

Alle Rechte vorbehalten.

Die neue Aarebrücke der Gäubahn bei Olten.

Von Dipl.-Ing. Bühler, Bern.

1. Allgemeines.

Die Aarebrücke bei Olten, der Linie Olten—Wangen a. d. Aare—Solothurn wurde in den Jahren 1875 und 1876 erstellt und kreuzt die Aare schief und in einer Kurve von 300 m Halbmesser (Abb. 1 u. 11). Die erwähnte Linie — auch Gäubahn genannt — wurde von der ehemaligen privaten Zentralbahn gebaut, am 4. Dezember 1876 eröffnet und im Jahre 1902 mit den anderen größeren Privatbahnnetzen von der Eidgenossenschaft zurückgekauft. Seither wird diese Linie von den Schweizerischen Bundesbahnen betrieben. Der Unterbau der großen Brücken und verschiedener anderer Bauten wurde für zwei Gleise angelegt. Indessen ist es bis heute beim Legen eines Gleises geblieben.

2. Anordnung der Brücke.

Die ursprüngliche Brücke besaß drei Hauptöffnungen von je ungefähr 33 m Lichtweite, die durch Halbparabelträger mit Fahrbahn unten überbrückt waren. An diese schlossen sich auf dem rechten Ufer noch zwei kleine Öffnungen an, die als Überbauten eiserne Vollwandträger erhielten und eine Straße, sowie einen Vorplatz bei einer Häusergruppe überspannten. Die Brücke liegt in einer Steigung von 10,5 ‰, um das Hochbord am linken Ufer zu gewinnen.

Die zwei Pfeiler in der Aare sind mit dem Luftdruckverfahren gegründet, die Widerlager dagegen sind zwischen Spundwänden erstellt. Dieser Flußübergang ist die vierte Eisenbahnbrücke in der Schweiz, die mittels des Luftdruckverfahrens gegründet wurde. Die vorangehenden Brücken sind die Reußbrücke in der Fluhmühle bei Luzern (Grün & Bilfinger, 1862/63), die Brücke über die alte Aare bei Bußwil (Locher & Cie., 1863/64) und die Rhonebrücke bei Massongex (Pillichody & Gaulis, 1870). Die Pfeiler der Aarebrücke bei Olten wurden 1875/76 durch die Firma Hersent & Zschokke, und zwar auf Grund einer Untervergebung der Firma Klemensiewicz & Demuth erstellt. Bekanntlich hat Ingenieur Zschokke, der sich später in Aarau niederließ und der nachmals Professor für Wasserbau an der Eidgen. Technischen Hochschule wurde, an der Entwicklung und Vervollkommnung der Gründungen mit dem Luftdruckverfahren großen Anteil genommen.

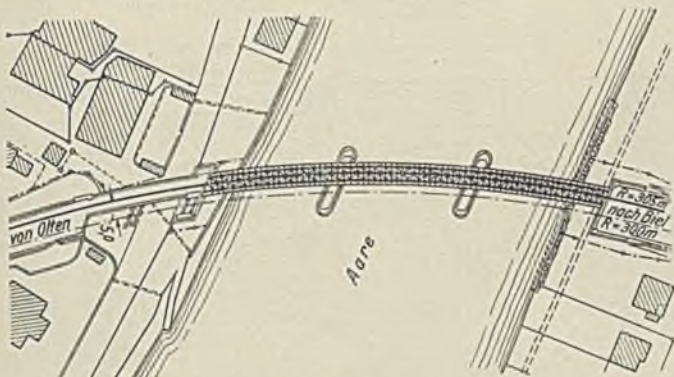


Abb. 2. Allgemeine Anordnung der neuen Brücke.

Die alten eisernen Überbauten wurden seinerzeit durch die Hauptwerkstätte Olten der Zentralbahn, die unter Leitung von Riggenbach stand, ausgeführt. Im Laufe des fünfzigjährigen Bestehens mußten an diesen Überbauten nur geringe Verstärkungen vorgenommen werden,

obgleich die Lasten um mindestens 50 % schwerer wurden. Die Einheiten des Eisenbaues waren gut durchdacht und zeigen, wie alle Bauten Riggenbachs, ein für die damalige Zeit überlegenes konstruktives Geschick.

Immerhin mußten in den letzten Jahren des Bestehens der Brücke Fahrbeschränkungen angeordnet werden, sowohl was die schwersten Lokomotivtypen, als auch was die Geschwindigkeit anbelangt, so daß es mit der Einführung der elektrischen Zugförderung gegeben erschien, die eisernen Überbauten zu ersetzen.



Abb. 1. Aarebrücke der Gäubahn bei Olten (im Vordergrund).

Da die Aare bei Olten zu den vom schweizerischen Bundesrate als schiffbar bezeichneten Gewässern gehört, schien es zunächst, daß die Anordnung der alten Überbauten auch für die neuen eisernen Brücken maßgebend sein werde. Die nähere Prüfung der Verhältnisse an der Brückenstelle ergab aber, daß eine ausreichende Bauhöhe für eine Brücke mit Fahrbahn oben zur Verfügung stände, trotz der freizuhaltenden Höhe für den Schiffsdurchgang, wenn vollwandige durchgehende Hauptträger gewählt würden (Abb. 2). Der Zusammenhang unter den drei Hauptöffnungen hätte

nun in verschiedener Weise hergestellt werden können, erstens unter Annahme einer gebrochenen Grundrißform und zweitens für stetig gekrümmte Hauptträger. Letztere Lösung wurde vorgezogen, weil sie gestattet, die Hauptträger näher zusammenzurücken und den Gleisabstand für die künftige Doppelspur auf 5,00 m zu ermäßigen. Damit kann später der Gleisabstand zwischen den beiden einander sehr nahe liegenden Bahnhöfen Olten und Olten-Hammer durchgehend gleich gemacht werden. Mit den heutigen erhöhten Geschwindigkeiten ist eine schlanke, einfache Gleisführung besonders wichtig geworden. Gebrochene Grundrißformen für die Brücke hätten einen mehrfachen Wechsel der Gleishalbmesser ergeben, wie dies seinerzeit auch notgedrungen vorgesehen gewesen war.

Die vollwandige Ausbildung der Hauptträger hatte aber noch eine andere Bedeutung; sie gestattete nämlich, in einfacher Weise das Schotterbett auf der Brücke durchzuführen, was im Hinblick auf die Schiefe und die Gleiskurve von großem Werte ist (Abb. 3 u. 4). Das durchgehende Tragwerk ergab ferner eine mittige Belastung der alten Pfeiler, sowie eine Verminderung von Dehnungsfugen, die stets unerwünscht sind. Die mittige Belastung der Pfeiler erlaubte ferner die Vergrößerung der Lasten, insbesondere des Eigengewichts, das rd. 9,1 t/lfd. m einer Gleisbrücke ausmacht.

Hieraus geht hervor, daß die neuen Überbauten von den alten grundsätzlich ganz verschieden ausgebildet wurden. Abgesehen von der stetigen Krümmung der Hauptträger, ist die neue Anordnung viel einfacher, regelmäßiger und schöner als die der alten Brücke. Diese für eine normale Bahnbrücke etwas ungewöhnliche Ausbildung wurde indessen erst gewählt, nachdem sich auf Grund der Ergebnisse einer Ausschreibung gezeigt hatte, daß die Kosten des eisernen Teiles nicht höher ausfielen als bei einer Brücke entsprechend der alten Bauart. Der Mittelpreis für die Tonne betrug rd. 650 Franken bei einem Gesamtgewicht von 347 t für die drei Hauptüberbauten. Als Baustoff kam der normale St 37 zur Verwendung. Im Hinblick auf die dringliche Erstellung der neuen Überbauten mußte davon abgesehen werden, hochwertige Stähle anzuwenden, obschon dies der großen Querschnittsabmessungen wegen erwünscht gewesen wäre.

Die Frage, ob mit der Ausführung der Kurvenbrücke gegenüber einer gewöhnlichen Brücke wirtschaftliche Vorteile verbunden gewesen wären, darf insoweit sicher beantwortet werden, als durch diese Wahl keine Mehrkosten verursacht wurden. Dank der mäßigen Brückenbreite und

zweite Querträger ist durch Querstreben mit dem Untergurt verbunden. Die Pfosten selbst sind sehr steif und bestehen außen aus einem C-Eisen und innen aus einem Winkel, die beide mit den Gurtnungen gut verbunden sind (Abb. 6).

Über den Querträgern liegt der Aussteifungs- und Windverband, der einbetoniert wurde. Ein Ausknicken der Streben ist dadurch unmöglich gemacht. Überdies wird wohl der größte Teil der Kräfte durch die starke Betonplatte übertragen, die kräftig bewehrt, sowie mit Ankern und durch die Querträger durchgesteckte Rundeisen mit der Eisenkonstruktion fest verbunden ist (Abb. 7).

Die Betonplatte, die gut abgedichtet wurde, nimmt das Schotterbett und das Gleis auf. Der Ab-

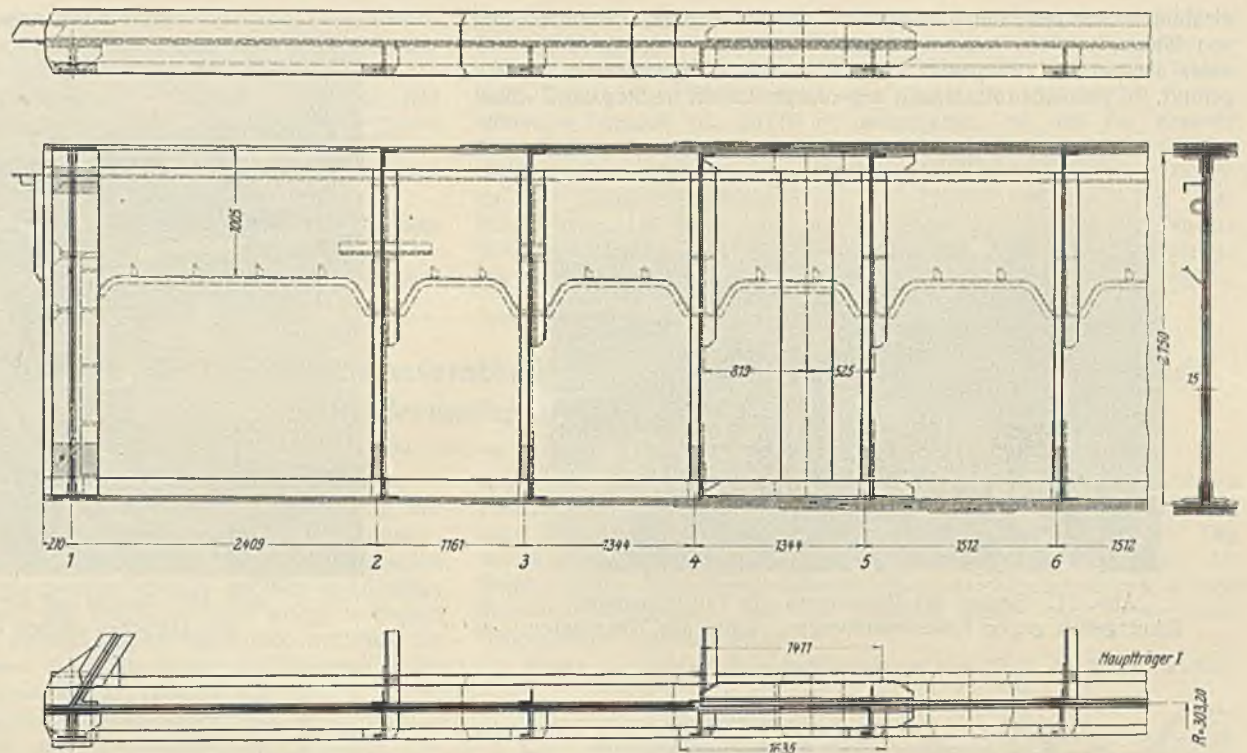


Abb. 5. Einzelheiten der Hauptträger.

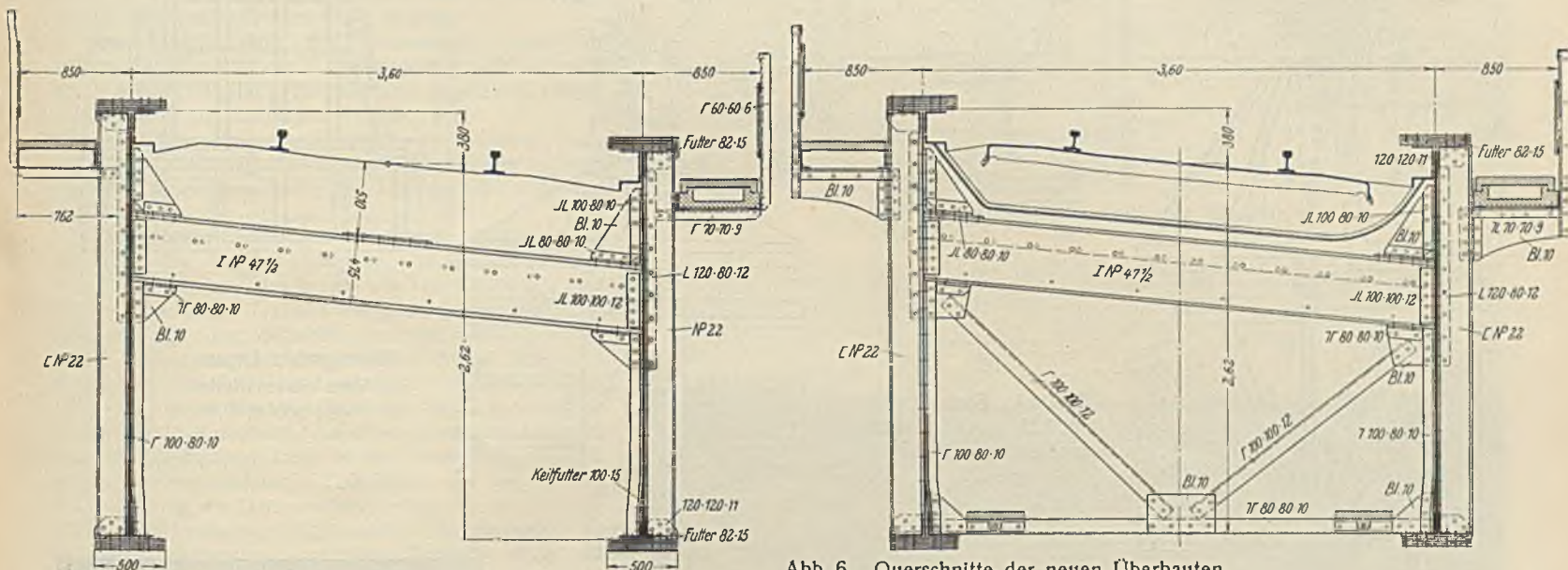


Abb. 6. Querschnitte der neuen Überbauten.



