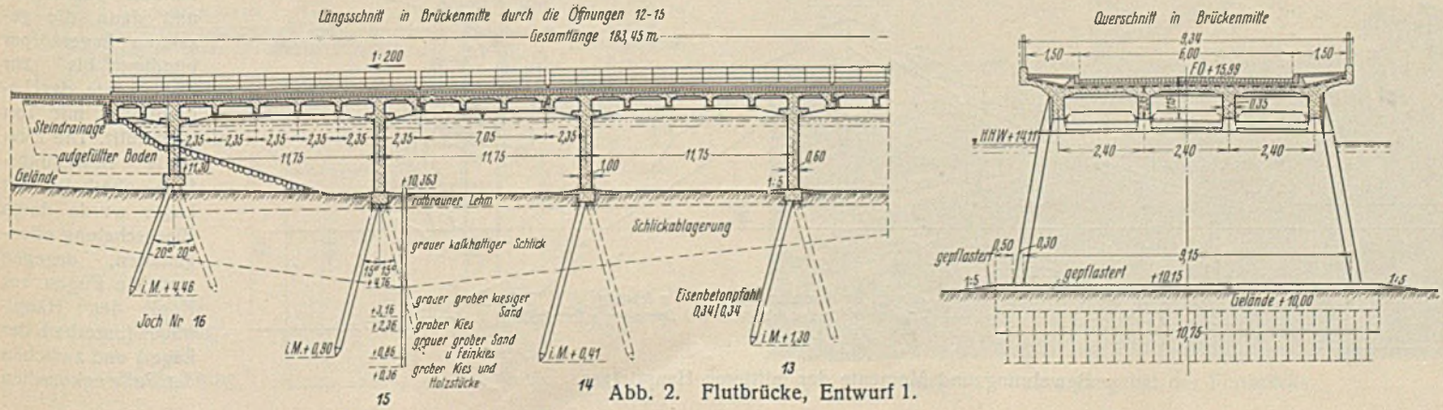


Abb. 2. Flutbrücke, Entwurf 1.

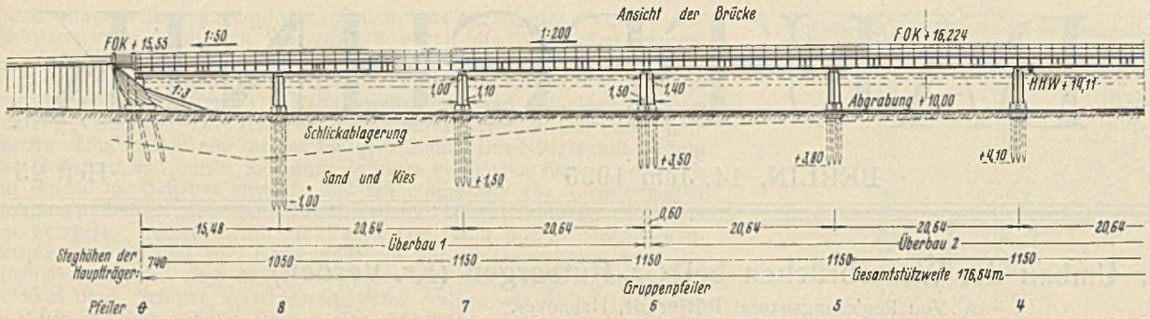


Abb. 3. Flutbrücke, Entwurf 2.

Die 34/34 cm dicken, 6,1 bis 12,1 m langen Eisenbetonpfähle sind im Mindestalter von 3 Tagen gerammt worden; ihre Würfelfestigkeit betrug hierbei 400 bis 550, i. M. aller Proben 475 kg/cm². Sie zogen bei den letzten zehn Schlägen 30 bis 110 mm bei 1 m mittlerer Fallhöhe. Abgesehen von leichten Absplitterungen am Pfahlkopf sind keinerlei Beschädigungen der Pfähle beim Rammen vorgekommen.

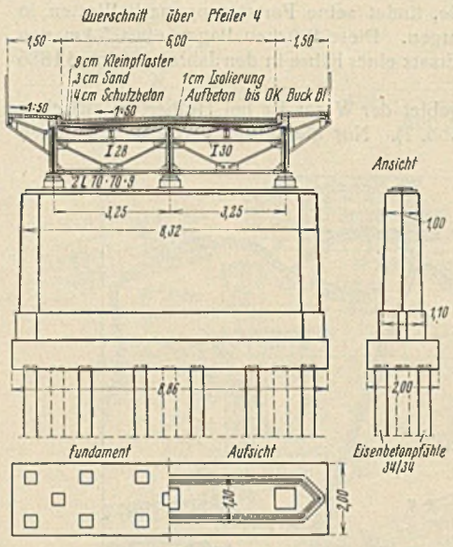
Die Belastung der Pfähle weicht infolge des Rahmenschubes, bei den Endöffnungen auch infolge des Erddruckes der Hinterfüllung, aus dem Lot ab (bis zu 3° 4′ nach innen und 4° 21′ nach außen bei den mittleren zwölf Jochen, bis zu 6° 58′ und 7° 50′ bei den Jochen 1 und 16). Die Pfähle sind deswegen abwechselnd nach rechts und links um 15° bei den Jochen 2 bis 15, um 20° bei den Jochen 1 und 16 schräg gerammt. Die höchste Belastung eines Pfahles beträgt 30,4 t.

Die Pfähle jedes Joches sind am Kopf durch eine Eisenbetonschwelle verbunden. Auf dieser ist ein 15 cm breiter, 1,2 cm dicker Hartbleistreifen verlegt, der das Fußgelenk der Stützwand bildet (vgl. Abb. 5).

Die Fahrbahnplatte der Überbauten ist mit 12-mm-Eisen kreuzweise bewehrt; sie hat Feldweiten von 2,35 · 2,40 m und ist 18 cm dick. Die vier Hauptträger der Brücke haben im mittleren Bereich der Felder eine Breite von 35 cm, in den Vouten nimmt diese Breite bis auf 47 cm an den Stützen zu. Die beiden mittleren Träger der Rahmen- und der Einhängefelder sind in den Feldmitten mit 10 ⌀ 28 mm bewehrt, die in zwei Lagen angeordnet sind. Die beiden äußeren Hauptträger sind schwächer beansprucht; sie haben in der Mitte der Rahmen 8, in der Mitte der Einhängefelder 7 ⌀ 28 mm. Die Bewehrung des mittleren Hauptträgers ist in Abb. 4 mit dem zugehörigen Momentendeckungsplan angegeben. Aus diesem ist auch die Einwirkung des Rahmenschubes auf die Hauptträgermomente zu ersehen.

Einen Querschnitt der Stützwand zeigt Abb. 5. Um die Beanspruchung aus dem Einspannungsmoment der Hauptträger gleichmäßig über die ganze Wandlänge zu verteilen, ist die Wand in Höhe der Hauptträgerunterkante durch eine waagerechte, bewehrte Platte verstärkt.

An den Brückenenden ist die Fahrbahnplatte über die letzte Stützwand hinaus verlängert (Abb. 6). Die Fußwegrandträger sind hier mit Schürzen versehen, die in die Böschungen einbinden. Die Hohlräume



Zu Abb. 3.

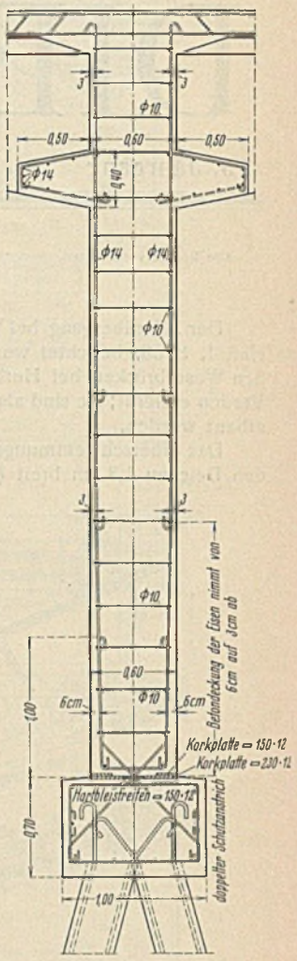


Abb. 5. Stützwandquerschnitt.

unter der Fahrbahnplatte sind, soweit der im Bilde sichtbare Bitumenanstrich reicht, verfüllt und abgepflastert; sie sind durch ein Mannloch in der Stützwand zugänglich.

Die Einhängefelder der Brücke liegen auf Stahlgußlagern, die in der Flucht der Hauptträger angeordnet sind. Als bewegliche Lager sind Rollenlager (Abb. 7) verwendet, weil Gleitlager mit ihrer hohen Reibung größere Rahmenmomente hervorrufen würden. Die Fahrbahnplatte der Einhängefelder ist an den Lagern verstärkt, ebenso sind die Hauptträger der Kragenden unter den Lagern durch eine über die ganze Breite durchgehende Platte verbunden. Ein Bild der Bewehrungen unter den Lagern zeigt Abb. 8.

Zur Erleichterung des Einbauens waren die Einzelteile jedes Lagers durch Spannschrauben zusammengehalten. Beim Einsetzen wurden zunächst die Laufflächen sorgfältig mit flüssig gemachtem Paraffin verstrichen und dann die gesamten Lagerkörper bündig bis zur Außenkante der Lagerplatten mit Ton ausgefüllt. Die 2 cm weite Bewegungsfuge oberhalb der Lager wurde durch Blechschalung offengehalten, dagegen sind die Fugen vor Kopf der Hauptträger (unterhalb der Lager) und zwischen den Fußwegkonsolen

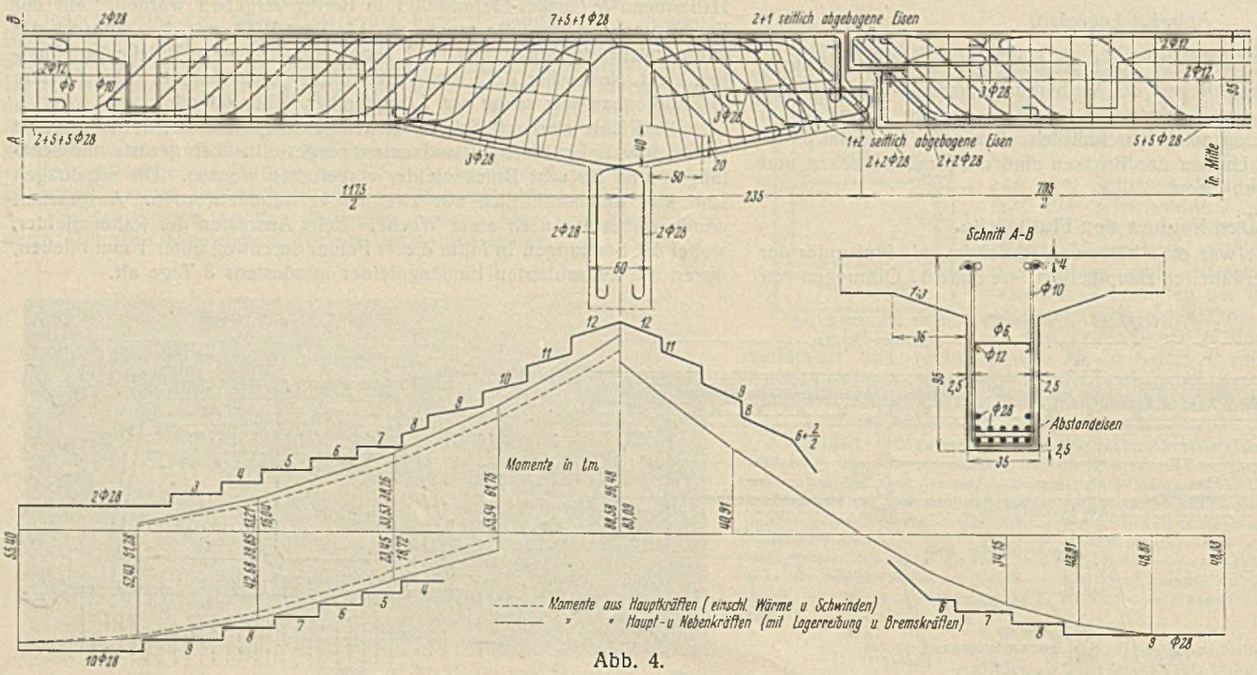


Abb. 4.
Bewehrung und Momente der mittleren Hauptträger.

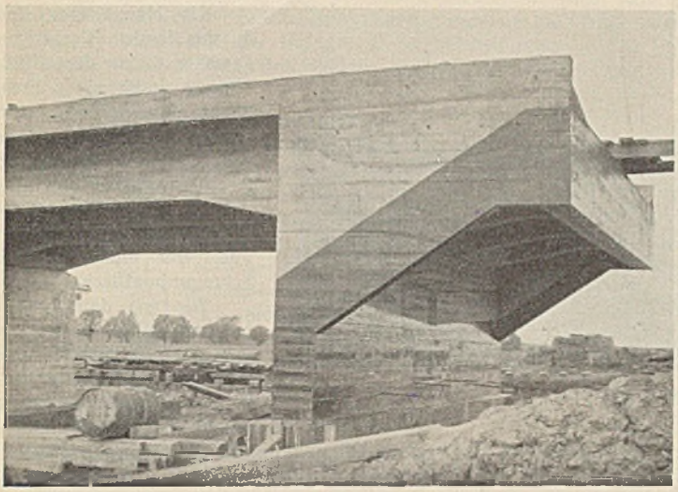


Abb. 6. Widerlager.

durch 2 cm dicken Gipsauftrag gebildet worden. Bei der Ausrüstung sind Blechschalung, Ton, Gips und Paraffin sowie die Spannanker der Lager entfernt. Die Lagerfuge ist daher in allen Flächen frei und kann nicht durch Schmutz verstopft werden. Die Lager sind allseitig für Anstriche zugänglich. Oben sind die Fugen mit Kupferblechen abgedeckt. Die Isolierung läuft über diese Bleche durch.