Abb. 8. Draufsicht auf die Fahrbahn mit den Eisenbewehrungen.

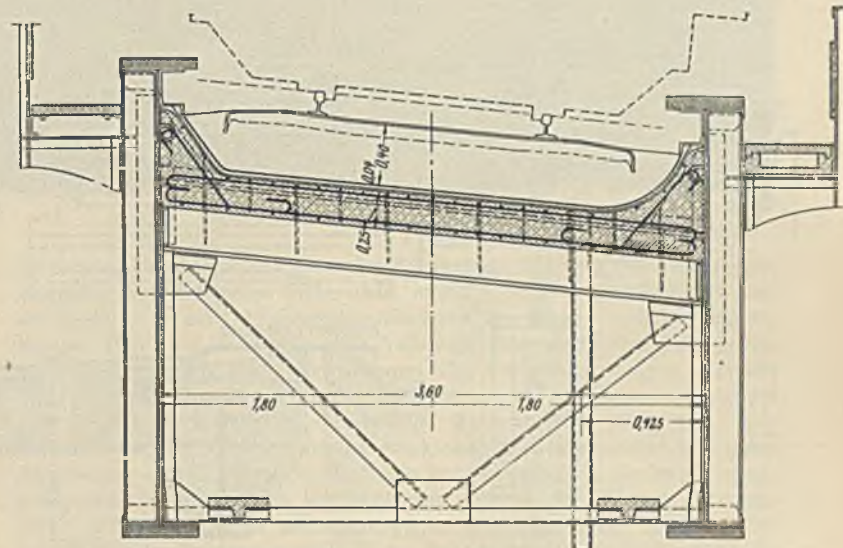


Abb. 9. Querschnitt der neuen Brücke mit Eisenbetonplatten der Fahrbahn, Gehwegen und Besichtigungsstegen.

dichtung wurde besonderes Augenmerk gewidmet. Um ein Durchsickern von Wasser bei den Anschlüssen zu vermeiden, wurde die Abdichtung unter die bei den Obergurten auf der Innenseite angeordneten Z-Eisen geführt. In passenden Abständen angeordnete Locher im Steg der Z-Eisen



Abb. 11. Beginn des Betonierens der Fahrbahnplatte. Schutzgerüst gegen Kälteeinwirkungen. Links alte Überbauten.



Abb. 12. Ansicht auf die neue Brücke mit seitlichen oberen Gehwegen.

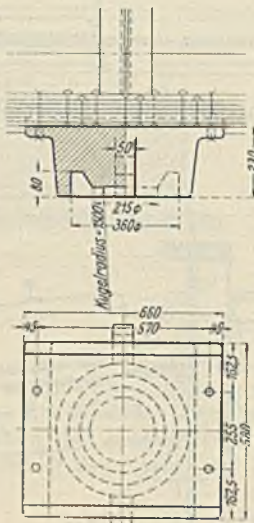
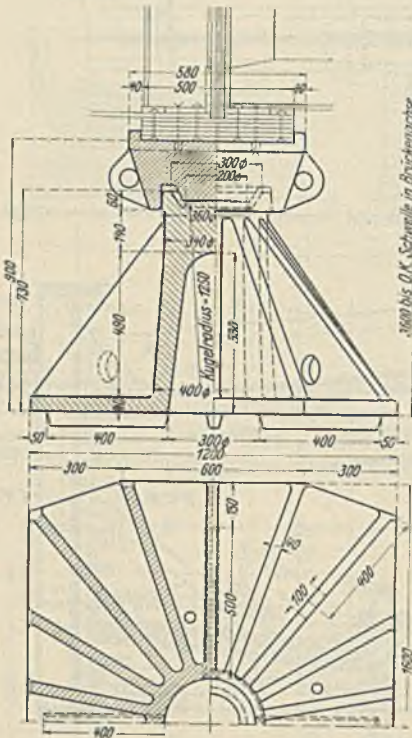


Abb. 14. Festes Lager mit Aufriß und Grundriß samt oberem Kopfstück (für 510 t).

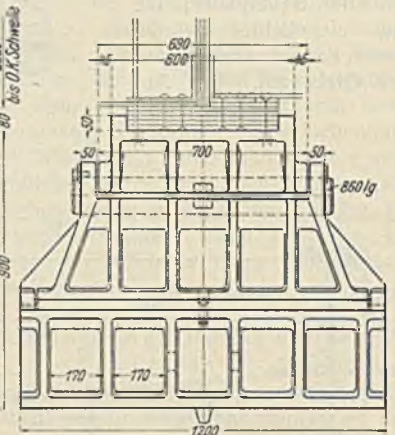
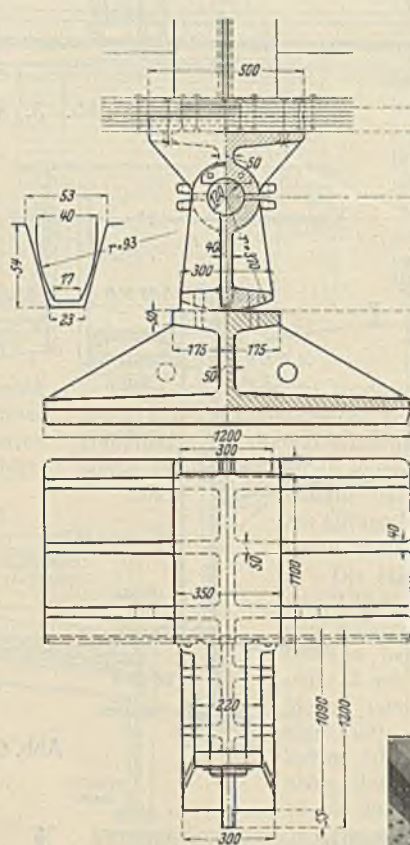


Abb. 15. Bewegliches Lager auf dem einen Pfeiler (für 500 t).

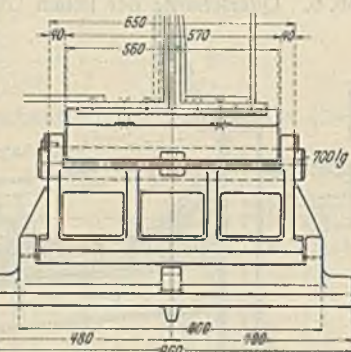
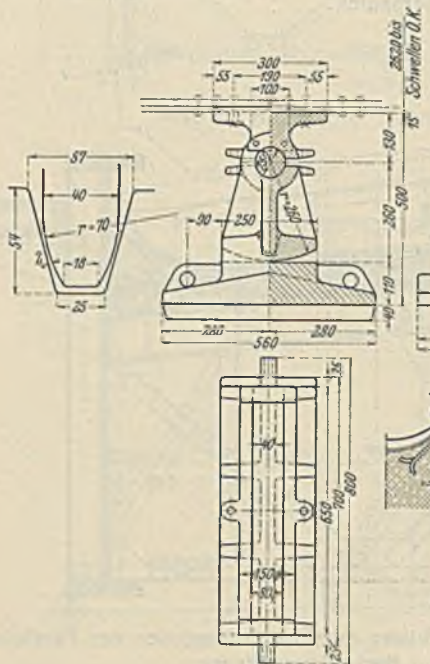


Abb. 16. Bewegliches Lager auf den Widerlagern (für 210 t).

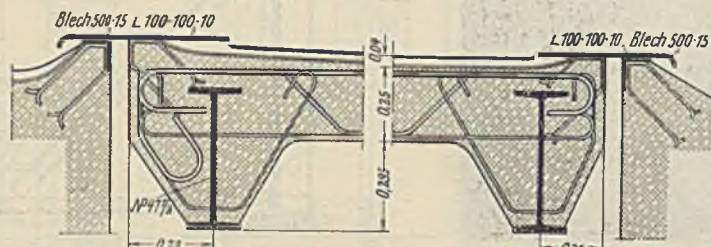


Abb. 10. Längenschnitt durch die Fahrbahnplatte mit Überdeckungsblechen bei den Brückenenden.

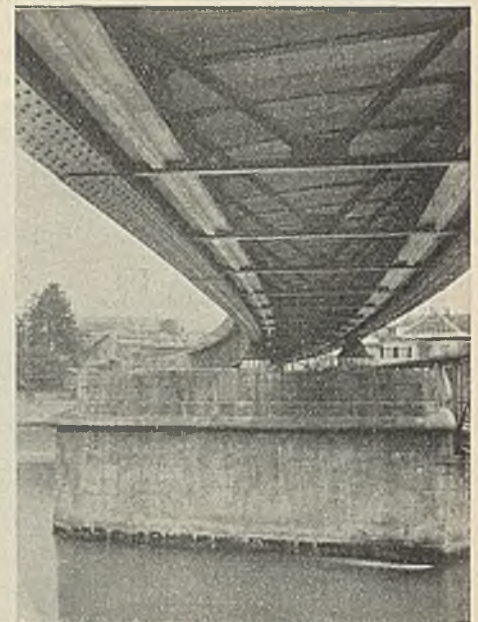


Abb. 13. Untersicht der neuen Überbauten, mit unteren, inneren Besichtigungsstegen.

ermöglichten Zementeinspritzungen zur weiteren Dichtung. Die Kosten der Eisenbetonplatte machten rund 23 000 Fr. oder 60 Fr./m² aus, einschließlich Abdichtung, Schutzschicht und Eisenbewehrung (Abb. 8 bis 11).

Auf der Innen- und Außenseite der Hauptträger befinden sich Dienststege, deren einer zugleich zur Aufnahme von Kabeln hergerichtet ist (Abb. 12).

Längs der Untergurte, auf der Innenseite, befinden sich Eisenbetonbohlen, die bei Besichtigungen gute Dienste leisten (Abb. 13).

Über Pfeilern und Widerlagern sind besonders kräftige Querrahmen angeordnet, die ein Anheben der Brücke gestatten. Die Lager bestehen aus Stahlguß; die beweglichen Lager sind als Stelzenlager aus-

gebildet, deren Aussehen durchaus befriedigend wirkt (Abb. 14 bis 16). — Die Dehnungsfugen sind mit Schleppblechen, die eine Tropfnase erhielten, überdeckt (Abb. 10). Für den Umbau der Pfeiler und Widerlager, sowie das Einbetonieren der Träger für die beiden Seitenöffnungen wurden rd. 50 000 Fr. ausgegeben, so daß der gesamte Brückenbau auf rd. 300 000 Fr. zu stehen kam, worin die Gleisarbeiten noch nicht eingeschlossen sind. Hingegen sind darin rd. 7000 Fr. für die Zementeinspritzungen in die Pfeiler enthalten. Der eine Pfeiler nahm 150 Säcke Sand und 170 Säcke Zement auf, der andere 250 Säcke Zement und 230 Säcke Sand. Die Auflagerbänke bestehen aus Eisenbeton. (Schluß folgt.)

Hydrologische Rechnungen für die Grundwasserabsenkung beim Bau der Nordschleusen-Anlage in Bremerhaven.¹⁾

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. W. Sichert und Dr.-Ing. H. Weber, Siemens-Bauunion.

1. Allgemeines. Der geologische Aufbau des Untergrundes.

Die hydrologischen Verhältnisse. Anordnung und Ausführung der Probeabsenkung und der eigentlichen Grundwasserabsenkung.

Der Bau der Nordschleuse in Bremerhaven, der größten deutschen Schleuse, deren Abmessungen der größten Schleuse der Welt in IJmuiden nur um ein geringes nachstehen, war bereits vor dem Kriege in Angriff genommen, aber bald nach seinem Beginn eingestellt worden. Im Jahre 1927 wurden die Arbeiten durch die Hansestadt Bremen wieder aufgenommen, und zwar unternahm das Hafenbauamt Bremerhaven zunächst umfangreiche Vorarbeiten²⁾, die die Klärung der Eigenschaften und Tragfähigkeit des Baugrundes und der hydrologischen Verhältnisse hinsichtlich der Anwendungsmöglichkeit des Grundwasserabsenkungsverfahrens zum Ziele hatten.

Die Durchführung der notwendigen zahlreichen Probebohrungen und der Probeabsenkung geschah durch die Siemens-Bauunion, der auch die eigentliche Grundwasserabsenkung übertragen wurde.

Die Bohrungen, die zum Teil bis zu einer Tiefe von 50 m unter Gelände hinabgeführt wurden, ergaben über die Zusammensetzung des Untergrundes folgendes (vgl. Abb. 1):

Unterhalb der Geländeoberfläche, die im allgemeinen auf der Höhe + 4 bis + 5 über Bremerhavener Null liegt (mit Ausnahme der bereits vor dem Weltkrieg und während desselben bis - 4 ausgeschachteten Teile der Schleusenbaugrube), befindet sich eine wasserundurchlässige Schicht aus Klei, die im Mittel bis zur Tiefe - 15 hinabreicht. Darunter steht eine teilweise kiesige Sandschicht an, deren Mächtigkeit an der Baustelle zwischen 0,30 m und 10 m wechselt. Auf diese grundwasserführende diluviale Sandschicht folgt in der Tiefe eine diluviale grundwasserundurchlässige Tonschicht, der sog. Urton. Die Gründung der Schleusenhäupter war bis in die Sandschicht hinabzuführen, die gespanntes Grundwasser führt. Im nicht entspannten, normalen Zustande steigt der Grundwasserspiegel im Bohrrohre bis zur Höhe + 2,75 an. Er unterliegt geringen Schwankungen, die unter dem Einflusse der sich im Weserstrom bemerkbar machenden Gezeiten stehen.

Unter diesen örtlichen Verhältnissen mußte für den Schleusenbau damit gerechnet werden, daß bei der Ausschachtung der Baugruben für die Schleusenhäupter Wasserdurchbrüche des unter rd. 2 at Überdruck stehenden Grundwassers den Fortgang der Arbeiten in Frage stellen würden, sofern nicht für rechtzeitige Entspannung und Absenkung durch eine ausreichende Grundwasserabsenkungsanlage gesorgt würde. Für die richtige Bemessung der Entspannungsanlagen wurden die nötigen Unterlagen durch eine Probeabsenkung im Binnen- und Außenhaupt gewonnen. Die Probe-

anlage des Binnenhauptes (Abb. 2) bestand aus vier Brunnen, deren Pumpenachse auf der Höhe - 3,12 lag, diejenige des Außenhauptes aus sechs Brunnen mit der Pumpenachse auf Höhe - 3,40 (vgl. Abb. 1). Die bei dem Probebetrieb gewonnenen Beobachtungswerte wurden für die Ermittlung der Rechnungsgrundwerte (Bodendurchlässigkeitswert k und Reichweite R) benutzt, und das Ergebnis wurde dem Entwurf der Hauptanlagen zugrunde gelegt.

Wegen der großen Ausschachtungstiefe von 22 m, der Nähe des See-

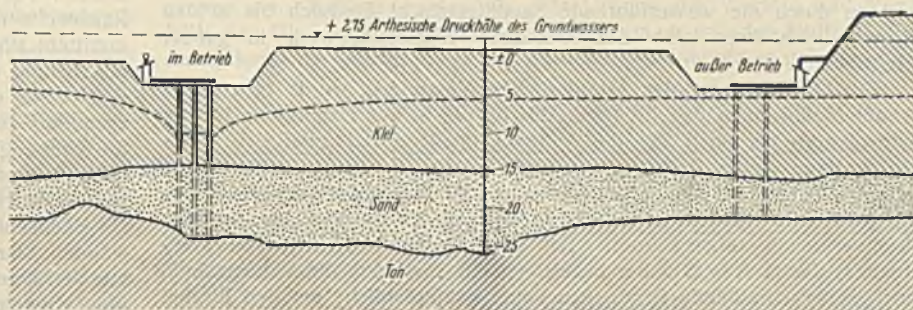


Abb. 1. Geologisches Profil der Baustelle.

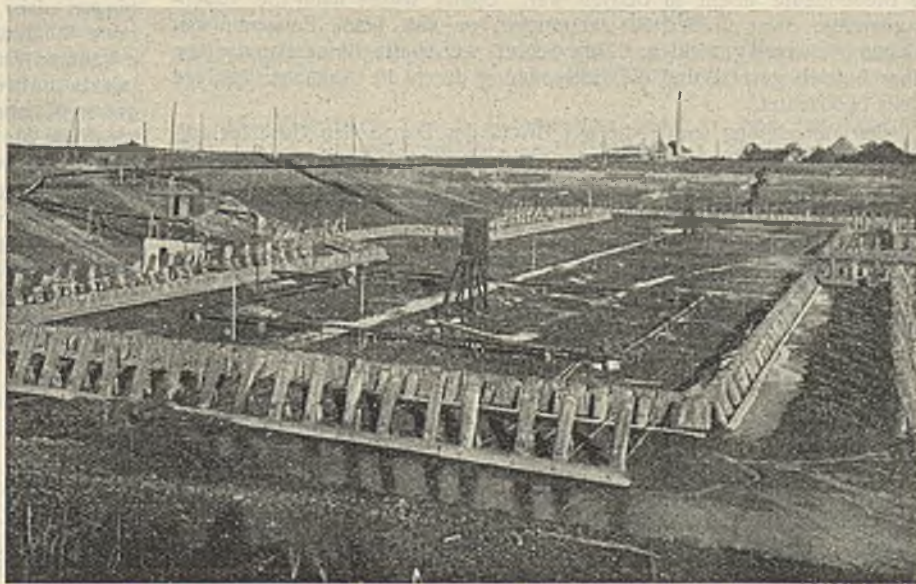


Abb. 2. Versuchsanlage im Binnenhaupt.

¹⁾ Von der Abhandlungsreihe „Nordschleusenanlage Bremerhaven“ erscheint später ein Gesamtsonderdruck. Bestellungen hierauf werden schon jetzt entgegengenommen.

²⁾ Vgl. A. Agatz, „Die Nordschleusenanlage in Bremerhaven“, Z. d. VdI 1929, Nr. 31, S. 1097. Eine ausführliche Veröffentlichung des gleichen Verfassers ist in der Bautechn. zu erwarten.

Es wird weiterhin verwiesen auf die Vorträge, gehalten von Dr. A. Agatz am 2. Oktober 1929, anlässlich der Herbsttagung der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen über „Die Vorarbeiten für den Bau der Nordschleuse in Bremerhaven“ (Bautechn. 1929, Heft 45) und am 18. März 1930, anlässlich der 33. Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins über „Den Bau der Nordschleusen-Anlage zu Bremerhaven“ (Bautechn. 1930, Heft 16).

deiches und der Nachgiebigkeit des Kleibodens war eine Abböschung der Baugrube auf die ganze Tiefe nicht möglich. Es wurden deshalb von der Tiefe - 4 ab Umfassungsspundwände bis in den Urton gerammt. Bis zur Tiefe - 8,50 konnte ohne Aufbruchgefahr ausgeschachtet werden, so daß es möglich war, die Brunnen der Entlastungsanlagen von der Tiefe - 9 aus einzubauen und die Saugleitungen und Pumpenachsen auf - 9 so tief zu verlegen, daß nur eine Brunnenstafel nötig war. Die Brunnen wurden außerhalb der Larssenspundwände angeordnet und unter Anwendung von Schlitzen im Erdreich an die innerhalb der Spundwände gelegenen Saugleitungen angeschlossen, wobei die kurzen Brunnenanschlüsse durch die Spundwände hindurchgeführt wurden. Die Anordnung der Brunnen außerhalb der Spundwände verhinderte nicht nur die Aufbruchgefahr beim weiteren Ausschachten, sondern entlastete noch die Spundwände von dem größten Teil des äußeren Wasserdrucks, wodurch

an Aussteifungsarbeiten gespart und die Sicherheit der Baugrube erhöht werden konnte. Mit diesen Entlastungsanlagen, die für jedes Haupt aus 20 bzw. 18 Brunnen von 150 mm Filterdurchmesser bestanden, konnte der Wasserspiegel bis zur Tiefe -14,50 außerhalb der Spundwandumschließung entspannt werden. Der gleiche Wasserdruck stellte sich auch innerhalb der Spundwände ein, da die Schlösser der Spundwände einen Druckausgleich zuließen. Die weitere Entspannung und völlige Trockenlegung innerhalb der Spundwände wurde dadurch erleichtert, daß die Baugrube jedes Hauptes durch schottenartige Zwischenspundwände in mehrere Unterabschnitte unterteilt wurde, die nacheinander bis zur endgültigen Sohlentiefe ausgehoben wurden. Es genügten in jedem der zwölf Unterabschnitte eines Hauptes ein bis zwei Brunnen dazu, den hierfür erforderlichen Absenkungszustand zu erreichen.

2. Die Auswertung der bei den Probeabsenkungen gewonnenen Beobachtungsergebnisse.

Die nachfolgenden Ausführungen hierüber sind dem „Bericht über den Versuch zur Entspannung des Grundwassers auf der Baustelle der Nordschleuse Bremerhaven“ entnommen, den die Siemens-Bauunion an das Hafenaufbauamt Bremerhaven erstattet hat.

Die Bohrungen für die Absenkungsbrunnen der beiden im vorigen Abschnitt bereits erwähnten Probeanlagen wurden mit Bohrrohr von 300 mm Durchm. durchgeführt, die Brunnen selbst bestanden aus Filterrohr von 150 mm Durchm. mit Tresse, der Zwischenraum zwischen Bohrrohr und Filterrohr wurde mit Filterkies ausgefüllt. Im Klei bestanden die Brunnen aus Aufsatzrohr von 150 mm Durchm. Sämtliche Brunnen reichten durch die wasserführende Sandkieschicht hindurch bis in den Urton, durchfuhren also das artesische Wasserstockwerk in ganzer Mächtigkeit.

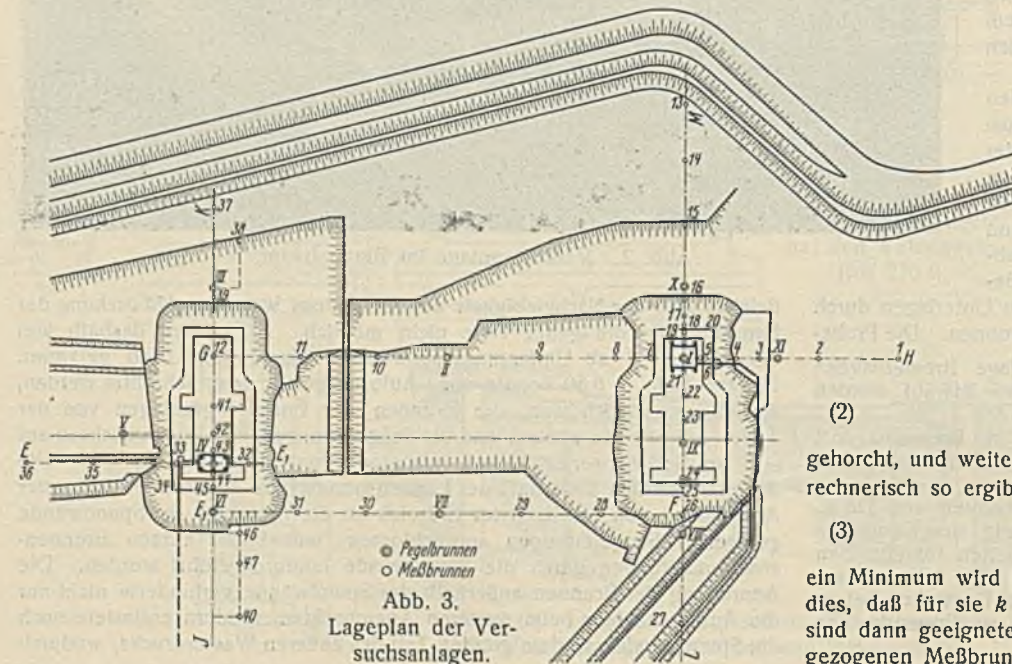
Zur Durchführung der erforderlichen Messungen wurde eine große Anzahl Meßbrunnen gebohrt (vgl. Abb. 3), die in der Hauptsache für die Binnenhaupt- als auch für die Außenhauptanlage auf zwei sich rechtwinklig kreuzenden Achsen angeordnet waren. In diesen Meßbrunnen wurde während der Dauer der Versuche der Wasserstand zweimal täglich gemessen. Außerdem wurden fortlaufend die Fördermenge und der Stromverbrauch aufgezeichnet. Bei einer größeren Anzahl von Meßbrunnen, die in Abb. 3 näher bezeichnet sind, wurden die Wasserstände durch selbstschreibende Pegel gemessen, hauptsächlich, um den Einfluß der Gezeiten auf den Grundwasserstand laufend prüfen zu können. Die Versuche wurden in der Weise durchgeführt, daß zunächst die Anlage im Binnenhaupt allein in Betrieb war. Später wurde dann die Außenhauptanlage dazu in Betrieb genommen, so daß beide Entspannungsanlagen gleichzeitig wirkten. Zum Schluß wurde die Binnenhauptanlage außer Betrieb gesetzt und die Entspannung durch die Außenhauptanlage allein beobachtet.

Der Berechnung wurde die auf Grund des Darcyschen Gesetzes aufgestellte Formel für eine Mehrbrunnenanlage im artesischen Wasser

$$(1) \quad q = \frac{2 \pi m k (H - z)}{\ln R - \frac{1}{n} \cdot \ln x_1, x_2 \dots x_n}$$

zugrunde gelegt.³⁾

³⁾ Vgl. hierzu: Kyrieleis, „Grundwasserabsenkung bei Fundierungsbauten“, S. 74 ff. Berlin 1913. Verlag Julius Springer.



Hierin bedeuten:

- q = die geförderte Wassermenge in m³/sek,
- k = den Durchlässigkeitsbeiwert des Untergrundes nach Darcy in m/sek,
- H = den lotrechten Höhenunterschied zwischen dem freien Spiegel des unentspannten Grundwassers und der Oberfläche des undurchlässigen Grundwasserträgers,
- z = den Wasserstand in dem jeweils betrachteten Meßbrunnen, gemessen von der Oberfläche des undurchlässigen Grundwasserträgers aus,
- m = die Mächtigkeit der grundwasserführenden Schicht,
- R = die Reichweite der Entspannung,
- n = die Anzahl der an die Anlage angeschlossenent Entnahmehbrunnen,
- $x_1, x_2 \dots x_n$ = die waagerechten Abstände der einzelnen Entnahmehbrunnen von dem jeweils betrachteten Meßbrunnen.

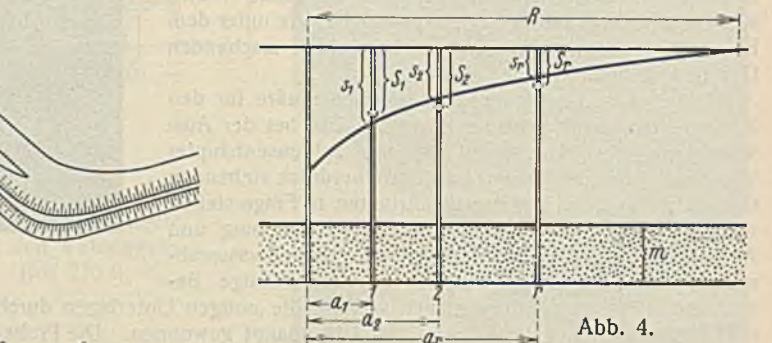
Die Gl. 1 läßt sich auch schreiben:

$$(2) \quad q = \frac{2 \pi m k s}{\ln R - \ln a}$$

wenn man berücksichtigt, daß $H - z$ gleich der Entspannung oder Absenkung s in dem betrachteten Meßbrunnen ist, und wenn man der einfacheren Schreibweise wegen $\frac{1}{n} \cdot \ln x_1, x_2 \dots x_n = \ln a$ setzt.