Die Isolierung ist unter den Fußwegen bis an die aus architektonischen Gründen hochgezogenen Randträger durchgeführt. Die Ausbildung der Fußwege, der Geländer und der Fahrbahnentwässerung geht aus Abb. 9 hervor.

Die Brücke enthält an Eisenbeton 1330 m³ mit 150 t Bewehrung und an Rammpfählen 222 Stück mit rd. 1650 m Gesamtlänge (einschließlich

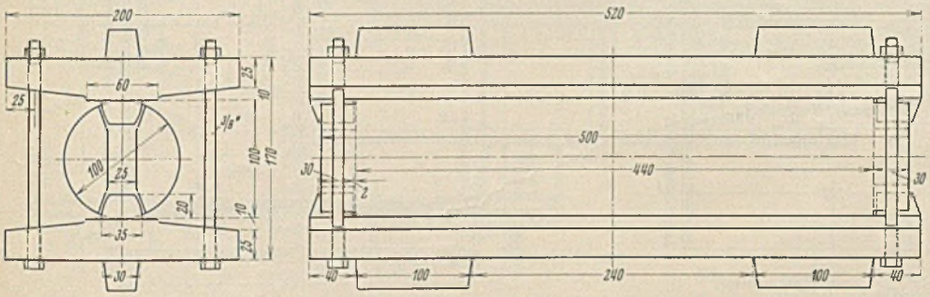


Abb. 7. Rollenlager.

Kappenden) und 30 t Bewehrung. Der Beton der Stützwände und Überbauten wurde mit 350 kg Zement/m³ in weicher Mischung (nicht als Gußbeton) hergestellt, in Geländehöhe zugefahren und durch einen Aufzug mit Füllrumpf, Förderband und kurzer Schüttrinne eingebracht. Die Probewürfel aus dem Bauwerkbeton ergaben im Alter von 28 Tagen 204 bis 302, im Mittel aller Proben 241 kg/cm² Druckfestigkeit. Abb. 10 zeigt den Bauvorgang.

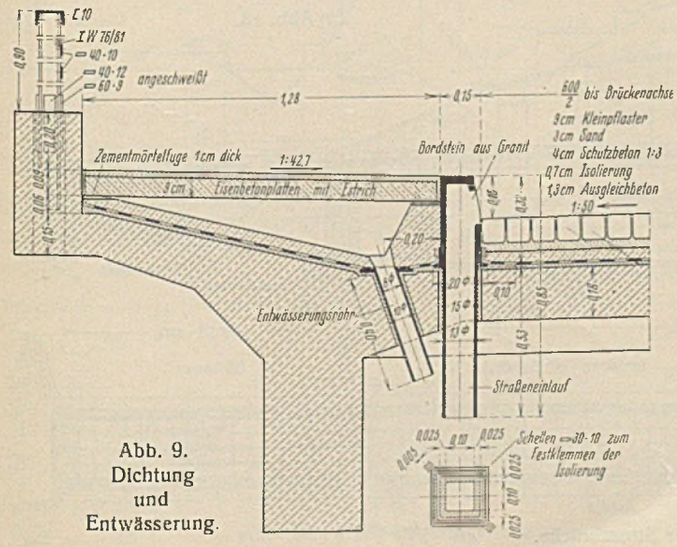


Abb. 9. Dichtung und Entwässerung.

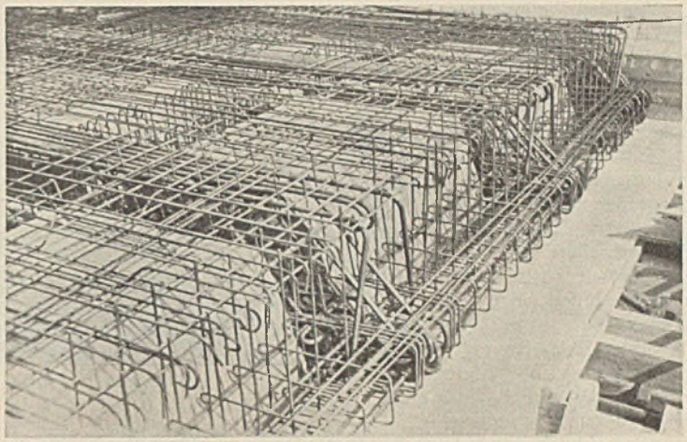


Abb. 8. Bewehrung am Gerberlager.

Die Kosten der Brücke belaufen sich einschließlich Bauleitung, aber ohne Herstellung und Beseitigung des Notweges auf rd. 190 000 RM. Die fertige Flutbrücke ist in Abb. 11 teilweise wiedergegeben.

II. Der Umbau der Strombrücke.

Die alte Strombrücke hatte als Hauptträger für die Seitenöffnungen einwandige Halbparabelfachwerke von 28,56 m, für die Mittelöffnung zweiwandige Halbparabel-Doppelfachwerke von 78,8 m Stützweite. Die nur 4,2 m breite, mit Bohlen belegte Fahrbahn und zwei 1 m breite Fußwege lagen innerhalb der Hauptträger.

Die Seitenöffnungen wiesen konstruktive Mängel auf und mußten unbedingt ausgewechselt werden. Die Mittelöffnung hätte durch Einziehen eines waagerechten dritten Gurtes unter Beseitigung der alten schlaffen Diagonalen in einen Stabbogen mit Fachwerk-Versteifungsträger umgebaut werden können; hierbei hätte die Fahrbahn aber wieder mit Bohlen belegt werden müssen und höchstens 5,2 m Breite erhalten. Der Entwurf für einen solchen Umbau war im Vergleich zur Gesamtauswechselung aller Überbauten unwirtschaftlich.

Die alten Pfeiler und Widerlager waren gut erhalten. Zur Untersuchung der Pfeilerfundamente, die seinerzeit aus Schüttbeton unter Wasser hergestellt waren, wurde ein mit eisernen Spundwänden eingefaßtes Schürfloch vor dem linken Pfeiler abgeteuft. Es ergab sich hierbei, daß dieser Beton nur sehr ungenügende Dichtigkeit und Festigkeit hatte.

Zur Sicherung der Pfeiler wurde eine eiserne Spundwand (Larssen III) in rd. 1 m Abstand um die Fundamente gerammt (Abb. 12). In dem so geschaffenen Zwischenraum wurde ein Eisenbetongürtel eingebaut, den noch zwei durch das Fundament hindurchgreifende Verankerungen verstärken. Die alten Holzspundbohlen sind bis zur Unterfläche des Eisenbetons entfernt (vgl. auch Abb. 13).

Die Eisenbetongürtel enthalten an beiden Pfeilern die gleiche Anzahl von Bewehrungseisen. Sie haben lediglich die Aufgabe, die Fundamente zusammenzuhalten, brauchen aber an der Übertragung der Pfeilerlast auf den Baugrund nicht teilzunehmen.

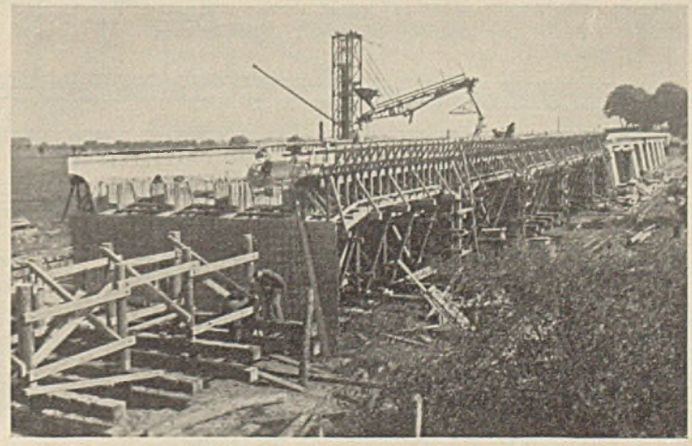


Abb. 10. Bauvorgang bei der Flutbrücke.

Von den Pfeilerköpfen wurden die alten Werksteinbekrönungen und die alten Auflagerquader entfernt und durch Eisenbetonauflagerbänke ersetzt. Die Oberteile der Widerlager wurden ebenfalls in Eisenbeton erneuert; hierbei sind die Auflagerbänke wesentlich verbreitert und die Lager soweit nach hinten gerückt worden, daß die Bodendrücke trotz der schwereren Belastung nicht erhöht wurden. Außerdem wurde an den Widerlagern das Backsteinmauerwerk des stehengebliebenen unteren Teiles der Böschungsflügel durch eine vorgesetzte 20 cm dicke, bewehrte Betonschürze verdeckt.

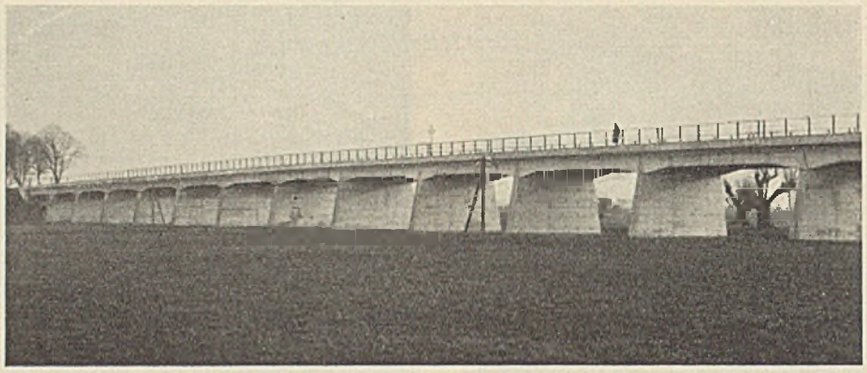


Abb. 11. Teilansicht der Flutbrücke.

Eine Übersicht des neuen Überbaues zeigt die Abb. 13. Da die Pfeiler und Widerlager auf gleichmäßigem, festgelagertem Untergrunde stehen (Sand- und Kiesschichten) und sich nicht mehr nennenswert setzen können, hat die Brücke jetzt durchlaufende Hauptträger erhalten.

Ihre Fahrbahn schließt an die Rampen mit unveränderter Höhe an. Die Brückenunterkante ist an den Widerlagern um das Mehr an Bauhöhe tiefer gelegt, an den Pfeilern ist dagegen ungefähr die frühere Lichthöhe beibehalten. Die neue Brücke weist daher jetzt in den Seitenöffnungen ein Längsgefälle 1:50 auf, während die alte Brücke durchweg waagerecht lag.

Als Hauptträger sind durchlaufende Blechträger gewählt, die in der Mittelöffnung durch einen Stabbogen verstärkt sind. Die Blechträger haben auf die ganze Brückenlänge die gleichbleibende Steghöhe von 2,35 m und liegen mit ihrer Oberkante rd. 0,80 m über der Fußweg- und Schrammbordfläche.

Wie aus dem Querschnitt (Abb. 14) hervorgeht, hat die Brücke eine 6 m breite gepflasterte Fahrbahn und zwei ausgekragte 1,5 m breite, mit Eisenbetonplatten belegte Fußwege erhalten. Sie ist für die Lastenklasse I der DIN 1073 (Ausgabe September 1931) berechnet.

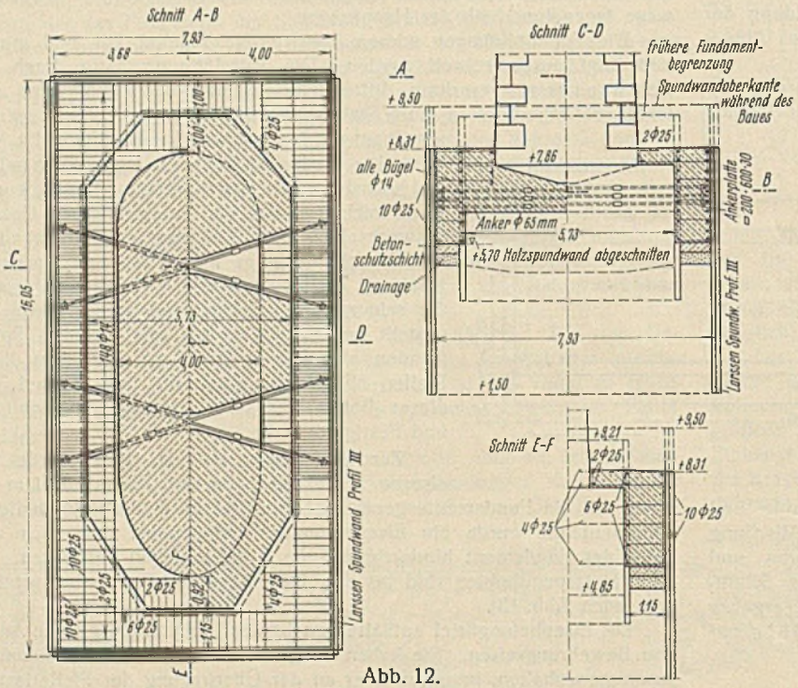
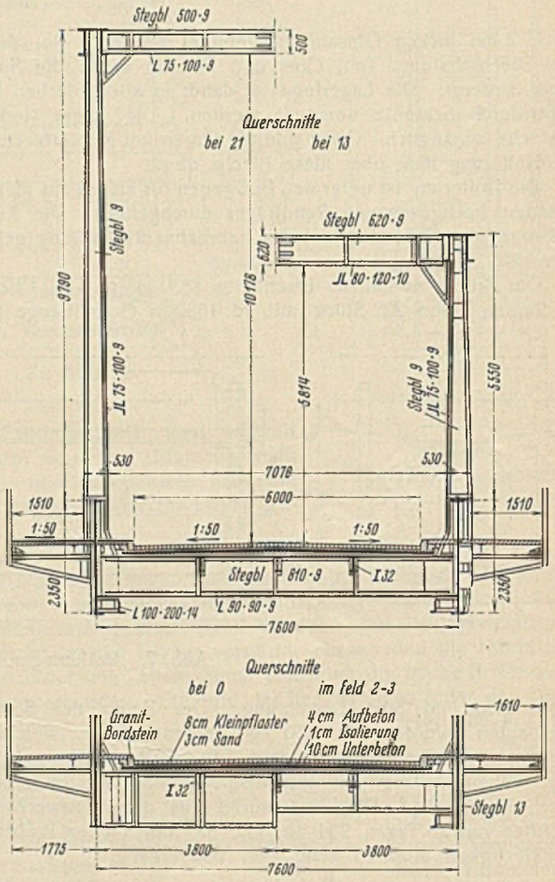


Abb. 12. Pfeilersicherung.