In den Formeln 1 bzw. 2 sind für die Auswertung durch die Beobachtungen und durch die räumliche Anordnung der Anlage sämtliche Größen bekannt bis auf den Durchlässigkeitsbeiwert k und bis auf die Reichweite R , die aus den Beobachtungsergebnissen durch Rechnung zu ermitteln sind. Hierbei ist zu beachten, daß der Durchlässigkeitswert k unabhängig von der Zeit ist, zu der die Messung stattfand, während die Reichweite der Entspannung sich in den ersten Abschnitten der Entspannung zeitlich sehr stark und in den späteren Zeitabschnitten der Entspannung auch noch in gewissen Grenzen zeitlich verändern kann. Für jede Beobachtung in jedem Meßbrunnen läßt sich eine Zahlengleichung von der Form der Gl. 2 aufstellen, in der k und R noch unbekannt sind. Da Beobachtungen aus einer großen Anzahl Meßbrunnen zur Verfügung standen, stand auch eine große Anzahl von Zahlengleichungen für k und R zur Verfügung, so daß beide Größen bestimmt werden konnten. Da, wie oben dargelegt wurde, R eine Funktion der Zeit ist, war nur zu beachten, daß die Beobachtungen, die den aufzustellenden Zahlengleichungen zugrunde liegen, zu gleicher Zeit stattgefunden hatten. Da die Beobachtungen nicht nur einmal angestellt, sondern durch einen gewissen Zeitraum hindurch des öfteren wiederholt wurden, ließen sich die oben erwähnten Zahlengleichungen gruppenweise auch für verschiedene Zeitpunkte aufstellen. Es ließ sich dann aus jeder dieser Gruppen, die getrennt behandelt werden müssen, k und R ermitteln, wobei man im Idealfalle für k stets denselben Wert erhalten hätte, während die Zahlenwerte, die man für R aus den verschiedenen Gruppen erhielt, die zeitliche Entwicklung der Reichweite angeben mußten.

Für die weitere Formelentwicklung wird angenommen, daß r Meßbrunnen vorhanden sind, in denen zu dem gewählten Zeitpunkte der Beobachtung die Entspannungen bzw. Absenkungen $S_1, S_2 \dots S_r$ gemessen sind. Es soll nun die Entspannungskurve gesucht werden, die einmal dem Gesetze



$$(2) \quad q = \frac{2 \pi m k s}{\ln R - \ln a}$$

gehört, und weiterhin für die Meßpunkte die Entspannungen $s_1, s_2 \dots s_r$, rechnerisch so ergibt, daß der Ausdruck

$$(3) \quad F = \sum_1^r (S - s)^2$$

ein Minimum wird (s. Abb. 4). Soll diese Kurve bekannt sein, so heißt dies, daß für sie k und R bekannt sein müssen. Diese Werte k und R sind dann geeignete Mittelwerte aus den Beobachtungen der in Betracht gezogenen Meßbrunnen.

Setzt man in Gl. 3 den aus Gl. 2 gefundenen Wert

$$s = \frac{q}{2 \pi m k} (\ln R - \ln a)$$

ein, so erhält man

$$(4) \quad F = \sum_1^r \left[S - \frac{q}{2 \pi m k} (\ln R - \ln a) \right]^2$$

Hierin sind alle Werte bekannt, bis auf die beiden voneinander unabhängigen Variablen R und k , die sich gemäß der Bedingung, daß F ein Minimum werden soll, nach den bekannten Gesetzen der Maxima- und Minima-berechnung ermitteln lassen.

Es ergibt sich:

$$(5) \quad k = \frac{q \left[\left(\sum_1^r \ln a \right)^2 - r \sum_1^r (\ln a)^2 \right]}{2 \pi m \left(r \sum_1^r S \ln a - \sum_1^r S \sum_1^r \ln a \right)}$$

$$(6) \quad \ln R = \frac{\sum_1^r S \sum_1^r (\ln a)^2 - \sum_1^r \ln a \sum_1^r S \ln a}{\sum_1^r S \sum_1^r \ln a - r \sum_1^r S \ln a}$$

k und R stellen, wie bereits oben bemerkt, die gesuchten Mittelwerte dar, während auf der rechten Seite der Gl. 5 u. 6 nur bekannte Größen stehen. Die Gleichungen gelten für beliebige Werte r , mit Ausnahme von $r=1$, d. h. es können die Mittelwerte k und R aus Beobachtungen in beliebig vielen Meßbrunnen gebildet werden, wobei es auch nicht erforderlich ist, daß die Meßbrunnen auf einer Geraden liegen. Für $r=1$ nehmen die rechten Seiten der Gleichungen sinngemäß den unbestimmten Wert $\frac{0}{0}$ an, da aus den Beobachtungen eines einzelnen Meßbrunnens sich beide Werte, k und R , nicht ermitteln lassen.

Die Formeln 5 und 6 wurden nunmehr für die Auswertung der Meßergebnisse zugrunde gelegt. Um geeignete Zeitpunkte für die Auswertung auszuwählen, an denen die Entspannung möglichst störungsfrei verlief, wurden die Entspannungen in den einzelnen Meßbrunnen als Funktion der Zeit aufgetragen. Danach wurden in der Hauptsache dann folgende Zeitpunkte ausgewählt:

Für den Betrieb im Binnenhaupt allein wurden die Messungen vom 29. September 6 Uhr und vom 24. September 16 Uhr untersucht. Für die Untersuchung der Entspannung, die durch den alleinigen Betrieb im Außenhaupt bewirkt wurde, wurde die Beobachtung vom 21. Oktober 17 Uhr gewählt. Für die Entspannung während des Betriebes der Gesamtanlage wurde die Messung vom 11. Oktober 17 Uhr näher untersucht. Da der k -Wert und insbesondere aber die Reichweite nach den verschiedenen Richtungen von der Entnahmestelle aus gerechnet verschiedene Werte annehmen können, wurden jeweils die Meßbrunnen, die von der jeweiligen Entnahmestelle aus nach einer Richtung hin lagen, einer gesonderten Betrachtung unterzogen.

Wichtig für jede Auswertung ist die Ermittlung des unangesenkten bzw. unentspannten Grundwasserspiegels. Im vorliegenden Falle wurden hierzu vor Beginn der Absenkung in verschiedenen Meßbrunnen Beobachtungen vorgenommen. Berücksichtigt wurden hiervon die Messungen in den Brunnen 1 und 2, die in der Zeit vom 27. Juli bis 3. August vorgenommen worden sind, da späterhin durch das Niederbringen von Brunnen, durch welche artesisches Wasser überfloß, eine Störung der Druckverhältnisse eingetreten ist.

Es ergab sich der mittlere Wasserstand des Grundwassers:

während der Flut zu . . . + 2,88 m
 „ „ Ebbe „ . . . + 2,68 „
 beim Mittelwasser . . . + 2,76 „

wobei die Flut- und Ebbewasserstände des Grundwassers zeitlich nicht mit dem Auftreten von Flut und Ebbe in der Weser zusammenfielen. Die größten Unterschiede in dem unentspannten Grundwasser betragen demgemäß 0,20 m.

Während der Entspannung selbst ist der unentspannte Wasserspiegel unbekannt, er kann jeweils nur geschätzt werden, ausgehend von den Weserwasserständen. Nach vorstehendem bleiben die Schätzungen innerhalb eines Fehlers von 0,20 m. Es läßt sich an Hand von Gl. 2

$$Q = \frac{2 \pi m k s}{\ln R - \ln a}$$

zeigen, daß Fehler im Maße der Absenkung absolut gemessen prozentual in gleicher Höhe auf den k -Wert übergehen. Da die Absenkung in den Meßbrunnen im allgemeinen nicht unter 5,00 m betragen hat, so kann ein Schätzungsfehler von 0,20 m bei der Bestimmung des k -Wertes nur einen Fehler von 4% hervorrufen.

Hinsichtlich der Mächtigkeit m der artesischen Schicht ist zu bemerken, daß die Formeln 2 und ebenso 5 und 6 voraussetzen, daß m über das gesamte artesische Feld hinweg konstant bleibt, was praktisch nicht der Fall ist. Es muß deshalb für die Untersuchungen jeder einzelnen

Brunnengruppe von Fall zu Fall aus den Bohrergebnissen der mittlere Wert für m geschätzt werden. Die Festsetzung von m ist naturgemäß Zufälligkeiten unterworfen. Da die Ermittlung von R vollkommen unabhängig von m , k dagegen umgekehrt proportional dem Wert m ist, so empfiehlt es sich, k und m zu der gemeinsamen Unbekannten e zusammenzufassen und diesen Wert späterhin für die Berechnung der Hauptanlage statt der Einzelwerte m und k einzuführen. Hierdurch werden die Zufälligkeiten und Unstimmigkeiten bei der Bestimmung von m ausgeschaltet.

Von den zahlreichen zur Verfügung stehenden, zeitlich aufeinanderfolgenden Beobachtungen wurden auf Grund eines graphischen Vergleichs, wobei die Entspannungen in den einzelnen Meßbrunnen als Funktion der Zeit aufgetragen wurden, folgende ausgewählt, die die geringsten Störungen aufweisen:

Betriebsweise	Zeitpunkt der geringsten Störungen	
Binnenhaupt, allein in Betrieb	29. 9.	6 Uhr
	24. 9.	16 „
Außenhaupt, allein in Betrieb	21. 10.	17 „
Gesamtanlage (beide Häupter in Betrieb)	11. 10.	17 „

Die Auswertung für jeden der drei Betriebsfälle ging jeweils von der Auswahl der gemeinsam zu beobachtenden Brunnengruppen und Ermittlung der mittleren Mächtigkeit m der artesischen Schicht jeder Brunnengruppe aus. Sodann wurden für jede Gruppe die Werte k und R mit Hilfe der Gl. 5 u. 6 ermittelt und der Wert $m \cdot k$ aus der Multiplikation des gefundenen Wertes k mit der mittleren Mächtigkeit m gebildet.

Alleinbetrieb im Binnenhaupt.
 Brunnengruppen und mittlere Mächtigkeit m .

Brunnengruppe	Zugehörige Meßbrunnen	Mittlere Mächtigkeit m
Nord (außerhalb der Spundwand)	1, 2, XI, 3, 4, 5	5,67
Süd (. . . .)	7, 8, 9, II, 10, 11, 12	7,83
West (. . . .)	13, 14, 15, X, 16, 17, 18, 19	6,07
Ost (. . . .)	25, 26, VIII, 27	6,01
Brunnengruppe innerhalb der Spundwand.	A, B, C, D, 20, I, 6, 21, 22, 23, IX, 24	5,66

Die Ermittlung von k , R bzw. $m \cdot k$ wird an dem nachfolgenden Beispiel der Gruppe Nord für den Zeitpunkt des 29. September 6 Uhr gezeigt. Für die Ermittlung der Absenkung S wurde hier wie auch weiterhin der mittlere Wasserstand mit der Ordinate + 2,76 zugrunde gelegt.

Alleinbetrieb im Binnenhaupt, Gruppe Nord.

Meßbrunnen	Wasserstand	S	a	$\ln a$	$(\ln a)^2$	$S \ln a$
1	-2,88	5,64	168,30	5,13	26,32	28,95
2	-3,91	6,67	105,40	4,66	21,72	31,07
XI	-4,30	7,06	73,30	4,29	18,40	30,25
3	-5,01	7,77	58,80	4,07	16,56	31,60
4	-5,57	8,33	41,80	3,73	13,91	31,10
5	-6,65	9,41	19,50	2,97	8,82	27,92
		44,88 = $\sum S$	—	24,85 = $\sum \ln a$	105,73 = $\sum (\ln a)^2$	180,89 = $\sum S \ln a$

Weiterhin ist: $m = 5,67$; die Anzahl der Brunnen $n = 6$, die sekundliche Fördermenge $Q = 0,022 \text{ m}^3/\text{sek}$.

Nach Gl. 5 u. 6 erhält man nunmehr:

$$\ln R = \frac{44,88 \cdot 105,73 - 24,85 \cdot 180,89}{44,88 \cdot 24,85 - 6 \cdot 105,73} = \frac{250,08}{29,93} = 8,35$$

$$R = 4200 \text{ m.}$$

Weiterhin wird:

$$k = \frac{0,022}{2 \cdot 5,67 \cdot 3,14} \cdot \frac{24,85^2 - 6 \cdot 105,73}{-29,93} = 0,000348 \text{ m/sek}$$

und

$$m \cdot k = 5,67 \cdot 0,000348 = 0,00197.$$

Die Gruppe Süd wurde für die Auswertung ausgeschlossen, da durch gleichzeitig stattgefundenen Bohrungen im Außenhaupt und die hiermit verbundene Wasserentnahme eine Beeinflussung der Südgruppe eingetreten zu sein scheint. Die Gruppe West wurde ausgeschlossen, da hier, an-

scheinend durch unmittelbaren Zufluß von der Weser her, die Entspannungskurve unregelmäßig verlief. Die Brunnen innerhalb der alten Holzspundwand aus der Vorkriegszeit wurden als gesonderte Gruppe behandelt, da durch die Einschnürung, die durch die Spundwand im artesischen Stockwerk bewirkt wird, die Entspannungskurve an der Spundwand nicht stetig verläuft. Ohne diese getrennte Behandlung wäre das Ergebnis der Reichweite für die außerhalb der Spundwand gelegenen Brunnen stark beeinflusst worden. Die Ermittlung wurde für den Zeitpunkt des 24. September 16 Uhr noch einmal in gleicher Weise durchgeführt. Zu diesem Zeitpunkt war die Entspannung noch nicht so weit fortgeschritten, wie am 29. September, desgleichen war die geförderte Wassermenge etwas geringer. Die Gruppen Süd und West wurden wiederum aus geschlossen. Die Ergebnisse finden sich in der Zusammenstellung aller Auswertungsdaten.

Für die Auswertung wurde der unentspannte Spiegel wieder auf Ord. + 2,76 angenommen. Für die Gruppe Nord gilt das gleiche wie für die Gruppe Süd des Binnenhauptes und die Gruppe Nord wurde

Alleinbetrieb im Außenhaupt.
Brunnengruppen und mittlere Mächtigkeit *m*.