Zu Abb. 13.

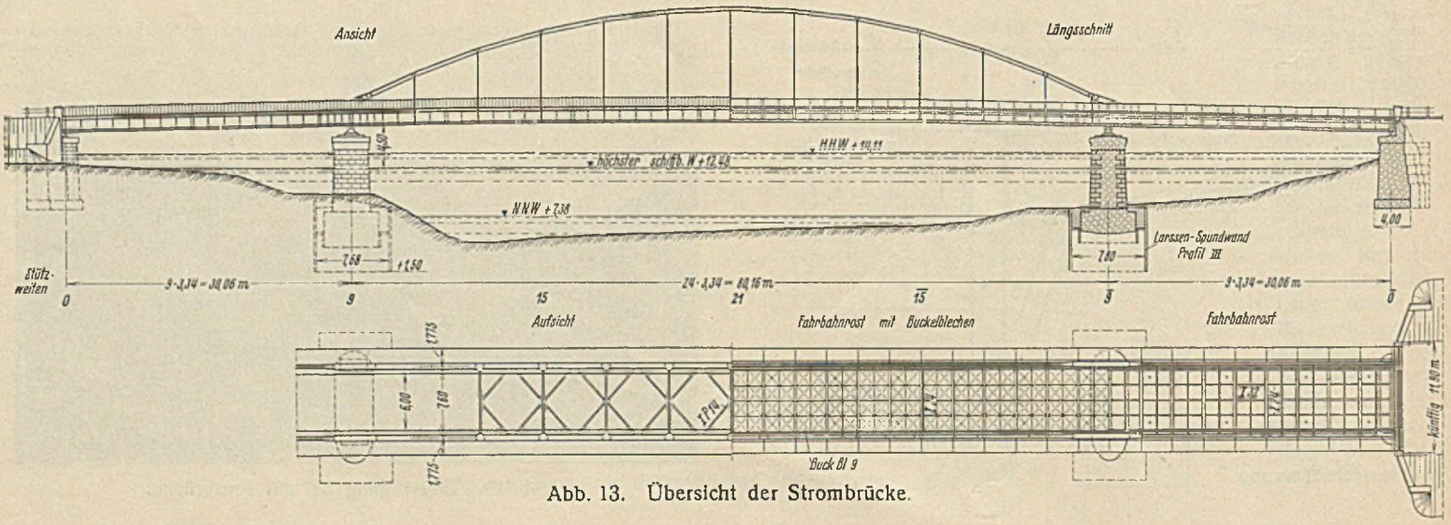


Abb. 13. Übersicht der Strombrücke.

Die Hauptträger der Brücke sind — mit Ausnahme der Hängestangen und des größten Teiles der Blechträger-Stegaussteifungen — aus St 52 hergestellt. Die übrigen Brückenteile bestehen aus St 37. Der neue Überbau enthält:

280,2 t Hauptträger (einschließlich der Bogen und der Pfosten, der Aussteifungs- und Anschlußwinkel und der Laufschienen des Besichtigungswagens),
48,6 t Walzträger I 32, I 24, I 16 und ⊏ 12 als Längs- und Zwischenquerträger,
82,6 t Querträger und Fußwegkonsolen,
23,0 t Fahrbahn- und Fußwegrandträger,
12,7 t Windverband,
63,3 t Buckelbleche von 9 mm Dicke,
16,8 t Geländer,
10,2 t Stahlguß und Schmiedestahl für Lager und
6,6 t Fahrbahnauszüge

zusammen 544,0 t mit 7200 m² Anstrichfläche.

Die Brücke hat in den Seitenöffnungen und in der Mittelöffnung gleiche Feldweiten von 3,34 m erhalten. Die Zwischenquerträger, die diese Felder unterteilen, sind an ihren Enden unmittelbar an die Hauptträger angeschlossen. Die Fahrbahnrandträger haben daher nur die halbe Feldweite zur Stützweite. Die Längsträger sind an den Knoten 15 und 15′ unterbrochen. Die Bewegungen an diesen Unterbrechungen bleiben in engen Grenzen, da der Fahrbahnrost nahezu in Höhe der Spannungs-Nullinie des Versteifungsträgers liegt. Der Fahrbahnbeton und die Isolierung laufen deswegen hier ohne besondere Dehnungsvorrichtungen durch.

Die Fahrbahntafel bildet den unteren Windverband der Brücke. Um die Fahrbahnrandträger an der Stelle der größten Windgurtkräfte, d. h. an den Knoten 9, zu entlasten, sind sie in den Knoten 8 und 10 durch waagerechte, in Höhe der Querträgeroberkante liegende Knotenbleche mit dem Hauptträgersteg verbunden. Ähnliche Bleche finden sich in den Punkten 15 an den Enden des mittleren Brückenabschnitts. Alle diese Bleche sind erst nach der Ausrüstung mit dem Hauptträger vernietet.

Bei der Isolierung ist besonderer Wert auf den dichten Anschluß an die Fahrbahnrandträger und die Entwässerungen gelegt. Die Isolierung ist hier durch Klemmleisten wasserdicht angedrückt.

Die Hauptträger haben 13 mm dicke Stege und Gurtwinkel 140 · 140 · 13 mm. Die Anzahl und die Abmessungen der Kopfplatten sind aus dem Momentenplan (Abb. 15) zu ersehen.

Der Stabbogen ist der besseren Knicksicherheit wegen zweiwandig ausgebildet. Seine Knotenpunkte liegen auf einer Parabel von 10 m Pfeilhöhe. Die größte Stabkraft beträgt im Knoten IX 531 t. Der Anschluß des Bogens an den Versteifungsträger ist in Abb. 16 dargestellt. Um schlecht zugängliche Hohlräume im Anschlußknoten zu vermeiden, sind die Wandungen des Bogens vor Erreichen des Blechträgers ausgeschnitten und durch einen mittleren Steg ersetzt. Die obere Gurtplatte des Bogens ist in schwacher Krümmung auf den Blechträger geführt. Dieser Anschluß sichert gute seitliche Steifigkeit; er nimmt aber an der Übertragung der Bogendruckkraft nicht teil, vielmehr führt er in den Knoten einen Teil der Zugspannungen ein, unter denen der Obergurt des durchlaufenden Blechträgers über dem Mittelpfeiler steht. Der Bogenanschluß ist deswegen so bemessen, daß allein die rechts der Auflagermitte liegenden Strecken der mittleren Knotenbleche und die 600 mm breite, geschlitzte untere Bogenlasche die Bogendruckkraft, vermehrt um die von links einwandernden Biegungsspannungen, auf den Blechträger übertragen.

Der Bogenanschluß durfte bei der Montage nicht über die Blechträgeroberkante ragen, damit er die Durchfahrt des Montagekrans auf dem Blechträger nicht störte. Er ist bei der Montage des Bogens eingeschoben (Abb. 17 u. 18).

Die oberen Kopfplatten des Blechträgers sind am Bogenanschluß auf die Breite der oberen Bogenkopfplatte, d. h. auf 600 mm verbreitert und durch Konsolen gegen die lotrechte Teilkraft des Bogens abgesteift. Diese Konsolen reichen des besseren Aussehens wegen in unverminderter Breite bis unter die Fußwege und Schrammborde; ihre am Steg anliegenden Winkel sind bis zur Hauptträgerunterkante durchgeführt und dienen zugleich als Aussteifung gegen den Druck von Hubpressen, die unter diesen Punkten bei Lagerausbesserungen angesetzt werden.

Die Hängestangen sind in Abständen von je zwei Feldlängen angeordnet. Sie sind unten verbreitert, so daß ihre Winkeleisen 75 · 100 · 9 über die Kanten der 370 mm breiten Blechträgerlamellen hinweg bis auf die Oberkanten der Querträger und Fußwegkonsolen hinuntergeführt werden konnten.

Der obere Windverband reicht über 53,44 m Brückenlänge. Er besitzt Schrägen aus I P 14 und Blechträgerriegel. In den Punkten XI und XI′ wird der Bogen durch Halbrahmen seitlich gestützt.

Der Besichtigungswagen läuft über die ganze Brückenlänge durch. Seine Laufräder und seine Antriebswelle haben Kugellager. Die Bühne des Wagens kann nach beiden Seiten 1,25 m weit über die Hauptträgermitte hinaus ausgeschoben werden.

Bei der Montage der Brücke ist links der Brückenmitte eine durch Leitwerke eingefaßte 28 m weite Durchfahrtöffnung freigehalten worden. Der Schiffsverkehr wurde durch Wahrschaudienst geregelt.

Zur Umleitung des Straßenverkehrs während der Bauarbeiten sind die alten Überbauten benutzt. Sie wurden am 5. Mai 1933 um 13 m stromab verschoben. Den Übergang nach den Rampen vermittelten kurze, von Rammpfählen gestützte Anschlußbrücken aus I-Trägern mit Bohlenbelag. Die Brückenlager waren schon an den vorhergehenden Tagen ausgebaut und

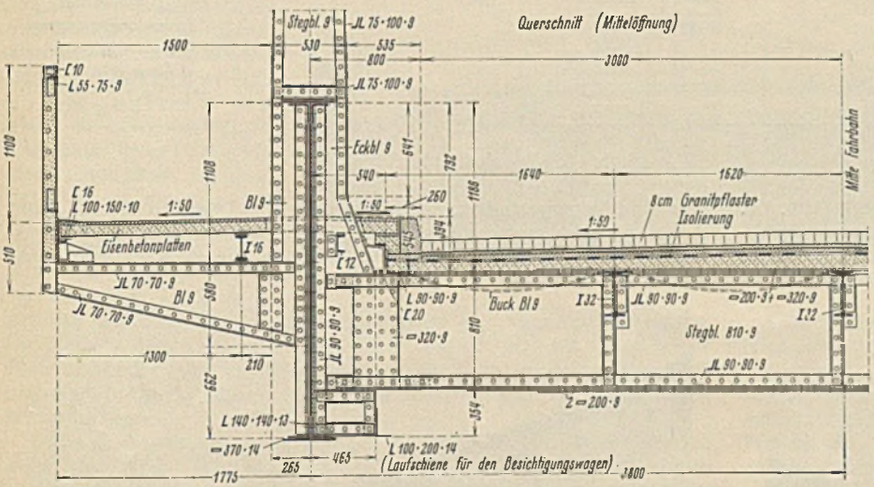


Abb. 14. Querschnitt der Mittelöffnung.

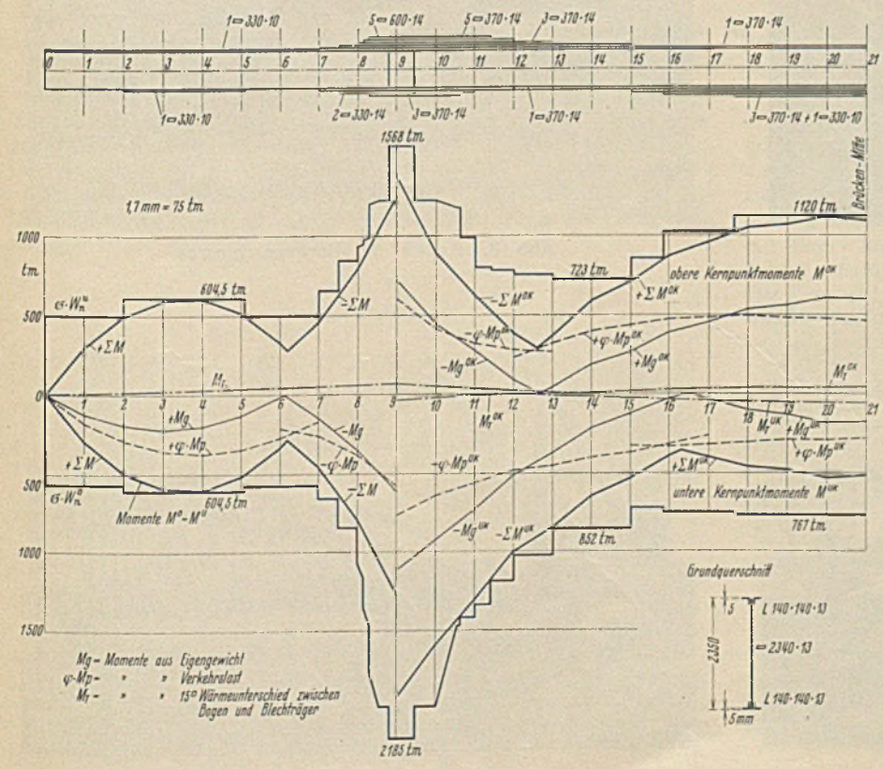


Abb. 15. Hauptträgermomente.

nach entsprechendem Anheben der Brücken durch die Verschubwagen ersetzt, so daß die Verkehrsperre für das Verschieben der Überbauten auf rd. vier Stunden beschränkt werden konnte. Zum Verschieben dienten Handwinden und Flaschenzüge. In der neuen Lage ruhten die Überbauten auf Pfahljochen; diese waren zur Verhütung seitlicher Schwankungen zug- und druckfest gegen die massiven Pfeiler abgestützt.

Für die Montage des neuen Überbaues sind Pfahljoche links der Montagestöße des Blechträgers bei den Punkten 4, 8, 12, 20', 16', 12' und 4' gerammt worden. Die neuen Widerlager- und Pfeilerköpfe waren bei Beginn der Montage fertig.

Die Bauteile (mit Gewichten bis zu 13 t) sind in drei Kahnladungen auf dem Wasserwege angeliefert. Zum Ausladen diente ein niedriger Mastenkran, der auf einem gerammten Gerüst am linken Weserufer aufgebaut war.

Der Kran für die Brückenmontage erhielt seine erste Stellung auf der linken Brückenrampe. Von hier aus wurde der erste Brückenabschnitt 0 bis 4 zusammengesetzt. Weiterhin rückte der Kran dem Montagefortschritt folgend auf dem Obergurt der Blechträger vor. Über der Schiffahrtöffnung wurden zunächst die Felder 12 bis 16 frei vorgebaut. Der Kran wurde dann bis etwa zum Querträger 14 vorgefahren und hat von dieser Stellung aus die Blechträger 16 bis 20' sowie die Fahrbahnfelder 16 bis 18 verlegt (Abb. 19). Solange die Blechträger 16 bis 20' nicht durch die Fahrbahntafel knicksicher ausgesteift waren, ist ihr Stoß bei 16 nur gegen lotrechte Querkraft, aber nicht biegungssteif verbunden worden. Die Träger 16 bis 20' hatten daher zunächst nur das Eigengewicht der Konstruktion 16 bis 20' zu tragen, blieben aber von Momenten frei, die der rd. 30 m langen, zu-

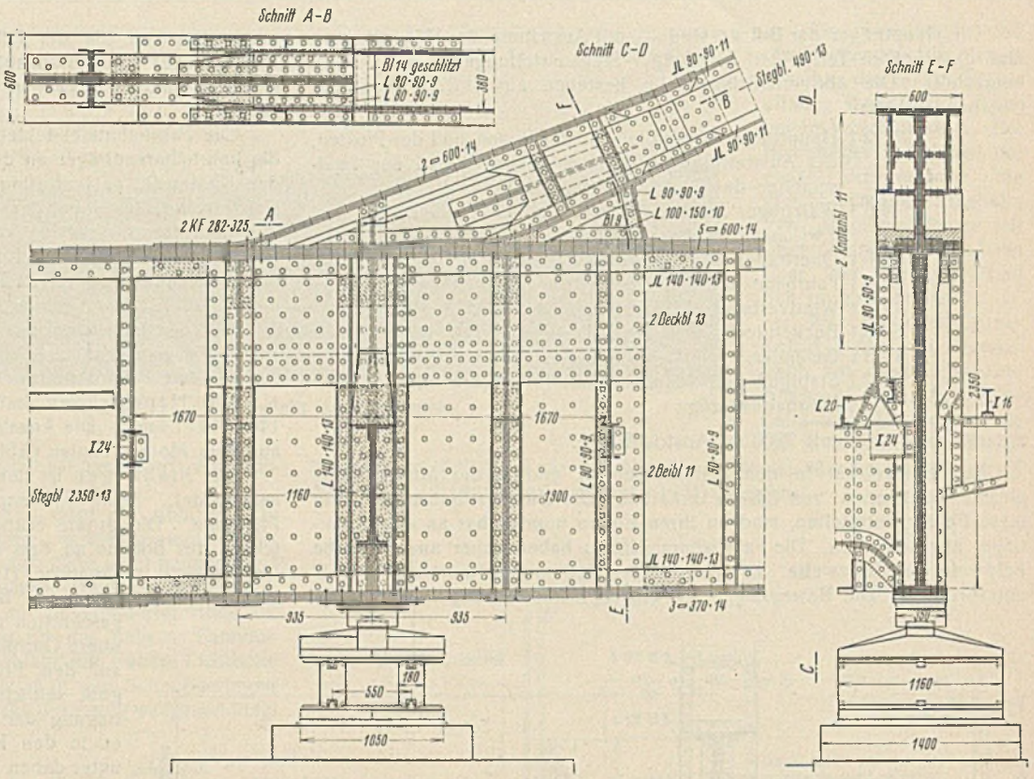


Abb. 16. Bogenanschluß.

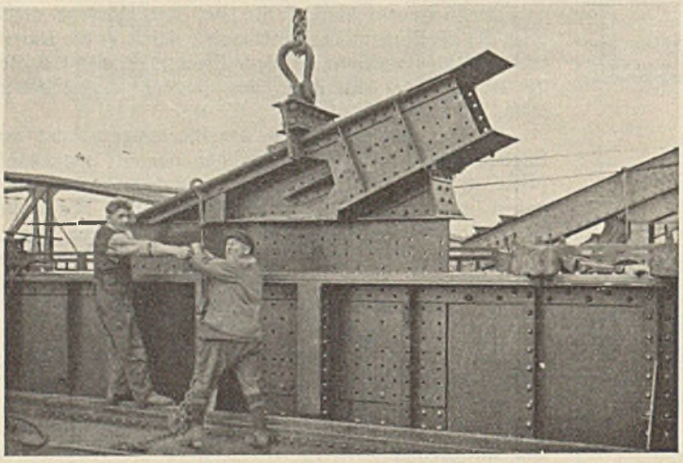


Abb. 17. Einsetzen des Bogenanschlusses.

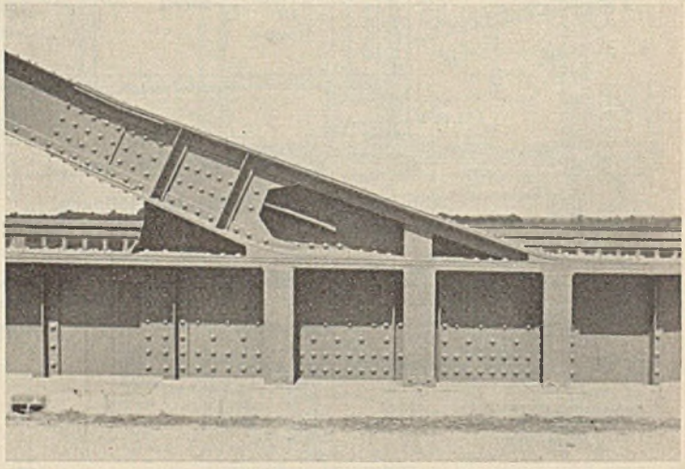


Abb 18. Ansicht des Bogenanschlusses.

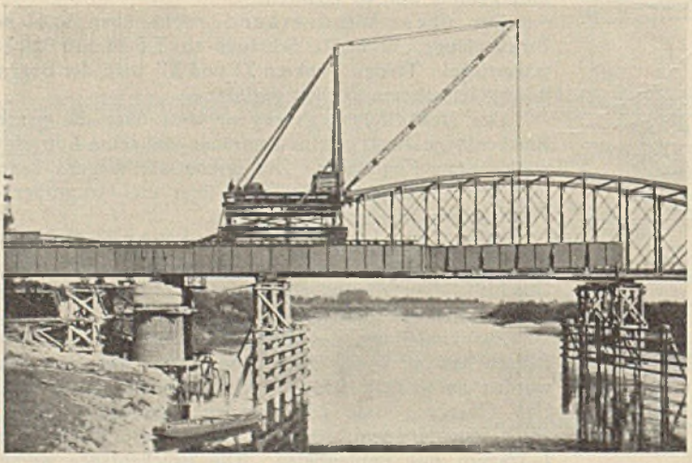


Abb. 19. Vorbau des Blechträgers.

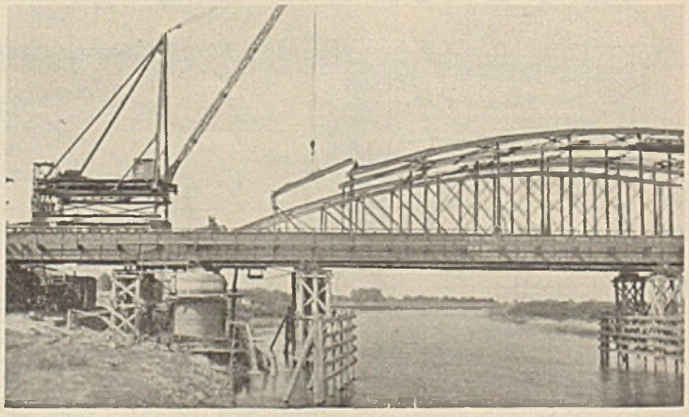


Abb. 20. Einbau des Bogens.

sätzlich vom Kran belasteten Gesamtspannweite vom Gerüstjoch 12 bis zum Joch 20' entsprochen hätten. Vor der Weiterfahrt des Krans über die Punkte 12 und 14 sind die Blechträgerstöße bei 8, 12 und 16 vernietet worden.

Nach Einbau des letzten Brückenfeldes 4' bis 0' ist der Kran über die Mittelöffnung zurückgefahren und hat während des Rückweges die Druckbogen und den oberen Windverband eingebaut (Abb. 20).

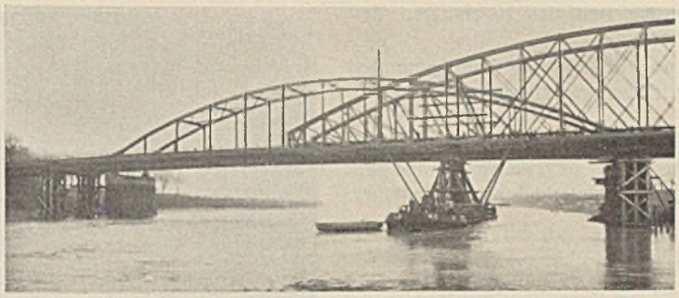


Abb. 21. Anschwimmen des alten Überbaues (stromauf gesehen).

Durch genaue Überwachung und Einregelung der Hauptträgerhöhen während der Montage wurde erreicht, daß die letzten Bogenstäbe ohne jeden Zwang paßten. Der Zusammenbau der Brückenkonstruktion wurde am 1. August 1933 begonnen und am 21. September beendet. Nachdem die letzten Stöße der Blechträger und der Druckbogen und die Querrahmen bei 13 vernietet waren, wurde die Brücke am 30. September ausgerüstet. Die weiteren Nietarbeiten und die Fertigstellung von Fahrbahn und Fußwegen erforderten rd. 8 Wochen, so daß die neue Brücke am 23. November 1933 dem Verkehr übergeben werden konnte.

Die Montagerüstungen einschließlich der Leitwerke wurden sofort nach dem Ausrüsten der Brücke beseitigt.

Den Abbruch der alten Brücke verzögerte der frühzeitig im Dezember einsetzende Frost, der eine geschlossene Eisdecke auf der Weser schuf. Entgegen dem ursprünglichen Bauprogramm konnten daher bis Ende des Jahres 1933 nur die Überbauten der beiden Seitenöffnungen abgebrochen werden. Bei diesem Abbruch wurde der rechte Überbau nur auf ein in seiner Mitte stehendes Joch abgestützt, während der linke in ganzer Länge auf dem Verschubgerüst auflag, das für den Ausbau des mittleren Überbaues errichtet war.

Die Mittelöffnung mußte während der Wintermonate von Rüstungen ganz frei bleiben. Der alte Überbau mußte deswegen vor dem Abbruch in seiner Längsrichtung auf das ebengenannte Gerüst am linken Weserufer geschoben werden. Da die Weser am rechten Ufer nur flach ist, konnte der zum Ausschwimmen nötige Prahm nicht weiter nach rechts als unter dem Knoten 6' angesetzt werden. Die Fahrwasserbreite reichte dann soweit aus, daß der (22 feldrige) Überbau um 13 Felder weit verschoben und mit seinem Knoten 9' auf das linke Hauptjoch abgesetzt werden konnte. Die Abstützung auf den Prahm lag also etwa im Viertelpunkte der Stützweite, die Abstützung auf das Joch war dagegen nur um zwei Felder von Brückenmitte entfernt. Der veränderten Auflagerung entsprechend mußten die Streben des alten Überbaues zum größten Teil ausgesteift und verstärkt werden. Das rechte Brückenende lief mit zweirädrigen, an die Stelle der Auflager gesetzten Wagen auf der Verschubbahn. Abb. 21 (stromauf gesehen) zeigt den alten Überbau beim Ausschwimmen. Die Verschiebung geschah durch Handwinden und erforderte 80 Minuten. Das überkragende Brückenende wurde dann feldweise mit Hilfe eines Auslegerkranes abgebrochen.

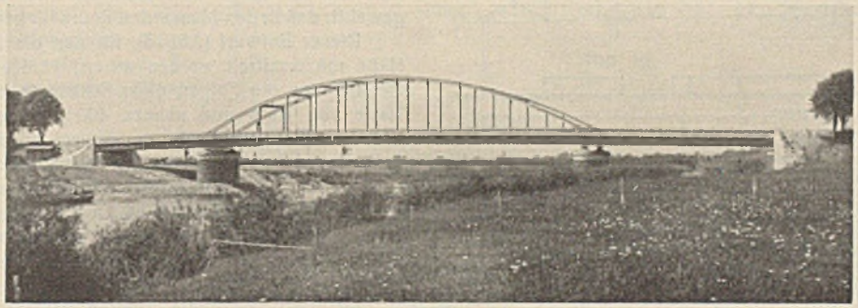


Abb. 22. Ansicht der Strombrücke.