Brunnengruppe	Zugehörige Meßbrunnen	Mittlere Mächtigkeit <i>m</i>
West	37, 38, III, 39, 12, 41, 42, 43	6,36
Ost	44, 45, VI, 46, 47, 40	3,20
Nord	32, 31, 30, VII, 29, 28, 26	4,84
Süd	33, 34, V, 35, 36	4,88

Die Wassermenge beträgt hier $Q = 0,027 \text{ m}^3/\text{sek}$, die Brunnenzahl $n = 4$.

deshalb bei der Auswertung nicht berücksichtigt. Ebenso wurde hinsichtlich der Gruppe West verfahren, die ebenso wie die Gruppe West des Binnenhauptes von der Weser beeinflusst wurde. Die ermittelten Werte *k*, *R* und $m \cdot k$ finden sich in der Zusammenstellung aller Auswertungsdaten. (Schluß folgt.)

Berechnung, bauliche Durchbildung und Ausführung geschweißter Eisenbahnbrücken.¹⁾

Von Dr.-Ing. Kommerell, Direktor bei der Reichsbahn im Reichsbahn-Zentralamt.

(Vortrag gehalten am 20. Mai 1930 in Wittenberge vor den Brückendirektoren der Reichsbahndirektionen.)

I. Allgemeines.

1. Ein Blick in die technischen Zeitschriften der ganzen Welt zeigt, welch reges Interesse für das Schweißen von Stahlbauten besteht. Wohl sind bei uns „Richtlinien für die Ausführung geschweißter Stahlbauten im Hochbau“²⁾ herausgekommen. Entsprechende Richtlinien für Brückenbau fehlen bei uns noch. Während nun in Amerika das Schweißen im Brückenbau schon ziemlich weit fortgeschritten ist und auch schon ein Entwurf von Richtlinien für geschweißte Brücken im Eng. News-Rec. 1929 vom 22. August von G. D. Fish veröffentlicht³⁾ wurde, ist man in Europa über einzelne Versuchsbrücken noch nicht hinausgekommen. Die Veröffentlichungen über diese Brücken zeigen, daß die Berechnungsmethoden für die Schweißnähte noch nicht einheitlich und ausreichend sind, um dem entwerfenden Ingenieur die Mittel in die Hand zu geben, die Schweißnähte mit derselben Leichtigkeit zu berechnen wie etwa Nietverbindungen. Es macht den Eindruck, als ob das Schweißen noch zu sehr handwerksmäßig behandelt wird, und ich sehe meine Hauptaufgabe darin, Ihnen zu zeigen, wie man durch theoretische Überlegungen die Schweißnähte ebensogut und mit demselben Sicherheitsgrad berechnen kann wie Nietverbindungen. Es ist selbstverständlich, daß die Berechnungsgrundlagen sich auf die Erfahrungen und Versuche stützen müssen, die mit Schweißverbindungen gemacht worden sind. Es ist klar, daß man die Ergebnisse der noch im Gange befindlichen zahlreichen Versuche dazu verwenden muß, die Berechnungsgrundlagen auf ihre Richtigkeit nachzuprüfen, wo nötig abzuändern und zu ergänzen. Sind aber erst einwandfreie Berechnungsgrundlagen aufgestellt, so wird das Schweißen der Stahlbauwerke sowohl im Hochbau als auch im Brückenbau zur Selbstverständlichkeit werden und das Schweißen wird einen Aufschwung nehmen, der — namentlich der wirtschaftlichen Vorteile wegen — ein fast vollständiges Verdrängen des Nietverfahrens zur Folge haben kann.

Wir älteren, an das Nieten gewöhnten Ingenieure gehen selbstverständlich an das Schweißen unserer Eisenbahnbrücken mit einem gewissen Mißtrauen heran, allein es läßt sich nach den inzwischen gemachten Erfahrungen sagen, daß kein Anlaß vorliegt, den Schweißkonstruktionen nicht mit demselben Vertrauen entgegenzutreten wie den Nietkonstruktionen, wenn

- a) die Schweißer gut ausgebildet und auf ihre Fertigkeit geprüft sind,
- b) die Werkstoffe, Geräte und Maschinen für das Schweißen den Vorschriften entsprechen,
- c) die Schweißarbeiten ständig beaufsichtigt werden und jede einzelne Schweißnaht planmäßig untersucht und abgenommen wird.

2. Zunächst empfiehlt es sich, Vorschriften für das Schweißen von Brücken nur für Stahl St 37 aufzustellen. Bei Verwendung von hochwertigem Baustahl müssen besondere Vorschriften gegeben werden. Dementsprechend beziehen sich alle meine Ausführungen nur auf Stahlbauten aus St 37.

3. Für die Berechnung der Brücken selbst und ihre bauliche Durchbildung gelten die „Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken“ (BE) und die „Grundsätze für die bauliche Durchbildung“ (GE), während für die Ausführung die „Technischen Vorschriften für Stahlbauwerke“ maßgebend sind, soweit sie nicht durch Vorschriften, die mit dem Schweißen selbst zusammenhängen, abgeändert oder ergänzt werden.

4. Beim Schweißen ist Lichtbogenschweißung mittels Gleichstromes unter Verwendung auch nicht ummantelter Schweißdrähte (Elektroden) vorausgesetzt.

¹⁾ Ein Sonderdruck erscheint demnächst im Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1930.

²⁾ Aufgestellt vom Fachausschuß für Schweißtechnik im Verein deutscher Ingenieure, s. Zeitschrift „Die Elektroschweißung“, Heft 1, 1930. Vgl. auch Stahlbau 1930, Heft 9, S. 105.

³⁾ S. Dr.-Ing. R. Bernhard in der „Zeitschrift für Elektroschweißung“, Heft 2, 1930, u. Bautechn. 1930, S. 117.

II. Schweißnähte und ihre Anordnung.

1. Die beim Schweißen vorkommenden Nahtformen und ihre Bezeichnungen gehen aus der Tafel I hervor.

Bei Stahlbauwerken, insbesondere in Werkzeichnungen, empfiehlt sich zur Deutlichkeit und um jeden Zweifel auszuschließen, die auf einer Zeichnung vorkommenden Schweißnähte in größerem Maßstab herauszuzeichnen und an den vorkommenden Stellen mit S_1, S_2, \dots auf die Zeichnung der Schweißnähte hinzuweisen. Man hat dann auch Gelegenheit, darzustellen, in wieviel Lagen eine Naht geschweißt werden soll. Bei unterbrochenen Schweißnähten wird es meist zweckmäßig sein, die Länge *l* der Nähte und ihren lichten Abstand l_0 in die Zeichnungen einzutragen.

- 2. Man unterscheidet Stumpfschweißung, Kehlschweißung, Schlitz-(Loch) Schweißung und dementsprechend Stumpfnähte, Kehlnähte, Schlitz-(Loch)-Nähte.

Weitaus die meisten Nähte, die im Brückenbau vorkommen, sind Kehlnähte.

3. Maßgebend für die Festigkeit ist die kleinste Bruchfläche der Naht, also die Dicke *a* (Kehle) und die Länge *l* der Schweißnaht. Bei der Berechnung von *l* werden Kraterenden nicht berücksichtigt. Auch die sogenannte Einbrenntiefe und der Schweißwulst bleiben außer Betracht.

4. Die Stumpfnähte werden nach Form, Kehle (*a*) und Länge *l*

bezeichnet, z. B.: $\sqrt{\text{Naht}} \frac{\begin{matrix} (a) \\ 12 \\ 300 \\ (l) \end{matrix}}$

Für die Berechnung der Kehlnähte ist die Höhe *a* (Kehle) des gleichschenkligen, in der Regel rechtwinkligen Dreiecks maßgebend, das sich in den Nahtquerschnitt einzeichnen läßt.

Bezeichnung: $\text{Kehlnaht} \frac{\begin{matrix} (a) \\ 10 \\ 620 \\ (l) \end{matrix}}$

Schlitznähte haben rechteckigen Querschnitt. Im Grundriß können sie rechteckige, langlochähnliche und kreisrunde Form haben. Die Abrundung der Ecken ist für die Spannungsverteilung günstig. Die Schweißung der Schlitznähte verbindet die Schweißfläche des einen Gliedes mit den Lochwandungen des anderen Gliedes und füllt den Schlitz vollständig aus.

Beispiel: $\text{Langlochnaht} \frac{\begin{matrix} (l) (a) \\ 10 \cdot 12 \\ 80 \\ (l) \end{matrix}}$

5. Schon bei der Entwurfsbearbeitung muß man sich überlegen, ob die Nähte auch bequem ausgeführt werden können. Dabei ist es ein großer Unterschied, ob die Naht in der Werkstatt oder auf der Baustelle geschweißt werden soll. Wenn irgend möglich, ist in der Werkstatt zu schweißen, weil die Arbeit sorgfältiger ausgeführt und überwacht werden kann. Z. B. kann die sogenannte Überkopfschweißung gut nur von besonders geübten Schweißern ausgeführt werden. Man wird also Überkopfschweißung auf der Baustelle nur im Notfall vorsehen. Die Kehlnähte zur Verbindung der oberen Gurtung eines Blechträgers mit dem Stegblech erfordern kein Überkopfschweißen, wenn der Träger in der Werkstatt geschweißt wird (Umdrehen möglich). Es empfiehlt sich, Nähte, deren Güte bei der Ausführung zweifelhaft sein kann, in der Festigkeitsberechnung außer Betracht zu lassen.

Bei langen Nähten besteht die Gefahr der Schrumpfung, deren Folgen Verwerfungen der Bauteile sind. Durch Anordnung von unterbrochenen Nähten können oft Erleichterungen für die Ausführung geschaffen werden.

Am leichtesten sind Kehlnähte auszuführen. Die sorgfältige Herstellung wird schwieriger, wenn die zu verbindenden Schweißflächen nicht senkrecht aufeinander stehen, weil durch den spitzen Winkel der Lichtbogen sich unter Umständen stark abkühlt.

Stumpfnähte erfordern ziemlich viel Schweißgut und bei größerer Dicke der zu verbindenden Teile Schweißen in mehreren Lagen.

Schlitznähte, die bei guter Ausführung ausgezeichnet sein können, sind schwer zu überwachen, da man der fertigen Schweißung nicht ansehen kann, ob nicht lediglich das Loch mit Schweißgut ausgefüllt ist und im unteren Blech ein Einbrennen überhaupt nicht stattgefunden hat. Die Schlitzlöcher sollen möglichst gleichlaufend zur Faserrichtung der zu verbindenden Bleche angeordnet werden.

6. Aus den Zeichnungen muß ersichtlich sein, wenn es sich um Baustellenschweißungen und Überkopfschweißung handelt.

7. Bei dem Entwurf ist es falsch, die bei Nietverbindungen üblichen Bauweisen schematisch nachzuahmen, vielmehr müssen sich beim Schweißen die Bauweisen aus der Eigenart der Schweißungen heraus entwickeln. Oft können mit Leichtigkeit beim Schweißen Verbindungen ausgeführt werden, die beim Nieten zu großen Schwierigkeiten führen würden (z. B. Verbindung von Rohrquerschnitten). Während bei Nietverbindungen das Winkelleisen das wichtigste Verbindungselement ist, spielen beim Schweißen Bleche und Flacheisen die Hauptrolle (s. Abschnitt VI).

III. Berechnung der Schweißnähte.

1. Es empfiehlt sich, namentlich für den Anfang, alles — selbst die einfachsten Sachen — rechnerisch zu verfolgen, weil sich durch die Berechnung das statische Gefühl stärkt und Bauweisen vermieden werden, die für Schweißen unzurechnungsfähig sind. Oft wird auch die Berechnung allein ergeben, ob es möglich ist, an Schweißnaht zu sparen (unterbrochene Schweißnähte).

2. Die Querschnitte der geschweißten Brückenteile werden wie bei den genieteten Bauweisen nach der BE berechnet. Es bleibt also nur noch übrig, die Schweißnähte selbst zu berechnen. Die Biegemomente, Querkräfte und Stabkräfte, herrührend von der Verkehrslast, sind mit den Stoßziffern η nach der BE zu multiplizieren.

3. Um den Ermüdungserscheinungen durch wiederholte Belastung und Entlastung bei den Schweißverbindungen Rechnung zu tragen, sollen unter Anlehnung an die amerikanischen Versuche und Berechnungsmethoden die für die Schweißnähte maßgebenden Biegemomente, Querkräfte und Stabkräfte nach folgenden Formeln vergrößert werden, wobei $\max M \dots$, $\max Q \dots$ die absolut größten, $\min M \dots$, $\min Q \dots$ die absolut kleinsten Werte bedeuten:

- (1) $M = \max M + \frac{1}{2} (\max M - \min M)$
- (2) $Q = \max Q + \frac{1}{2} (\max Q - \min Q)$
- (3) $S = \max S + \frac{1}{2} (\max S - \min S)$

Dabei sind positive Momente, Querkräfte und Stabkräfte mit +, negative mit — in die Rechnung einzuführen.

Ist also z. B.

$\left. \begin{matrix} \max M = 100 \text{ tm} \\ \min M = 100 \text{ tm} \end{matrix} \right\} \text{ d. h. bleibt das Biegemoment stets gleich, so}$
wird $M = 100 + \frac{1}{2} (100 - 100) = 100 \text{ tm}$.

Ist $\max M = +100 \text{ tm}$
 $\min M = 0 \text{ tm}$, so wird
 $M = 100 + \frac{1}{2} (100 - 0) = 150 \text{ tm}$.