Der gesamte Abbruch der alten Brücke dauerte bis Ende März 1934.

Der Umbau der Weserbrücke ist im Auftrage des Preuß. Ministers für Wirtschaft und Arbeit als Arbeitbeschaffungsmaßnahme durchgeführt. Der neue Überbau und der Abbruch der alten Brücke waren der Firma Louis Eilers, Hannover, alle übrigen Arbeiten der Bauunternehmung Habermann & Guckes-Liebold, Berlin, übertragen.

Der gesamte Umbau kostete (ohne Bauleitung) rd. 375 000 RM. Hiervon entfallen u. a. rd. 22 000 RM auf Herstellung und Abbruch der Notbrücke, 227 000 RM auf den neuen Überbau einschließlich der Anstriche, 16 000 RM auf den Abbruch der alten Überbauten, 51 000 RM auf die Fundamentsicherung der Pfeiler, 12 000 RM auf den Umbau der Pfeilerköpfe, 14 000 RM auf den Umbau der Widerlager und 25 000 RM auf die Fahrbahn- und Fußwegbefestigung.

Abb. 22 zeigt die fertige Brücke.

Alle Rechte vorbehalten.

Die neue Umladehalle in Chemnitz-Hilbersdorf.

Von techn. Reichsbahnoberinspektor Prager, Dresden.

Auf dem Verschiebebahnhof Chemnitz-Hilbersdorf fahren Güterzüge aus den verschiedensten Richtungen ein, die zum großen Teil Industriegebiete mit den verschiedensten Erzeugnissen bedienen. Der Stückgut-Umladeverkehr hat bis zum Jahre 1930 nicht selten bis nahe an 1200 t in 24 Stunden betragen. Er hat deshalb eine besondere Bedeutung. Die Leistung würde tageweise höher gewesen sein, wenn die verfügbaren Anlagen mehr ermöglicht hätten.

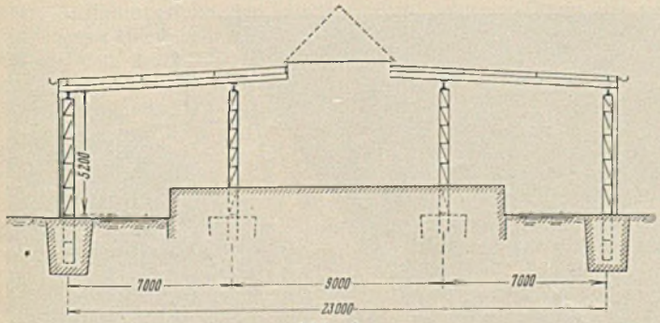


Abb. 1.

Die Stauung der Stückgüter war der Anlaß, in den großen Umbauplan der Chemnitzer Bahnhofsanlagen auch den Neubau einer zeitgemäßen Umladehalle mit aufzunehmen.

Die alten Anlagen bestanden aus einer Halle von 200 m Länge nach Abb. 1 und Ladebühnen von 100 m Länge nach Abb. 2.

Dem Entwurf der neuen Halle war der in Abb. 3 dargestellte Querschnitt durch die Ladebühnen und Gleise auf nahezu 400 m Länge zugrunde zu legen. Dazu war der Wunsch ausgesprochen, die Kosten für den Neubau sowie für die Unterhaltung der Anlagen möglichst niedrig zu halten.

Diese Bedingungen waren mit Holzbau nach dem Entwurf (Abb. 4) mit einem Binderabstand von etwa 7,5 m am besten zu erfüllen. Die Kosten hierfür waren roh zu 780 RM für 1 m Halle ermittelt worden. Der Entwurf befriedigte aber nicht. Vom betrieblichen Standpunkte aus wurden die Stützenreihen *B* und *C* beanstandet und vom bautechnischen

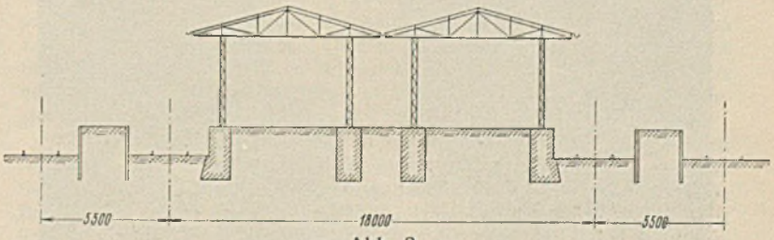


Abb. 2.

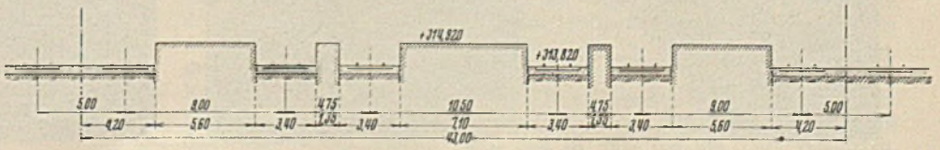


Abb. 3.

die Dachkehlen wegen ihrer Entwässerung und der zugehörigen Beschleusung unter den Bühnen und Gleisen.

Für die weiteren Entwurfsarbeiten war deshalb die Bedingung gestellt: Entwässerung nach außen unter einem gemeinsamen Satteldach ohne Zwischenstützen.

Holz als Baustoff schied bei diesem Entwurf aus. Offen war nur die Frage, wie die Anordnungen der Oberlichter am zweckmäßigsten sei. Da für Raupen-Oberlichter die Anlage- und die Unterhaltungskosten höher

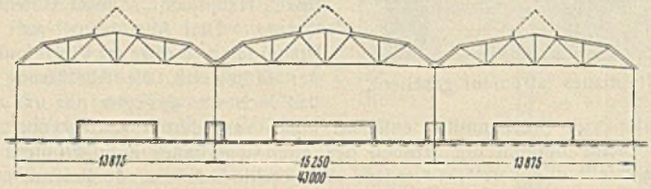


Abb. 4.

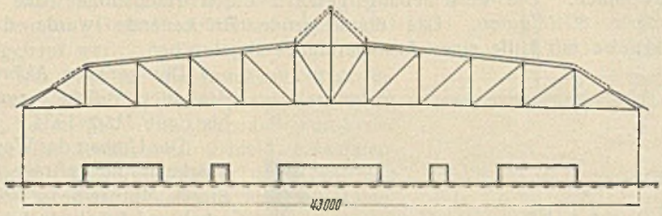


Abb. 5.

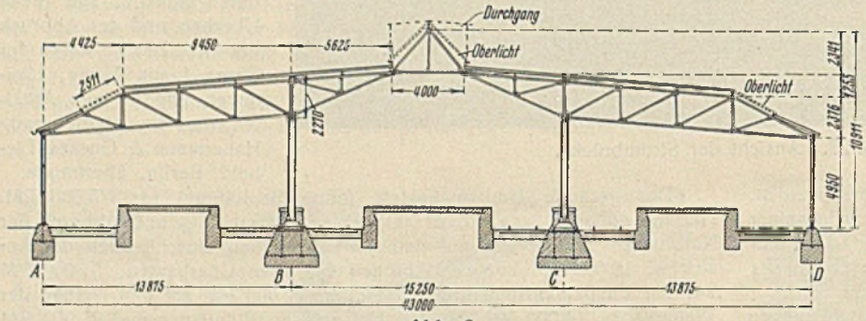


Abb. 6.

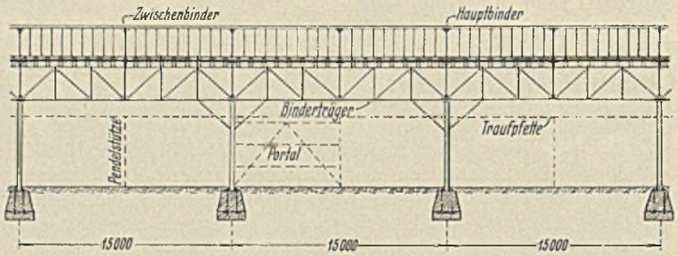


Abb. 7.

Abb. 9.

sind als für längs durchlaufende Oberlichter, wurde die Binderform so gewählt, daß in den Mansarden Raum für genügend breite Lichtbänder blieb.

Dieser Entwurf (Abb. 5), für den die Kosten zu rd. 1000 RM für 1 m Halle roh ermittelt worden waren, wäre gebilligt worden, wenn nicht der Gedanke an die Folgen eines Schadenfeuers in einer so weit gespannten Halle von 43 m und nahezu 400 m Länge zur Vorsicht gemahnt hätte und der Plan nicht als zu gewagt erschienen wäre. Man einigte sich deshalb auf Anordnung von Zwischenstützen in 15 m Abstand (Abb. 6 u. 7).

Mit dem Säulenabstand von 15 m war auch der Binderabstand zu 7,5 m gegeben. Holz als Baustoff mußte auch bei diesem Entwurf ausscheiden, einmal, weil Holz in der verfügbaren Zeit und in der erforderlichen Güte nicht zu beschaffen gewesen wäre, und zum anderen, weil die starken Hölzer die Belichtung beeinträchtigt hätten.

Die Zwischenstützen der Reihen *B* und *C* sind als feste Stützen ausgebildet worden und die der Reihen *A* und *D* als Pendelstützen. Die letzteren stehen in 7,5 m Abstand unter jedem Binder, während die ersteren unter jedem zweiten Binder in 15 m Abstand stehen und die Zwischenbinder durch hohe Fachwerkträger tragen. Die Binder bestehen aus zwei gleichen Teilen mit Kragenden nach der Mitte, die durch einen Stab fest verbunden sind. Die Seitenkräfte sind deshalb zu gleichen Teilen auf beide Feststützen gerechnet.

Die Gesamtlänge der Halle beträgt 376 m. Sie ist durch sechs Wärmedehnungsfugen alle 45 bzw. 60 m unterteilt. Jeder dieser Abschnitte ist in der Längsrichtung in einem Säulenfelde durch Kopfbänder in den Reihen *B* und *C* und durch Portalstreben in den Reihen *A* und *D* ausgesteift (Abb. 7).

Die Nordwand bei Stütze *D* ist herab bis S.-O. und die Südwand bei Stütze *A* bis etwa Ladebühnenhöhe verschalt. Für die Belichtung sind nur die bereits erwähnten Oberlichter vorhanden. Das Firstoberlicht ist 4 m i. L. weit und jedes Mansard-Oberlicht 2,20 m, waagerecht

Abb. 8.

Abb. 10.

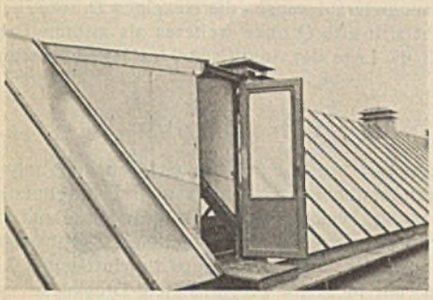


Abb. 11.

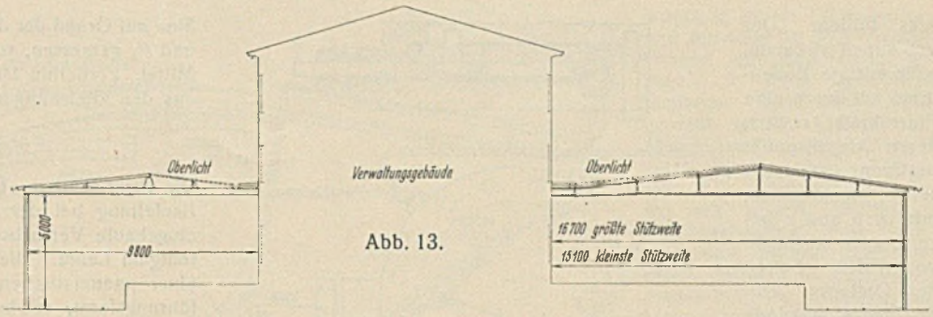


Abb. 13.

gemessen. Das ergibt zusammen 19,4 % der Grundfläche, also ein bebescheidenes Verhältnis. Trotzdem ist die Belichtung selbst bei bedecktem Himmel sehr gut. (Abb. 8 bis 10, die im November bei trübem Wetter aufgenommen worden sind.)

Zur Lüftung ist in jedem Binderfelde ein verschließbarer Aufsatz auf dem Firstoberlicht vorhanden. Außerdem sind zur leichteren Begehung des Daches in Abständen von etwa 50 m Durchgänge in das Firstoberlicht eingebaut, die mit Türen versehen sind und der Lüftung auch dienstbar gemacht werden können (Abb. 11).

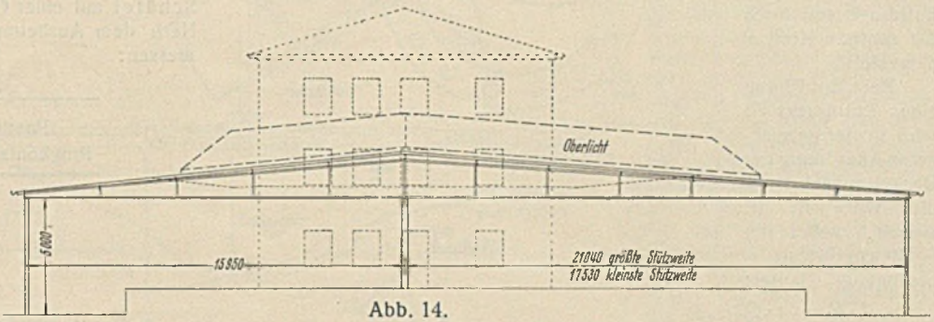


Abb. 14.

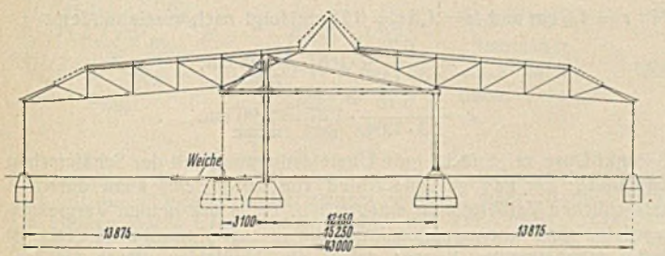


Abb. 12.

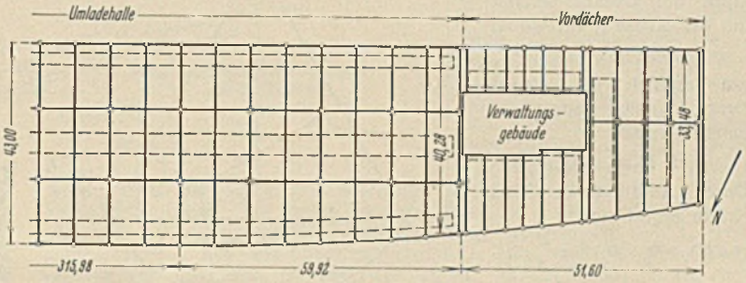


Abb. 15.

Der Bau der Halle mußte mit Rücksicht auf den Betrieb in drei Abschnitten durchgeführt werden und ist in etwa elf Monaten errichtet worden. Wegen der zwischenzeitlichen Gleislage konnten vier Feststützen nicht gestellt werden. An ihre Stelle mußten deshalb vorübergehend Hilfstragwerke treten (Abb. 12). — Im Westen ist die Halle durch eine Brandmauer abgeschlossen, hinter der sich das Verwaltungsgebäude mit der Freiladebühne anschließt. Die Überdachung der letzteren sollte das Gebäude möglichst wenig verdecken. Sie mußte deshalb niedrig und so flach als irgend möglich gehalten werden. Die geäußerten Wünsche haben sich aber besonders westlich vom Gebäude bei der großen Breite des Daches nicht restlos erfüllen lassen (Abb. 13, 14 u. 15).

Der Aufwand für die eigentliche Halle einschließlich der Schalung der Längswände, aber ohne Ladebühnen und Gleise stellt sich auf rund 400 000 RM oder rd. 25 RM für 1 m² Hallengrundfläche. Der Aufwand für die Ladebühnendächer beträgt rd. 50 000 RM oder rd. 33 RM für 1 m² Dach. Der höhere Preis gegenüber der Halle ist bedingt durch den höheren Aufwand für den Stahlbau und für die Oberlichter, die hier 30 % der Grundfläche betragen.

Alle Rechte vorbehalten.

Versuche mit einer neuartigen pneumatischen Bodendruckmeßdose.

Von Ingenieur Otto Seitz, Berlin-Steglitz.

Vor einigen Jahren berichtete Regierungsbaurat Detig über Bodendruckversuche mit pneumatischen Meßdosen beim Bau des Schiffshebewerks Niederfinow[1]). Die dort verwendeten Meßdosen stellten eine verbesserte Ausführungsform der amerikanischen Goldbeck-Dosen dar und bestanden aus einem zylindrischen Topf mit einem an einer Silbermembran beweglich und druckdicht angeordneten Deckel, der durch den Bodendruck gegen eine ringförmige Ausdrehung des Topfes gepreßt wird, die zugleich eine Kontaktfläche bildet. Wird in das Innere des Topfes Druckluft eingeblasen, so hebt sich in dem Augenblick, wo der Luftdruck etwas größer ist als der äußere Bodendruck, der Deckel von dieser Anschlagfläche ab. Hierdurch wird ein elektrischer Stromkreis unterbrochen, in den ein Signallämpchen eingeschaltet ist, und an einem Manometer wird im Augenblick des Verlöschens des Lämpchens der Luftdruck abgelesen, der ohne weiteres dem wirksamen Bodendruck entspricht.

Die Vorzüge dieses Verfahrens bestehen in Übersichtlichkeit und Einfachheit der Meßeinrichtung und der elektrischen Schaltung, kräftiger Bauart der Dosen und Entbehrlichkeit empirischer Eichungen. Für den Betrieb werden lediglich Preßluft bzw. Stickstoff sowie einige Trockenelemente nötig.

Bereits bei den Messungen in Niederfinow hatte sich gezeigt, daß mitunter die gemessenen Werte anscheinend zu hoch liegen, und es wurde vermutet, daß die Ursache hierfür in der ringförmigen Kontaktfläche zu suchen ist. Wird nämlich die Belastung der Dosen nicht völlig gleichmäßig und in senkrechter Richtung ausgeübt, so hebt sich der Deckel nicht gleichmäßig an, er legt sich vielmehr zunächst einseitig an die zur Entlastung der Membran dienende Hubbegrenzung und erzeugt dort eine Gegenkraft, während das völlige Abheben des Deckels und somit das Verlöschen der Signallampe erst nach einer weiteren Steigerung des Luftdrucks bis zur Überwindung dieser Gegenkraft geschieht.

Auch an anderen Meßstellen wurde mehrfach beobachtet, daß die mit pneumatischen Meßdosen erhaltenen Werte höher lagen als die von anderen Geräten angezeigten. Dies läßt darauf schließen, daß tatsächlich häufiger mit ungleichförmiger Belastung der Dosen zu rechnen ist, sei es nun infolge seitlicher Schubkräfte, Verlagerungen durch den Einbau, ungleichförmiger Zusammensetzung des Bodens o. dgl.

Der bereits von Detig gemachte Vorschlag, diesem Übelstande durch Anwendung dreier punktförmiger Kontakte abzuhelfen, konnte nun praktisch erprobt werden bei den Gründungsarbeiten für den Pfeiler IV einer Brücke, mit der die Reichsautobahn den Hohenzollernkanal bei Finowfurt kreuzt. Die Ausführung der Versuchsdose ist in Abb. 1 dargestellt. Eine streng punktförmige Ausbildung der Kontakte war nicht möglich, weil die drei Kontakte die gesamte Pressung aufnehmen müssen. Es wurden daher Bolzen von 10 mm Durchmesser aus rostfreiem Stahl verwendet, die in Isolierbuchsen eingesetzt wurden. Jeder Bolzen stand durch eine Kabelader mit einem Signallämpchen in Verbindung, während Dosenkörper und Erde als gemeinsame Rückleitung dienten. Die Wirkungsweise wird durch Abb. 2 verdeutlicht. I, II und III sind die um 120° versetzten, punktförmig gedachten Kontakte, die die Ecken eines gleichseitigen Drei-

[1]) Bautechn. 1932, Heft 35, S. 443.

ecks bilden. Der von außen wirkende, außermittige Bodendruck sei durch eine Einzelkraft Q ersetzt, deren Angriffspunkt bestimmt ist durch seine senkrechten, mit a, b und c bezeichneten Abstände von den Seiten des Dreiecks. Der im Innern wirkende Luftdruck sei durch die zentrale Kraft P dargestellt.

Bei Erreichung eines Luftdrucks P_1 wird in der gezeichneten Anordnung der Deckel zunächst um die Achse II, III kippen, wobei die Gleichgewichtsbedingung lautet:

$$d \cdot P_1 = a \cdot Q.$$

Bei Steigerung des Druckes kippt der Deckel sodann um die Achse I, III, wobei

$$d \cdot P_2 = b \cdot Q,$$

um endlich bei einem Druck P_3 sich ganz abzuheben gemäß

$$d \cdot P_3 = c \cdot Q.$$

Durch Addition der drei Kräfte ergibt sich

$$Q = (P_1 + P_2 + P_3)\left(\frac{d}{a+b+c}\right).$$

Da P im Schwerpunkt angreift, so ist $d = \frac{h}{3}$; ferner gilt im gleichseitigen Dreieck $a + b + c = h$, so daß also

$$Q = \frac{P_1 + P_2 + P_3}{3}.$$

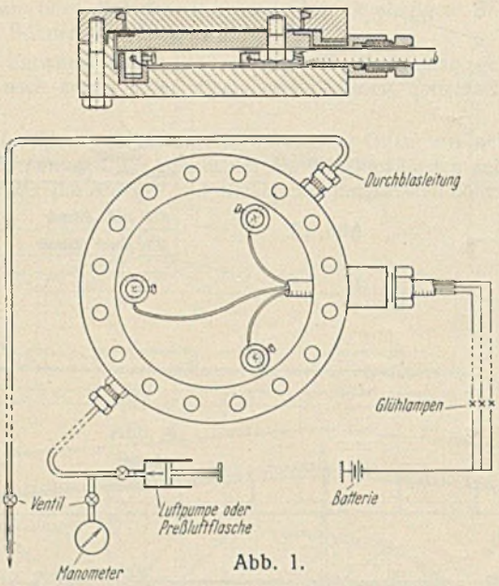


Abb. 1.

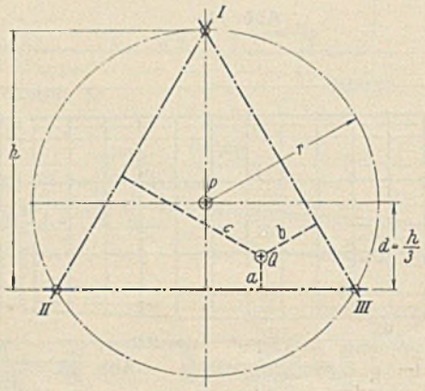


Abb. 2.

Sind auf Grund der drei Manometerablesungen die einzelnen Drücke P_1, P_2 und P_3 gemessen, so ergibt sich also Q ohne weiteres als arithmetisches Mittel. Fernerhin läßt sich die Lage des Angriffspunktes leicht berechnen aus den Gleichungen

$$a = \frac{h}{3Q} \cdot P_1, \quad b = \frac{h}{3Q} \cdot P_2, \quad c = \frac{h}{3Q} \cdot P_3.$$

Die Richtigkeit der Überlegungen wurde durch die mit Genehmigung der Bauleitung bei der Senkkastengründung des erwähnten Brückenpfeilers eingebaute Versuchsdose völlig bestätigt. Der Baugrund bestand aus tonigem Lehm. Die Versuchsdose wurde in unmittelbarer Nachbarschaft einer pneumatischen Meßdose der älteren, eingangs beschriebenen Ausführungsform, sowie einer mit Meßsaite ausgerüsteten Druckdose nach Schäfer auf einer Grundfläche von etwa 60 × 70 cm sorgfältig eingebaut. Nach dem Ausbetonieren des Senkkastens wurden folgende Werte gemessen:

Bodendruck in kg/cm²

Pneumatische Dose mit Ringkontakt	Pneumatische Dose mit 3-Punkt-Kontakten	Schäfer-Dose mit Meßsaite
1,37 *)	$P_1 = 0{,}87$ *) $P_2 = 0{,}87$ *) $P_3 = 1{,}37$ *) $Q = 1{,}04$	0,99

*) Der durch die Prüfung ermittelte, für Überwindung des Widerstandes der Membran erforderliche Druck von 0,03 kg/cm² ist abgezogen.

Mit $r = 4{,}5$ cm und $h = 1{,}5\,r = 6{,}75$ cm folgt nach vorstehendem:

$$a = b = \frac{6{,}75}{3 \cdot 1{,}04} \cdot 0{,}87 = 1{,}88 \text{ cm},$$

$$c = \frac{6{,}75}{3 \cdot 1{,}04} \cdot 1{,}37 = 2{,}96 \text{ cm}.$$

Die 3-Punkt-Dose zeigt recht gute Übereinstimmung mit der Schäferschen Meßsaitendose; der geringe Unterschied von 0,05 kg/cm² kann durchaus den tatsächlichen Verhältnissen entsprechen, da ja die beiden Vergleichsdosen infolge ihrer Abmessungen immerhin in einem wenn auch geringen Abstande nebeneinander liegen; selbst ein Meßfehler dieser Größenordnung erscheint ohne weiteres tragbar. Dagegen liegt der mit der älteren Bauart gemessene Wert wiederum erheblich höher. Wenngleich das günstige Verhalten sich auch bei weiteren Beobachtungen an der gleichen Einbaustelle bestätigte, so wäre naturgemäß eine Erhärtung der gewonnenen Ergebnisse durch umfangreiche Vergleichsmessungen auch auf anderen Baustellen im Interesse der weiteren Klärung des Problems der Erddruckmessung wünschenswert.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Wasserkraftanlage am Bucks Creek bei Oroville, Cal.

besteht nach einem Bericht in Engng. 1934 vom 7. Dezember, S. 609 ff., und vom 28. Dezember, S. 697 ff., aus dem eigentlichen Staubecken am Bucks Creek, von dem aus das Wasser zunächst einem zweiten kleineren, ebenfalls am Bucks Creek gelegenen Sammelbecken zufließt. Von dort wird das Wasser durch in einem Tunnel verlegte Rohre dem Grizzly Creek zugeführt, von dessen flußabwärts liegenden Sammelbecken ein Druckstollen und zwei anschließende Druckleitungen zu dem nahe der Mündung des Bucks Creek in den Feather-Fluß liegenden Krafthause führen (Abb. 1). Die Stauanlage liefert rd. 7,6 m³/sek. Die große

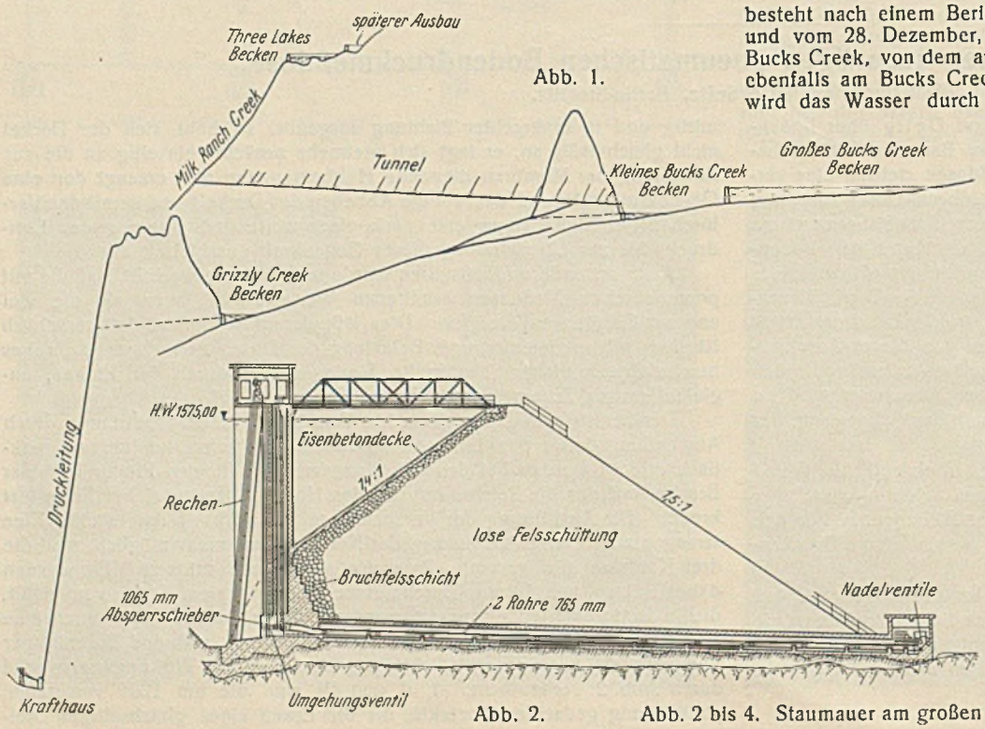


Abb. 1.