Art	Sinnbild in Anwendung für Ansicht bzw. Aufsicht Querschnitt	
Stumpfnähte		
Einfache Stumpfnah		
Doppel-Stumpfnah		
Strichnah		
V-Nah		
X-Nah		
Bezeichnung: Nach Nahdicke a V-Nah $\frac{12 \cdot a}{300 \cdot l}$ und Länge l z. B. $\frac{12 \cdot a}{300}$		
Werden die Schweißwulste zwecks Überdeckung mit Winkel- oder Flacheisen abgearbeitet, so erhalten die Sinnbilder statt Kreisbogen gerade Striche		
Kehlnähte		
Volle Kehlnah durchlaufend		
Leichte Kehlnah		
Diese Nähte sind im Brückenbau nicht zugelassen		
Volle Kehlnah unterbrochen		
Bezeichnung: Die Kehlnähte werden nach der Kehle a und der Länge l der Nah bezeichnen. Beispiel: Kehlnah $\frac{10 \cdot a}{50 \cdot l}$ Bei unterbrochenen Kehlnähten ist das Maß $\frac{10}{50}$ der Unterbrechung in der Zeichnung anzugeben		
Schlitznähte		
Langloch - Schlitz eckig		
" " abgerundet		
Rundloch		
Bezeichnung: Die Schlitznähte werden nach der Nahdicke t , der Nahbreite a und der Nahlänge l bezeichnet. Beispiel: Schlitz eckig $\frac{10 \cdot 12 \cdot (l \cdot a)}{80}$ abgerundet $\frac{10 \cdot 12 \cdot (l \cdot a)}{80}$ Rundloch $\frac{10 \cdot 12 \cdot (l \cdot a)}{80}$		

Tafel 1.

Ist $\max M = +100 \text{ tm}$
 $\min M = -100 \text{ tm}$, so wird
 $M = 100 + \frac{1}{2} (100 + 100) = 200 \text{ tm}$.

Im ungünstigsten Fall, bei wechselnder Belastung mit rechnerisch gleichen Grenzwerten, sind also Biegemomente, Querkräfte und Stabkräfte doppelt so hoch bei der Berechnung der Schweißnähte zu berücksichtigen wie bei sich stets gleichbleibender Belastung. (Diese Art der Berechnung der Schweißnähte ist also unabhängig von der Art der Berechnung der Querschnitte der zu verwendenden Teile nach der BE.)

4. Die von den so errechneten äußeren Kräften herrührenden Biegemomente, Verdrehungsmomente und Querkräfte, die auf die Schweißnähte wirken, werden nach den bekannten Gesetzen der Statik berechnet, wobei die Hauptsache ist, zu überlegen, wie die äußeren Kräfte auf die Schweißnähte und von diesen wieder auf die Bauteile übertragen werden. Die Schweißnähte selbst sind also als konstruktive Bauteile zu betrachten, die den bekannten Gesetzen der Statik folgen. Versuche haben ergeben, daß man den Elastizitätsmodul von Schweißnähten bei Zug, Druck oder Biegung zu $E = 2\,000\,000 \text{ kg/cm}^2$ annehmen kann. Bei Scherspannung ist er wesentlich niedriger. (Etwa $E = 1\,500\,000 \text{ kg/cm}^2$.)

5. Da die Schweißnähte empfindlich gegen unsymmetrischen Lastangriff sind, so müssen exzentrische Anschlüsse, Biegemomente und Drehmomente möglichst vermieden, jedenfalls aber rechnerisch verfolgt werden.

IV. Zulässige Beanspruchung der Schweißnähte.

1. Auf Grund von Versuchen ist festgestellt, daß unter Zugrundelegung desselben Sicherheitsgrads wie bei genieteten Bauweisen bei Schweißnähten zugelassen werden kann:

a) bei Zug und Druck (Randspannung bei Biegung)

$$\sigma_{zul\ Schw} = 0,8 \sigma_{zul}$$

b) bei Scherspannungen

$$\tau_{zul\ Schw} = 0,5 \sigma_{zul}$$

wo σ_{zul} die zulässige Beanspruchung für St 37 nach der BE ist. Bei diesen Werten sind schon etwaige Schwindspannungen der Schweißnähte berücksichtigt.

Hiernach ergibt sich die zulässige Beanspruchung ohne Zusatzkräfte zu:

$$\sigma_{zul\ Schw} = 0,8 \cdot 1400 = 1120 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{zul\ Schw} = 0,5 \cdot 1400 = 700 \text{ „}$$

Bei Berücksichtigung der Zusatzkräfte:

$$\sigma_{zul\ Schw} = 0,8 \cdot 1600 = 1280 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{zul\ Schw} = 0,5 \cdot 1600 = 800 \text{ „}$$

Bei Windverbänden ergibt sich:

$$\sigma_{zul\ Schw} = 0,8 \cdot 1000 = 800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{zul\ Schw} = 0,5 \cdot 1000 = 500 \text{ „}$$

Im folgenden soll nun an der Hand von Beispielen ein Näherungsverfahren beschrieben werden, wie es zur Berechnung der Schweißnähte verwendet werden kann.

V. Beispiele zur Berechnung von Schweißnähten.

1. Beispiel: Anschluß eines Fahrbahnträgers IP 30 an einen Querträger ohne durchschießende Platte.

Es sei errechnet:

$$\max M = 8,0 \text{ tm (unter Berücksichtigung der Stoßziffer)}$$

$$\min M = 2,4 \text{ „}$$

$$\max A = 24,0 \text{ t (unter Berücksichtigung der Stoßziffer)}$$

$$\min A = 4,0 \text{ t}$$

daraus das durch die Schweißnähte anzuschließende Biegemoment

$$M = 8,0 + \frac{1}{2}(8,0 - 2,4) = 10,8 \text{ tm}$$

und die Querkraft

$$A = 24 + \frac{1}{2}(24,0 - 4,0) = 34 \text{ t}$$

Die Schweißnähte erhalten Randspannungen in waagerechter Richtung, herrührend vom Biegemoment M , und gleichmäßig über die Anschlußnähte verteilte Scherspannungen in senkrechter Richtung, herrührend vom Auflagerdruck A .

Die waagerechten Spannungen wirken sich in den Fugen AC als Zug- oder Druckspannungen, in den Fugen AB als Scherspannungen aus. Der gefährliche Querschnitt in der Kehlnaht ist AD (Abb. 2).

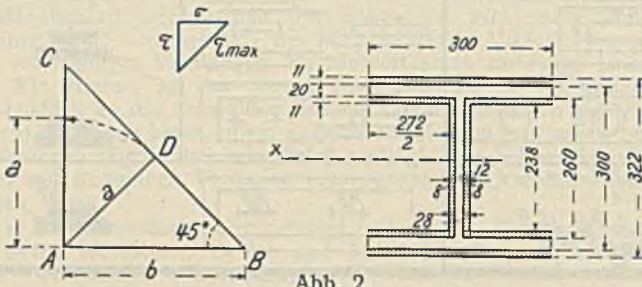


Abb. 1.

Abb. 2.

Man rechnet etwas ungünstig, wenn man sich die maßgebenden Querschnitte AD in die Ebene AC umgeklappt denkt und aus der so entstandenen Fläche (schraffiert) die Spannungen berechnet.

$$\text{Bei } b = 1,5 \text{ cm ist } a = \frac{1,5}{\sqrt{2}} \approx 1,1 \text{ cm}$$

$$\text{„ } b = 1,2 \text{ „ } a = \frac{1,2}{\sqrt{2}} \approx 0,8 \text{ cm}$$

$$F_{Schw} = 30 \cdot 32,2 - 27,2 \cdot 23,8 - 154 = 165 \text{ cm}^2$$

$$J_{x\ Schw} = \frac{1}{12}(30 \cdot 32,2^3 - 27,2 \cdot 23,8^3) - 25760 = 27148 \text{ cm}^4$$

$$W_{x\ Schw} = \frac{27148}{16,1} = 1686 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_{Schw} = \frac{1080000}{1686} = 642 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{Schw} = \frac{34000}{165} = 206 \text{ kg/cm}^2$$

Diese Berechnungsart dürfte angängig sein, wenn man voraussetzt, daß der Querschnitt des angeschlossenen IP 30-Trägers auch nach der Biegung in der Anschlußfläche eben bleibt und daß die Schweißnähte die Drehung mitmachen müssen.

Setzt man beide Spannungen zusammen und rechnet bei Kehlnähten grundsätzlich beide Spannungen als Scherspannungen, so wird die größte Scherspannung in den Kehlnähten (ungünstig gerechnet)

$$\max \tau_{Schw} = \sqrt{642^2 + 206^2} = 674 \text{ kg/cm}^2$$

Ohne Zusatzkräfte ist bei St 37

$$\tau_{zul\ Schw} = \frac{1}{2} \cdot 1400 = 700 \text{ kg/cm}^2$$

Wäre aber die tatsächlich größte Spannung bei Berechnung des Schienenträgers nur 1350 kg/cm² gewesen, so wäre — um den Anschluß ebenso stark auszuführen —

$$\tau_{zul\ Schw} = \frac{1}{2} \cdot 1350 = 675 \text{ kg/cm}^2$$

Wenn auch hiernach der Anschluß genügen würde, so wird man doch der Bauweise mit durchschießender Platte den Vorzug geben (s. folgendes Beispiel), zumal alle Schweißnähte auf der Baustelle herzustellen wären (Überkopfschweißen).

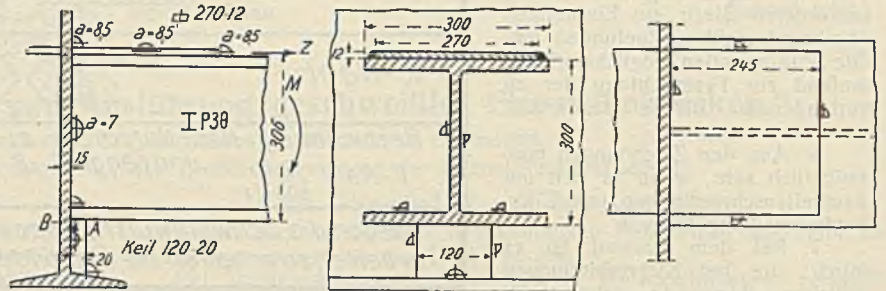


Abb. 3.

2. Beispiel: Anschluß eines Fahrbahnträger mit durchschießender Platte.

Der Anschluß hat ein Biegemoment

$$\max M = +10 \text{ tm} \quad \min M = +2,4 \text{ tm} \quad M = 10 + \frac{1}{2}(10 - 2,4) = 13,8 \text{ tm}$$

und einen Auflagerdruck

$$\max A = +24,0 \text{ t} \quad \min A = +4,0 \text{ t} \quad A = 24 + \frac{1}{2}(24 - 4) = 34 \text{ t}$$

aufzunehmen. Es kann angenommen werden, daß das Biegemoment von der durchschießenden Platte allein aufgenommen wird. Auch die Platte selbst soll für $M = 13,8 \text{ tm}$ berechnet werden. Der Querschnitt der Platte ist $F = 27 \cdot 1,2 = 32,4 \text{ cm}^2$ (Abb. 3).

Die Kraft Z , welche die Platte zu übertragen hat, ergibt sich aus dem Moment um Punkt B zu

$$Z = \frac{M}{30,6} = \frac{1380000}{30,6} = 45100 \text{ kg}$$

Die Spannung in der Platte wird $\sigma_1 = \frac{45100}{32,4} = 1390 \text{ kg/cm}^2$.

Die Kehlnahtdicke a ist bei $b = 1,2 \text{ cm}$ $a = \frac{1,2}{\sqrt{2}} = 0,85 \text{ cm}$.

Bei 24,5 cm Länge der überschließenden Platte wird die Länge der abzuscherenden Kehlnähte

$$\Sigma l = 2 \cdot 24,5 + 27 = 76 \text{ cm}$$

und die abzuscherende Fläche

$$F_{Schw} = 76 \cdot 0,85 = 64,6 \text{ cm}^2$$

Die Scherspannung in den Kehlnähten wird

$$\tau = \frac{45100}{64,6} = 698 \text{ kg/cm}^2$$

Zulässig $\frac{1}{2} \sigma_{zul} = \frac{1400}{2} = 700 \text{ kg/cm}^2$. Da die Kraterenden noch außerhalb der Plattenecken Platz finden, braucht die Platte nicht größer zu werden.

Der Auflagerdruck $A = 34 \text{ t}$ wird durch die nebenstehend schraffierten Kehlnähte aufgenommen, wobei die Auflagerung auf dem Keilfutter, das mehr für die Aufstellung notwendig wird, unberücksichtigt bleiben kann.

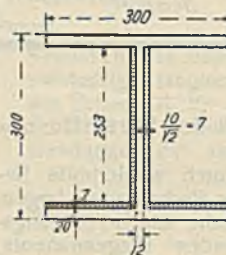


Abb. 4.

Wir denken uns wieder die Kehle a umgeklappt, dann ist (Abb. 4)

$$F_{Schw} = 2 \cdot 0,7 \cdot 25,3 + 0,7(30 - 1,2) = 55,6 \text{ cm}^2$$

und die Scherspannung $\tau_{Schw} = \frac{34000}{55,6} = 611 \text{ kg/cm}^2$,

zulässig $\tau_{zul} = \frac{1}{2} \sigma_{zul} = \frac{1}{2} \cdot 1400 = 700 \text{ kg/cm}^2$.

Bei Nietung wird die durchschießende Platte länger (5 Paar Niete $\phi 23$) $\frac{l}{2} = 5 \cdot 8,05 + 4,6 = 44,85 \text{ cm}$ gegen 24,5 cm bei Schweißung.

3. Beispiel: Es ist schon die Anregung gegeben worden, die Brückenschwellen durch ein einfaches, angeschweißtes Flacheisen 150 · 10 auf den Längsträgern zu befestigen (Abb. 5).

Die Berechnung ergibt:

Größter Achsdruck beim Lastenzug N: 25 t.

Bei 0,62 m Schwellenabstand und 1,60 m Achsabstand kommt auf eine Befestigung

$$B_{\max} = \frac{1}{7} \cdot \frac{25}{2} \cdot \frac{0,62}{1,60} = +0,69 \text{ t.}$$

Bei eingl. Brücke $B_{\min} = -0,69 \text{ t.}$

Die Schweiße ist zu berechnen für

$$B = 0,69 + \frac{1}{2} (0,69 + 0,69) = 1,38 \text{ t} = 1380 \text{ kg.}$$

Denkt man sich das Flacheisen durch die Kehlschweißung eingespannt, so würde beim Flacheisen das auf die Fuge AB entfallende Moment

$$M = 1380 \cdot 10 = 13800 \text{ kgcm}$$

und $W = \frac{1}{6} \cdot 13 \cdot 1^2 = 2,2 \text{ cm}^3,$

$$\sigma = \frac{13800}{2,2} \approx 6300 \text{ kg/cm}^2,$$

also würde schon das Flacheisen viel zu hoch beansprucht, ganz abgesehen davon, daß die Kehlnaht die noch größere Biegungsspannung in der Ebene AB erst recht nicht aufnehmen könnte. Es würde nämlich

$$W_{\text{Schw}} = \frac{1}{6} \cdot 13 \cdot 0,7^2 \approx 1,1 \text{ cm}^3, \text{ also (Abb. 6)}$$

$$\sigma_{\text{Schw}} = \frac{13800}{1,1} \approx 12600 \text{ kg/cm}^2,$$

während die Schubspannung in der Fläche AB

$$\tau = \frac{1380}{13 \cdot 0,7} = 1520 \text{ kg/cm}^2$$

würde.