Abb. 2.

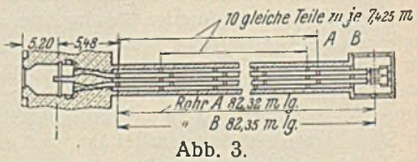


Abb. 3.

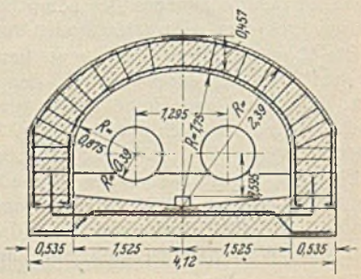


Abb. 4.

Abb. 2 bis 4. Staumauer am großen Bucks Creek.

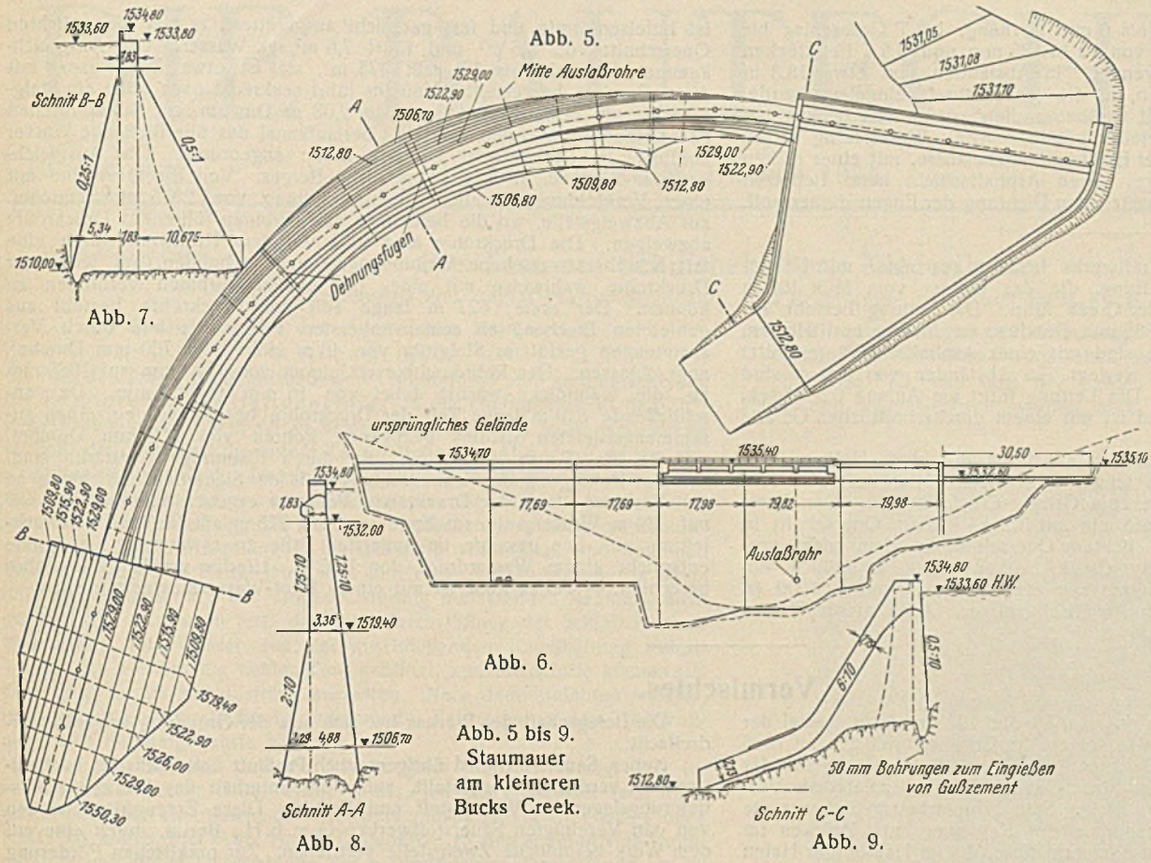


Abb. 5 bis 9. Staumauer am kleineren Bucks Creek.

Staumauer am Bucks Creek-Sammelbecken ist aus Felsstücken aufgeschüttet und mit einer Eisenbetonschutzschicht versehen, während die Staumauern am kleinen Bucks Creek-Sammelbecken und am Grizzly Creek-Sammelbecken als gewölbte Mauern aus Beton hergestellt sind. Die Anlage liegt in einer völlig unbewohnten Gegend, und es mußten beim Bau

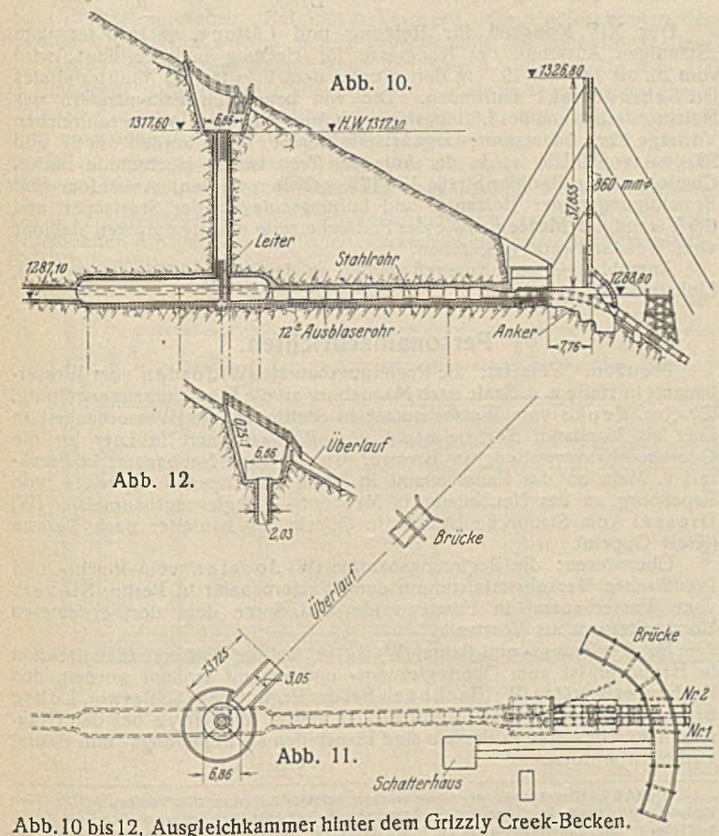


Abb. 10 bis 12. Ausgleichkammer hinter dem Grizzly Creek-Becken.

erst rd. 27 km neue Wege und eine 15 km lange Feldbahn gebaut werden. Dies war auch der Grund, weshalb die Hauptstaumauer am Bucks Creek als „Schüttdamm" ausgebildet wurde, zu dessen Herstellung der im gebirgigen Gelände reichlich vorhandene Fels verwendet wurde. Die Staumauer ist 39,5 m hoch und an der Krone 372 m lang. Zunächst wurde in einem 1,5 m breiten und teilweise bis 10,5 m tiefen Graben eine Betonmauer gezogen, in deren Untergrund Gußbeton unter Druck eingepreßt wurde. Hinter der Mauer wurde dann der Damm aufgeschüttet, dessen Hauptteil aus Felsbruch besteht, der mit seinem natürlichen Böschungswinkel von 1,3 : 1 aufgeführt wurde. Die Felsstücke wurden in Kippwagen angefahren, die vorsichtig entladen wurden, um Bruch und die Bildung von Grus und Kleinschlag zu verhindern. Es wurden möglichst große, nur eben noch von Hand zu bewegende Felsstücke verwendet und die Hohlräume mit kleineren Felsstücken ausgefüllt. Um nachträgliche Senkungen zu vermeiden, wurde der Damm beim Herstellen ständig mit einem 75 mm dicken Wasserstrahl unter einem Druck von 7 at bespritzt. Die besten Felsstücke wurden für die Wasserseite des Dammes verwendet und so verlegt, daß eine möglichst unebene Fläche erhalten wurde, auf die dann wasserseitig eine besondere Schicht aus Bruchfelsen bester Art von Hand sorgfältig so verlegt wurde, daß eine möglichst günstige Fläche zum Aufbringen einer Eisenbetonschutzschicht erhalten wurde. An der Sohle des Bauwerks betrug die Dicke der zweiten Felsschicht 1,8 m; sie nahm langsam bis zur Krone auf 0,9 m ab (Abb. 2). Die Neigung der Mauer beträgt wasserseitig 1,4 : 1, landseitig 1,5 : 1. Die Eisenbetonschutzschicht, die sich an die Betongrundmauer anschließt, ist am Fuße 46 cm, an der Krone 30 cm dick. Im ganzen wurden 230 000 m³ gewöhnliche Felsschüttung, 17 600 m³ besondere Felsstücke für die wasserseitige Mauerfläche und 17 000 m³ Beton verbraucht. An der linken Dammseite befindet sich ein Überfallwehr, von dem ein steiler, betonierter Ablaufgraben zum Ablaß führt. Die Eisenbetonschutzschicht wurde in Rechtecke von 9,15 × 18,3 m aufgeteilt, deren Seitenteile als Festpunkte für die gleichmäßig zwischen ihnen angeordneten, einander senkrecht schneidenden Bewehrungseisen dienten. Das Wasser wird durch zwei Rohre von 765 mm Durchm. abgeleitet, die sich in einem in der Dammsohle angeordneten begehbaren Tunnel aus Eisenbeton befinden (Abb. 3 u. 4). Die Rohre münden auf der Stauseite in einem Einlaufschacht und sind dort mit je einem Absperrschieber von 1065 mm Durchm. versehen. Der Einlaufschacht ist mit einem Reinigungsrechen ausgerüstet. Absperrschieber und Reinigungsrechen werden von einem auf dem Schacht vorgesehenen Bedienungshause aus bedient, das durch eine freitragende stählerne Fachwerkbrücke von 30,5 m Stützweite mit der begehbaren Mauerkrone verbunden ist. Am Ende des die Auslaßrohre aufnehmenden Tunnels ist ein Bedienungshaus aus Eisenbeton angeordnet, in dem sich die durch Nadelventile von 765 × 610 mm abgeschlossenen Mündungen der Rohre befinden. Zum Schutze des Einlaufschachtes gegen Treibholz u. dgl. ist ein Schutzfloß aus starken Holzbohlen vorgesehen, die untereinander durch starke Ketten und Drahtseile verbunden sind. Die Staudämme des kleinen Stausees am Bucks Creek und des am Grizzly Creek sind beide gleichartig als gewölbte Betonmauern ausgeführt. — Die in Abb. 5 bis 9 dargestellte Staumauer des kleineren Bucks Creek-Stausees nimmt das Wasser des größeren Bucks Creek-Stausees und das des Milk Ranch Creek auf und leitet es dem zum Grizzly Creek führenden Tunnel zu. Die Zuleitung zum Tunnel mündet 306 m oberhalb der Staumauer in einem Einlaßturm. Der Zulauf zum Tunnel wird von einem Walzenwehr von 1,5 m Durchm. beherrscht. Die gewölbte Staumauer stützt sich rechts und links auf besonders starke, gegen die Felswände sich legende Widerlager. Die Staumauer selbst ist 29 m hoch, der innere Halbmesser an der Krone 65 m, an der Sohle 48 m, die gesamte Länge an der Krone 125 m. Die Mauer enthält 14 530 m³ Beton und ist an der Krone 1,83 m, an der Sohle 8,24 m dick, nach den Seiten zu wird die Mauer stetig stärker. Die zulässige Druckbeanspruchung wurde zu 35 kg/cm² angenommen. Die Mauer besitzt zwei Überfallwehre, das Hauptwehr am Südende und den Notablaß in der Mitte. In der Mauer selbst befindet sich noch ein aus genieteten Stahlblechen hergestelltes Ablaßrohr von 610 mm Durchm., das einen Verschlußschieber von 765 mm Durchm. besitzt, der von einem Bedienungsstand auf der Mauerkrone bedient wird. Wasserseitig ist ein besonders sorgfältig ausgeführter, auf der ganzen Mauerlänge angeordneter Dichtungswulst aus Beton im Felsgrund vorgesehen, von dem aus in verschiedenen Abständen 6 m tiefe Bohrungen vorgetrieben wurden, die mit Gußzement unter Druck gefüllt wurden. Zum Aufbau der Mauer wurde eine Mischung

von 1 T Zement, 2,6 T Sand bis 6 mm Körnung, 1,1 T Grobschlag bis 12 mm Körnung, 1,6 T Steinen von 12 bis 36 mm und 3,5 T Felsstücken von 36 bis 75 mm Größe verwendet. In Abständen von etwa 18,3 m sind Dehnungsfugen vorgesehen, in die ein Rohrnetz eingelegt wurde, das zum Füllen der Fugen mit Gußbeton dient, wenn das Becken bei kaltem Wetter leer war und wieder gefüllt wurde. Wasserseitig liegen über den Fugen mit Dampf oder Elektrizität beheizbare, mit einer dicken Asphaltschicht umgebene Rohre, deren Asphaltschicht beim Beheizen sich löst und im Notfalle zur zusätzlichen Dichtung der Fugen dienen soll.

Die Wasserführung des Kraftwerks besteht aus einer mit Nebenzuleitungen versehenen Rohrleitung, die das Wasser vom Milk Ranch Creek zur Staumauer am Bucks Creek führt. Die Leitung besteht aus geschweißten Stahlrohren mit 585 mm Durchm. am Anfang und 915 mm Durchm. am Ende. Die Rohre sind mit einer Asphaltschicht geschützt und unterhalb der Frostgrenze verlegt. In Abständen von 300 m sind Entlüftungsventile angeordnet. Die Leitung führt am Anfang 0,5 m^3/sek, am Ende 2,1 m^3/sek Wasser und ist mit einem durchschnittlichen Gefälle von 12 : 1000 verlegt.

Von der Bucks Creek-Staumauer führt ein mit einer Neigung von 2,5 : 1000 hergestellter, 1625 m langer Druckstollen, der teilweise ausgefüttert ist, durch das Gebirge zum Grizzly Creek-Becken. Der Querschnitt des Stollens ist hufeisenförmig mit 3,2 m^2 lichtem Querschnitt in den ausgefütterten und 4,7 m^2 lichtem Querschnitt in dem nicht ausgefütterten Teil. Vom Grizzly Creek-Becken führt schließlich ein weiterer 2,9 km langer Druckstollen mit einer Neigung von 1 : 1000 zu einer im Gebirge vorgesehenen Ausgleichkammer. Auch dieser Stollen ist hufeisenförmig und fast gar nicht ausgefüttert, er hat einen lichten Querschnitt von 5,6 m^2 und führt 7,6 m^3/sek Wasser. Die Ausgleichkammer (Abb. 10 bis 12) faßt 475 m^3, sie ist etwa 30 m lang mit 4,4 m Durchm. hergestellt. Von ihr führt senkrecht nach oben ein Steigschacht von etwa 30 m Länge und 2,03 m Durchm. zu einem offenen Sammelbecken, von dem aus ein Überlaufkanal das überfließende Wasser abführt. Im Steigschacht ist eine Leiter angeordnet. Die Ausgleichkammer liegt rd. 37 m im Innern des Berges. Von ihr führt eine mit einer Verkleidung versehene Stahlrohrleitung von 2035 mm Durchm. zur Abzweigstelle, wo die beiden zu den Turbinen führenden Druckrohre abzweigen. Die Druckrohre sind kurz vor dem Kraftwerk durch eine mit Schiebern versehene Verbindungsleitung verbunden, um jedes der Druckrohre wahlweise mit einer der beiden Turbinen verbinden zu können. Der erste, 627 m lange Teil der Druckrohre besteht aus genieteten Blechen, an seinem obersten Teil ist je ein durch Verspannungen gestütztes Steigrohr von 46 m Höhe und 760 mm Durchm. angeschlossen. Der Rohrdurchmesser nimmt von 1370 mm auf 1065 mm ab, die Wanddicke wächst dabei von 16 mm auf 24 mm. Der anschließende 810 m lange Teil der Druckrohre besteht aus einzelnen zusammengenieteten nahtlos gezogenen Rohren von 915 mm Durchm. und 15 bis 25 mm Wanddicke, die durch Eisenringe verstärkt sind.

Bei Betätigung des Schnellschlußventils der Sicherheitseinrichtung an den Turbinen steigt der Druck, wie Versuche ergeben haben, in 2,4 sek auf 580 m Wassersäule am Ende und auf 275 m am Beginn der Druckleitung an. Die gesamte im äußersten Falle zu erwartende Druckhöhe entspricht einem Wasserdruck von 13,6 at. Hierfür wurden die Rohre berechnet. — Jedes Rohr ist mit einem Pitot-Wassermesser versehen.

Schm.

Vermischtes.

Oberbaurat Karl Baritsch †. Am 19. Mai 1935 starb in Kassel der Oberbaurat i. R. Karl Baritsch in seinem 58. Lebensjahre. Er trat 1906 in den hamburgischen Staatsdienst ein und war 28 Jahre lang bei der Behörde für Technik und Arbeit, Strom- und Hafenbau, zuletzt als Vorstand der Konstruktionsabteilung tätig. Sein Hauptarbeitsgebiet war die Statik der Ingenieurbauten, besonders der Kaimauern und Brücken im Hafen. Mit manchem wichtigen Bauwerk dieser Art im Hamburger Hafen ist sein Name verknüpft.

Mit zahlreichen Vorträgen und Aufsätzen in Fachzeitschriften ist Oberbaurat Baritsch an die Öffentlichkeit getreten. Sein besonderes Interesse galt der Hafenbautechnischen Gesellschaft, der er seit den ersten Jahren ihres Bestehens als Mitglied angehörte. Von 1919 bis 1934 war er Geschäftsführer der Gesellschaft und zugleich Hauptschriftleiter für die Jahrbücher der Hafenbautechnischen Gesellschaft, die er durch unermüdliche Arbeit ständig verbessert und auf einen hohen Stand gebracht hat. Auch im Hamburger Architekten- und Ingenieur-Verein war der Verstorbene viele Jahre lang in Vorstandsämtern tätig.

1934 war Oberbaurat Baritsch nach seinem Ausscheiden aus dem Hamburger Staatsdienst bei der Reichsautobahngesellschaft, und zwar als Brückenbaudezernent bei der O.B.K. Kassel tätig.

Ausstellung der Höheren Technischen Staatslehranstalt Berlin-Neukölln. Für die Zeit vom 24. bis 28. Juni ist eine Ausstellung geplant, die Arbeiten der Studierenden aus dem Gebiete der Hochbau-, Tiefbau-, Vermessungs-, Heizungs- und Installationsabteilung bringen wird. Die Eröffnung der Ausstellung findet Montag, den 24. Juni, 11 Uhr, statt. Daran schließt sich eine Führung mit Erläuterungen durch die Dozenten der einzelnen Abteilungen; die Führung wird sich auch auf die Sammlungen und Laboratorien erstrecken. Solche Führungen sind auch für die nächsten Tage geplant; entsprechende Anträge sind 24 Stunden vorher an die Direktion der Anstalt, Berlin-Neukölln, Leinestr. 39/45, zu richten.

25jähriges Bestehen des Sauerstoffwerkes Gleiwitz. In diesen Wochen jährte es sich zum fünfundzwanzigsten Mal, daß das in Gleiwitz gelegene Sauerstoffwerk der I. G. Farben AG in Betrieb genommen wurde. Das Werk wurde von der Chemischen Fabrik Griesheim-Elektron, die in der I. G. Farben AG aufgegangen ist, als deren erstes Außenwerk zur Erzeugung von Sauerstoff auf Anregung aus Kreisen der oberschlesischen Industrie gebaut. Daß das Werk Gleiwitz damit als eines der ersten Werke in Deutschland eine Entwicklung eingeleitet hat, die später dazu führte, an allen wichtigen Verbrauchsstätten Sauerstoffwerke zu errichten, verdient besondere Beachtung.

Im Juni 1910 schritt man in Gleiwitz zur betriebsmäßigen Erzeugung von Sauerstoff. Diese Erzeugung stieg von Jahr zu Jahr, ein Zeichen dafür, daß sich das autogene Schweiß- und Schneidverfahren in der oberschlesischen Industrie mit Erfolg eingeführt hatte. 1918 erreichte das Sauerstoffwerk Gleiwitz mit dem Siebenfachen der Erzeugung im Gründungsjahr seine höchste Produktion. Dabei ist allerdings zu berücksichtigen, daß damals ganz Oberschlesien einschließlich des jetzigen polnischen Teiles für den Absatz des Werkes offen stand.

Die spätere Verkleinerung des Absatzgebietes und die Aufnahme der Sauerstoffherstellung durch eine andere Firma, sowie die schweren Wirtschaftskrisen brachten es mit sich, daß der Sauerstoffabsatz des Werkes erheblich zurückging. Erst mit der Befestigung der politischen Verhältnisse belebte sich auch in Gleiwitz der Absatzmarkt wieder. Inzwischen hat sich das Anwendungsgebiet der autogenen Metallbearbeitung weiterhin vergrößert, wodurch in Verbindung mit den Maßnahmen der Regierung der Sauerstoffabsatz seit 1933 wieder im Steigen begriffen ist.

Die Belegschaft des Werkes hat sich seit der Gründung ungefähr verdreifacht.

Neben Sauerstoff wird übrigens auch Preßluft und Stickstoff in Stahlflaschen verdichtet hergestellt, außerdem unterhält das Werk ein Auslieferungslager für Wasserstoff und Karbid. Diese Erzeugnisse werden von den Vereinigten Sauerstoffwerken G. m. b. H., Berlin, durch eine auf dem Werk befindliche Zweigstelle vertrieben. Zur praktischen Förderung der autogenen Metallbearbeitung unterhält das Stammhaus des Sauerstoffwerkes, die I. G. Farben AG, in ihrem Werke Autogen in Frankfurt (Main)-Griesheim eine neuzeitlich eingerichtete Fabrik zur Herstellung von Apparaten und Geräten für dieses Arbeitsverfahren, deren Erzeugnisse durch eine Zweigstelle der Verkaufs-G. m. b. H. „Griesogen", Frankfurt (Main), mit Lager im „Haus Oberschlesien", in Gleiwitz vertrieben werden.

Der XIV. Kongreß für Heizung und Lüftung, veranstaltet vom „Ständigen Ausschuß der Kongresse für Heizung und Lüftung", wird vom 26. bis 28. Juni 1935 in Berlin unter dem Vorsitze des Ministerialrates Dr. Schindowski stattfinden. Die von bekannten Fachmännern des Heizungsfaches und des Lüftungsfaches in Aussicht genommenen zahlreichen Vorträge über interessante Gegenstände beider Fächer werden am 27. und 28. Juni von 9 Uhr an in der Aula der Technischen Hochschule Berlin, Charlottenburg, Berliner Straße 170/172, gehalten werden. Außerdem sind Besichtigungen der Heizungs- und Lüftungsanlagen der Staatsoper und der Vereinigten Museen sowie der Fernbeheizung des olympischen Stadions vom Westkraftwerk vorgesehen.

Anmeldungen zum Kongreß werden an das Kongreß-Büro, Berlin W 9, Linkstraße 21, erbeten.

Personalnachrichten.

Preußen. Versetzt: die Regierungsbauräte (W) Jordan vom Wasserbauamt in Halle a. d. Saale nach Magdeburg an die Elbstrombauverwaltung, Dr.-Ing. Repke vom Wasserbauamt in Stettin an das Wasserbauamt in Leer als Vorstand, Schulemann vom Wasserbauamt in Leer an die Oderstrombauverwaltung in Breslau, Busse vom Neubauamt in Frankfurt a. Main an das Kanalbauamt in Halle als Vorstand, Sprotte von Papenburg an das Neubauamt in Meppen; — Regierungsbaumeister (W) Dressel vom Staubeckenbauamt in Oppeln als Bauleiter nach Turawa (Kreis Oppeln).

Überwiesen: die Regierungsbauräte (W) Joosten vom Reichs- und Preußischen Verkehrsministerium dem Wasserbauamt in Berlin, Sievers vom Wasserbauamt in Fürstenwalde a. d. Spree dem dort errichteten Vorarbeitenamt als Vorstand.

Der Regierungs- und Baurat (W) Bätjer bei der Wasserstraßendirektion in Hannover ist zum Oberregierungs- und -baurat ernannt worden, den Regierungsbauräten (W) Fischbach bei der Regierung in Schleswig, Lohse bei der Wasserbaudirektion Kurmark in Berlin und Gaye bei der Oderstrombauverwaltung in Breslau sind Planstellen als Regierungs- und Baurat verliehen worden.

INHALT: Der Umbau der Weserbrücken bei Gr.-Hutbergen (Kr. Verden). — Die neue Umladehalle in Chemnitz-Hilbersdorf. — Versuche mit einer neuartigen pneumatischen Bodendruckmeßdose. — Die Wasserkraftanlage am Bucks Creek bei Oroville, Cal. — Vermischtes: Oberbaurat Karl Baritsch †. — Ausstellung der Höheren Technischen Staatslehranstalt Berlin-Neukölln. — 25 jähriges Bestehen des Sauerstoffwerkes Gleiwitz. — Der XIV. Kongreß für Heizung und Lüftung. — Personalnachrichten.

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