Dieses Beispiel zeigt, wie lehrreich es ist, selbst die einfachsten Anordnungen rechnerisch zu verfolgen.

Wir wählen zur Befestigung ein Eisen 19 (Abb. 7).

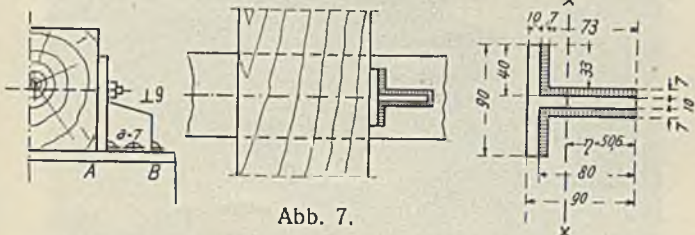


Abb. 7.

Für 19 ist $J_x = 119 \text{ cm}^4$

$$W_x = \frac{119}{9,0 - 2,48} = 18,2 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = \frac{13800}{18,2} = 758 \text{ kg/cm}^2.$$

Für die schraffierten Kehlnähte ($a = 0,7$) ist

$$F = 8 \cdot 8 - 2 \cdot 3,3 \cdot 7,3 = 64 - 48,2 = 15,8 \text{ cm}^2$$

$$\eta = \frac{64 \cdot 4 - 48,2 \cdot 3,65}{15,8} = \frac{80}{15,8} = 5,06 \text{ cm}$$

Alle Rechte vorbehalten.

Die Instandsetzung der Klodnitzbrücken bei Laband.

Von Reichsbahnoberrat Roloff in Oppeln.

(Schluß aus Heft 27.)

Welchen Beanspruchungen während des Ausspritzens der Schleuderputz unterliegt, der endgültig auch noch die abgängige äußere Ziegelverblendung ersetzen soll, zeigt Abb. 11 von der Längsseite des Pfeilers 2. Als der Zementschlamm zum Schließen der inneren Fugen eingepreßt wurde, riß der Schleuderputz netzartig auf und flog die Schale eines Ziegelsteines von der äußeren Wand in die Luft. Sowohl diese Schale als auch die im Baukörper verbliebene andere zeigte an ihren ursprünglichen gemeinschaftlichen Berührungsflächen einen deutlichen Überzug von Zementschlamm. Das beweist, wie wirksam das Verfahren ist. Noch ein anderer Beweis für seine Güte. Im Pfeiler 3, der, wie eingangs erwähnt, einen neuen Kopf aus Beton 1:8 erhalten hatte, befand sich ein Bohrloch zwischen diesem und dem alten Fundamentmauerwerk. Als der Zementschlamm in dieses Loch gepreßt wurde, drangen aus dem Betonkopf nahe der Eisenbetonauflegerbank reine Wassertropfen heraus. Der Zement muß sich also auf dem Wege dahin im Beton 1:8 abgelagert haben.

Die zum Aufschleudern des Putzes erforderlichen Maschinen gibt Abb. 12 wieder, und zwar die Kompressoren, die zu allen hier geschilderten Vorgängen nötig sind, und die Schleudermaschine rechts unter dem Schutzdach am Pfeiler. Die Geräte für die übrigen Arbeiten sind in Abb. 13 eigens zusammengestellt. Sie sind, von links nach rechts: Der Fluatkessel a, der aus einem außen mit Beton überzogenen Holzfaß be-

$$J_x = \frac{1}{3} [8 \cdot 8^3 - 6,6 \cdot 7,3^3] - 15,8 \cdot 5,06^2 = \frac{1528,6}{3} - 404,5 = 105 \text{ cm}^4$$

$$W = \frac{105}{5,06} = 20,7 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = \frac{13800}{20,7} = 667 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Scherspannung ist

$$\tau = \frac{1380}{15,8} = 87 \text{ kg/cm}^2,$$

zusammengesetzt

$$\tau' = \sqrt{667^2 + 87^2} = 673 \text{ kg/cm}^2.$$

Zulässig für Kehlnähte nur die zulässige Spannung auf Abscheren

$$\tau_{\text{zul}} = \frac{1}{2} \cdot 1400 = 700 \text{ kg/cm}^2.$$

Natürlich kann auch der übliche Schwellenbefestigungswinkel angeschweißt werden, der sinngemäß zu berechnen wäre.

4. Beispiel: In manchen Fällen, in denen die größten und kleinsten Stabkräfte nicht bekannt sind und wenn nur ein Stab mit einem andern Teil verschweißt werden soll, empfiehlt sich folgender Weg, der an einem Beispiel gezeigt werden soll:

Ein Flacheisen 100 · 10 soll an ein Knotenblech angeschweißt werden, der Anschluß soll der Festigkeit des Flacheisens entsprechen (Abb. 8.)

Der Querschnitt des Flacheisens ist

$$F = 10 \cdot 1 = 10 \text{ cm}^2.$$

Da die zulässige Scherspannung der Schweißnähte nur halb so groß ist wie die in der Konstruktion, so folgt, daß die Scherfläche der Kehlnähte doppelt so groß sein muß wie diejenige der anzuschließenden Teile, und es folgt

$$F_{\text{Schw}} = 2F.$$

Die Kehle a bei 1 cm dickem Blech ist

$$a = \frac{1}{\sqrt{2}} = 0,7 \text{ cm.}$$

Wären nur die Kehlnähte 1 und 2 vorhanden, so wäre

$$F_{\text{Schw}} = 2 \cdot 10 \cdot 0,7 = 14 \text{ cm}^2,$$

d. h. die Nähte 1 und 2 reichen allein nicht aus, und die Länge l der noch erforderlichen Seitennähte ist

$$2l \cdot 0,7 = 2 \cdot 10 - 14 = 6$$

$$l = \frac{6}{1,4} = 4,3 \text{ cm.}$$

Wegen Berücksichtigung von Ermüdungserscheinungen vgl. jedoch Beispiel 7. (Schluß folgt.)

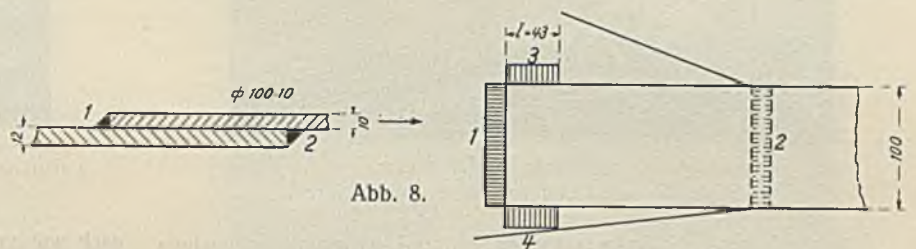


Abb. 8.

Tafel 2.

Des zu sichernden Baukörpers			Der Bohrlöcher		Eingepreßt wurden				Angeschleudert wurden		
Bezeichnung	Inhalt m ³	Fläche m ²	Zahl	m	Fluat kg	Wasserglas kg	Zement kg	Sand m ³	Zement kg	Sand m ³	
Westwiderlager	Fundament	90,00	19	47,50	31,00	21,00	600,00	0,43			
	aufgehendes Mauerwerk	245,00	73	73,00	150,00	100,00	2 900,00	2,05	1 800,00	0,91	
Pfeiler 1	Fundament	62,00	28	70,00	70,00	47,00	1 300,00	0,90			
	aufgehendes Mauerwerk	128,00	122	122,00	215,00	145,00	4 100,00	2,90	2 000,00	1,00	
" 2	Fundament	63,00	32	80,00	135,00	98,00	4 600,00	3,25			
	aufgehendes Mauerwerk	131,00	134	134,00	135,00	98,00	3 600,00	2,55	1 900,00	0,96	
" 3	Fundament	63,00	39	97,50	45,00	30,00	950,00	0,65	450,00	0,24	
	aufgehendes Mauerwerk	81,00	94	94,00	195,00	132,00	4 150,00	2,95	1 850,00	0,95	
" 4	Fundament	64,00	44	110,00	115,00	78,00	1 450,00	1,00	700,00	0,36	
	aufgehendes Mauerwerk	129,00	143	143,00	281,00	190,00	3 550,00	2,50	2 300,00	1,18	
" 5	Fundament	65,00	48	120,00	102,00	69,00	500,00	0,35	250,00	0,13	
	aufgehendes Mauerwerk	133,00	138	138,00	260,00	175,00	5 000,00	3,55	2 200,00	1,10	
" 6	Fundament	66,00	28	70,00	80,00	53,00	1 050,00	0,75			
	aufgehendes Mauerwerk	137,00	117	117,00	170,00	114,00	2 800,00	2,00	2 250,00	1,14	
" 7	Fundament	67,00	32	80,00	69,00	46,00	900,00	0,65			
	aufgehendes Mauerwerk	140,00	127	127,00	202,00	135,00	3 250,00	2,30	2 200,00	1,12	
Ostwiderlager	Fundament	90,00	21	52,50	56,00	37,00	1 700,00	1,37			
	aufgehendes Mauerwerk	248,00	85	85,00	138,00	75,00	2 650,00	1,85	1 900,00	0,96	
Zusammen		2002,00	802,00	1324	1760,50	2449,00	1643,00	45 050,00	32,00	19 800,00	10,05

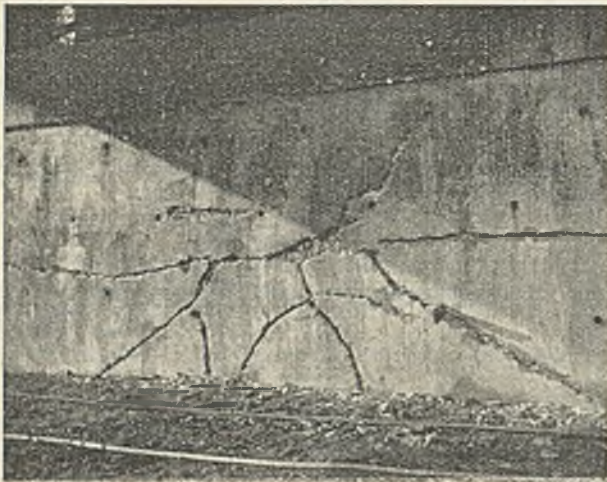
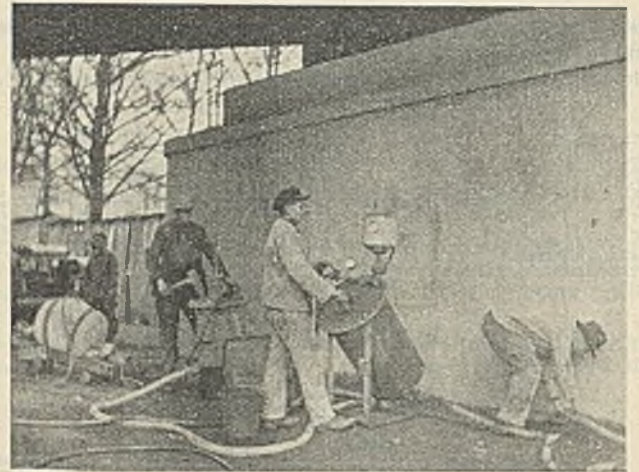


Abb. 11. Pfeiler 2. Langseite.
Der Schleuderputz beim Auspressen aufgerissen.



a Fluatkessel. b Stehender Elnpreßkessel. c Mischschälter. d Liegender Elnpreßkessel.
Abb. 13.

Etwa 3 Wochen nach Auspressen des Pfeilers 4 schlugen wir in seinen nördlichen runden Teil an der Grenze zwischen Fundament und aufgehendem Mauerwerk, wo mit Erzzement gearbeitet war, ein Loch von

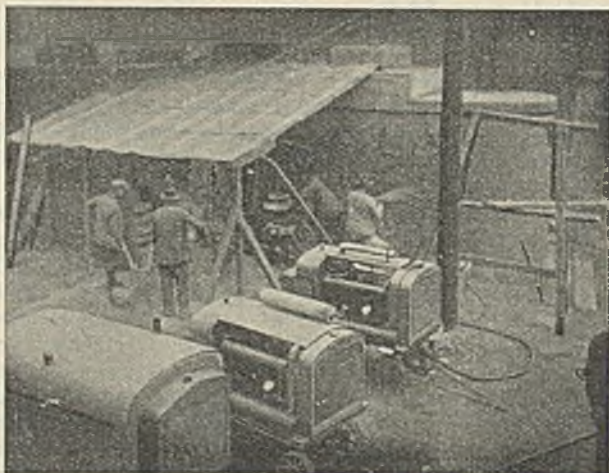


Abb. 12. Kompressoren und Schleudermaschinen.

etwa 50 bis 75 cm Tiefe, um die Wirkung des Verfahrens zu erkunden (Abb. 14). Ein Bohrloch sowie kleine und große Hohlräume fanden wir einwandfrei von Zement und Zementmörtel großer Festigkeit geschlossen, alten Kalkmörtel, der unter dem Druck der Pfeilerauflast stand, jedoch

nach wie vor feucht und plastisch. Vom Vertreter der Firma Wolfsholz wurde dem Verfasser gesagt, es sei unmöglich, Kalkmörtel dieser Art mit Zement zu durchdringen, die Verfestigung der Baukörper werde eben dadurch herbeigeführt, daß wirkliche Ritzen und Hohlräume rings um den Kalkmörtel durch Zement und Beton geschlossen werden, der Kalkmörtel also nicht mehr ausweichen könne.

Die Arbeiten, wie sie in Tafel 2 umrissen sind, also Auspressen und Anschleudern, haben 44 RM/m³ gekostet. Das ist ein recht hoher Betrag. Man wird sich daher in jedem Falle darüber klar werden müssen, ob Auspressen oder Neubau am Platze ist. Im vorliegenden Fall wurden die Hohlräume so spät entdeckt, daß nur die beschriebene Sicherung übrigblieb. Hätten wir den Zustand der Pfeiler bei den Vorarbeiten richtig



Abb. 14. Pfeiler 4.
Probeloch zum Nachweis der Wirkung.

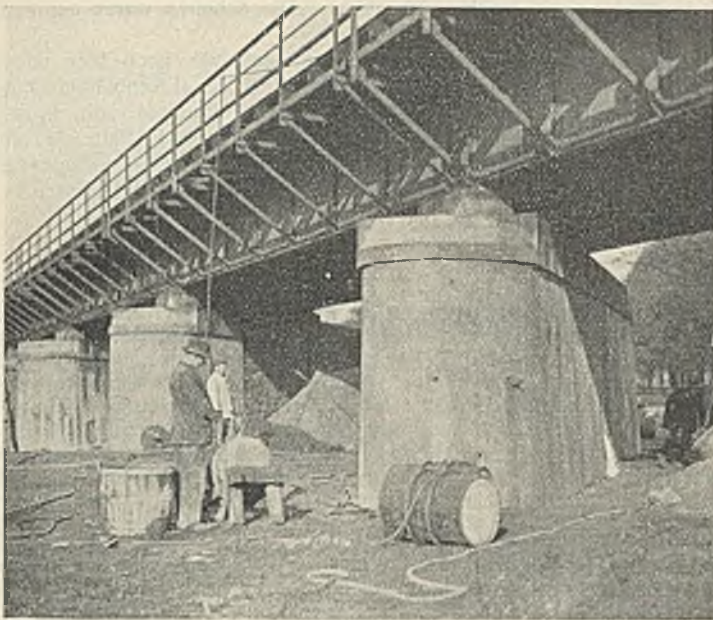
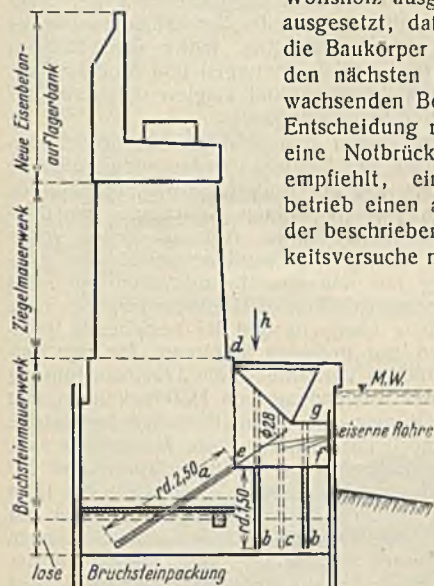


Abb. 15. Klodnitzflußbrücke im neuen Gewande.

erkannt, so wäre zu wählen gewesen zwischen vollständigem Abbruch und Neubau, wobei der Betrieb über eine eingleisig betriebene Notbrücke hätte geleitet werden müssen, und einer Sicherung, wie sie Wolfsholz ausgeführt hat. Die Gewißheit vorausgesetzt, daß das Verfahren nach Wolfsholz die Baukörper wieder so verfestigt, daß sie in den nächsten 8 Jahrzehnten den noch weiter wachsenden Betriebslasten genügen, hätte die Entscheidung nicht schwer fallen können, denn eine Notbrücke ist teuer. Ob es sich nicht empfiehlt, einmal abseits vom Eisenbahnbetrieb einen alten Pfeiler mit Hohlräumen in der beschriebenen Art zu behandeln und Festigkeitsversuche mit ihm vorzunehmen? Vielleicht



Bohrlöcher: *a* Abstand 0,50 m;
Bewehrung mit 1 \varnothing 28 mm,
Bohrlöcher: *b* Abstand 1,0 m,
Bohrlöcher: *c* Abstand 1,0 m.

Die Bohrlöcher *b* und *c* sind gegeneinander versetzt. Fläche *d-e* des alten Mauerwerks ist durch Preßluftwerkzeuge abgearbeitet.

Abb. 17.
Klodnitzkanalbrücke.
Westwiderlager.
Andeutung der Instandsetzung.

äußern sich auch zünftige Herren über das neuartige Verfahren mit Fluat und Wasserglas. Es schließt Gefahren in sich, wenn nicht unbedingt die Reste des Fluates beseitigt werden. Ist es deshalb für die Baustelle nicht zu fein? — Die Brücke im neuen Gewande gibt Abb. 15 wieder.



Abb. 18. Klodnitzkanalbrücke. Westwiderlager. Baugrube.



Abb. 16. Klodnitzkanalbrücke. Westwiderlager. Spundwand für Abbruch der Treidelmauer.

Die Klodnitzkanalbrücke.

Hier drohten die Begrenzungsmauern des Treidelweges am Westwiderlager einzustürzen. Richtige Zeichnungen der Widerlager, die unten aus Natursteinen in Kalkmörtel, oben aus Ziegelmauerwerk bestehen, fehlten. Ob die Widerlager unmittelbar auf gutem Baugrund oder auf einem Schwellrost oder wie die Flußbrücke auf einem von Pfählen getragenen Schwellrost standen, war unbekannt. Im Schutze einer eisernen Spundwand — hölzerne Spundbohlen versagten wegen des Steingerölls — trugen wir die Treidelmauer Mitte Oktober 1929 ab (Abb. 16) und durchbrachen den Fuß des Widerlagers, der aus Natursteinen in Kalkmörtel bestand, bei *h* (Abb. 17). Ergebnis: Unten ein Schwellrost ohne Pfähle, über ihm einwandfreies Mauerwerk, unter ihm eine Packung aus Natursteinen, die ohne Anstrengung unter den Balken hervorgezogen werden



Abb. 19.
Klodnitzkanalbrücke mit anschließender Straßenunterführung.

konnten. Es ist zu verwundern, daß trotzdem die dem Widerlager und der Treidelmauer gemeinschaftliche Grundplatte nicht durchgebrochen war und daß sich am Widerlager über dem Rost keinerlei Schäden, auch keine Abweichung vom Lot zeigten. Der Wunsch, eine neue Grundplatte aus Eisenbeton einzuziehen, mußte aufgegeben werden, weil es nicht mehr möglich war, eingleisigen Betrieb einzurichten. Wir hatten ihn bereits auch über diesem Bauwerk gehabt, als wir auch hier zu gleicher Zeit wie auf der Flußbrücke durchgehende Eisenbetonbänke einzogen. Hier war der wirkliche Zustand der Baukörper ebenfalls zu spät erkannt worden. Wir entschlossen uns zu dem Verfahren, wie es aus Abb. 17 zu erkennen ist. Wir bohrten senkrechte Löcher *b* und *c* und, um das Fundament sowie die lose Packung unter dem Bohlenbelag des Schwellrostes zu erfassen, schräge Löcher *a*. Alle Löcher wurden nach oben durch eingesetzte Eisenrohre verlängert, bevor der Körper *d e f g* aufbetoniert wurde. Dieser war nötig einmal, um das Bauwerk endgültig zu verstärken, dann aber auch, um zu verhindern, daß beim Auspressen in nicht allzu festem Verband sitzende Teile des alten Mauerwerks in die Luft flogen. In Abb. 18 erkennt man die Baugrube im Schutze der eisernen Spundwand, die abgeschnittene alte hölzerne Spundwand, den

Bohrvorgang, sowie einige senkrecht stehende Bohrer. Auch hier wurden vor der eigentlichen Auspressung Fluats und Wasserglas eingeführt. Die weitere Instandsetzung des nur kleinen schiefen Bauwerks — Lichtweite 7,8 m, Stützweite der Überbauten 14,8 m — soll hier nicht weiter behandelt werden. Es sei nur erwähnt, daß sich im anderen Widerlager dort, wo es mit der Parallelmauer zusammenstoßt, beängstigende Risse zeigten, die auch ausgepreßt wurden. Die Ansicht des Bauwerks und der Parallelmauer unter Andeutung der mit ihr zusammenhängenden

Wegeunterführung gibt Abb. 19 wieder. Die Arbeiten waren am 8. Dezember 1929 beendet.

Die Erfahrungen in Laband lehren, daß wir noch hier und da Widerlager und Pfeiler aus der ersten Zeit der Eisenbahnen haben, deren äußere Erscheinung nicht ohne weiteres erkennen läßt, in welch bedenklichem Zustande sich ihr Inneres befindet. Solche Fälle sind allerdings nicht häufig. Man kann meist nur durch Einstemmen zahlreicher und ausreichend tiefer Löcher Gewißheit über das Gefüge erhalten.

Vermischtes.

Franz Kreuter †. Im 89. Lebensjahr ist am 17. Mai 1930 Prof. Dr.-Ing. und Dr. techn. h. c. Franz Kreuter in München gestorben. Mit ihm ist ein Mann von universeller Geistesbildung dahingegangen, dem viele Fachgebiete der Technik wertvolle Anregungen verdanken. Geboren 1842 in München, studierte Kreuter an der Karlsruher Polytechnischen Schule und trat nach Erlangung des Diploms 1862 in die Dienste der Österreichischen Südbahngesellschaft, bei der er dem Bau der Brennerlinie Innsbruck—Bozen zugeteilt wurde. 1868 wurde er Oberingenieur-Stellvertreter der Österreichischen Nordwestbahn. 1871 führte ihn eine Studienreise nach Kroatien zu den dort im Bau befindlichen Südbahnlinien, zum Triester Hafenbau und zu der damals gerade vollendeten Mont-Cenis-Bahn. In jene Zeit fällt auch sein Entwurf einer Donaubrücke bei Budapest und die Erfindung des Tacheometers, das bald auch im Auslande Verbreitung fand. Nach einer mehrjährigen Lehrtätigkeit an der Brünnener Staatsgewerbeschule wurde Kreuter 1889 an die Technische Hochschule München berufen, wo er neben dem Wasserbau als Hauptfach noch Baukonstruktionen und Linienführung der Eisenbahnen lehrte. 1916 wurde Kreuter von der Verpflichtung, Vorlesungen zu halten, entbunden. Für seine Arbeit über den Bau von Staumauern erhielt Kreuter 1892 den englischen Telfordpreis. Auch die Theorie der Geschiebeführung hat durch ihn eine namhafte Förderung erfahren. Seine Schriften, von seinem für das Handbuch der Ingenieurwissenschaften geschriebenen „Flußbau“ (6. Band, 5. Auflage, 1921) bis zu den zahllosen verstreuten Untersuchungen, stellen selbst für ein langes Leben einen ungewöhnlich reichen Ertrag dar. Mdt.

Eduard Faber †. Ein Altmeister des Wasserbaus ist tot. Am Freitag, dem 2. Mai 1930, ist im 77. Lebensjahre der bayerische Ministerialrat a. D. Dr.-Ing. ehr. Dr. rer. pol. h. c. Eduard Faber in München unerwartet verschieden.

Mit Eduard Faber ist nicht nur ein bedeutender Wasserbaufachmann von hohem Ansehen, auf dessen Wort auch das Ausland hörte, sondern auch ein edler und vornehmer Mensch von uns gegangen, der für die Geltung der Technik in Staat und Wirtschaft und für ihre Anerkennung als Kulturfaktor ernstlich und mit Erfolg gerungen hat. Da wir bereits anlässlich seines 70. Geburtstages einen Überblick über sein geistiges Schaffen und seine Bedeutung für unsere Wasserwirtschaft gegeben haben¹⁾, so sei über den äußeren Verlauf seines Lebens nur kurz folgendes hervorgehoben.

Nach längerer Tätigkeit am Oberrhein beim Straßen- und Flußbauamt Speyer, beim badischen Zentralbüro für Hydrographie und Meteorologie in Karlsruhe und bei den Straßen- und Flußbauämtern Würzburg, Traunstein und Rosenheim war Faber von 1900 bis 1904 Leiter des Technischen Amtes des Vereines für Hebung der Fluß- und Kanalschiffahrt in Bayern und schuf in dieser Eigenschaft die Grundlagen für den Ausbau der Rhein-Main-Donau-Wasserstraße. Von 1908 bis 1918 war er im Ministerium des Innern tätig. Nachdem er 1920 von der Technischen Hochschule Dresden zum Doktor-Ingenieur ehrenhalber ernannt worden war, verlieh ihm die philosophische Fakultät der Universität Erlangen die Würde eines Doktors der Staatswissenschaften honoris causa. Faber war auch ao. Mitglied der preussischen Akademie des Bauwesens in Berlin.

Ein ungemein fruchtbares und verdienstvolles Ingenieurleben hat seinen Abschluß gefunden. Die Erfahrungen und Anregungen, die Faber in seinen zahlreichen, zum Teil in der Bautechn. erschienenen Arbeiten hinterlassen hat, werden jüngere Ingenieure auszubauen und fortzusetzen versuchen. Die Leser der geistvollen Abhandlungen Fabers können ihre Dankesschuld auf keine bessere und für unsere Wasserwirtschaft nützlichere Weise abtragen, als daß sie sich mit den von Faber erforschten Erkenntnissen erfüllen und sie bei ihren praktischen Arbeiten zur Anwendung bringen. Die technische Wissenschaft wird das Andenken dieses bedeutenden Ingenieurs, unseres hochgeschätzten Mitarbeiters, in Ehren halten. Er war ein ganzer Mann. Sein Vorbild wirke weiter!

Dr.-Ing. Marquardt.

Technische Hochschule Dresden. Die akademische Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber ist verliehen worden dem Reichsbahndirektionspräsidenten Clemens Marx zu Essen in Anerkennung seiner hervorragenden Verdienste um die Verwirklichung der wissenschaftlichen Fortschritte im Eisenbahnbetriebe.

Staatliche Tung-chi Technische Hochschule Woosung. Als Nachfolger des an die Technische Hochschule Breslau berufenen Prof. Dr.-Ing. Berrer ist der Oberingenieur und Architekt Dr.-Ing. Richard Stumpf, zur Zeit Lehrer an der Bergschule zu Bochum, zum Professor für Eisenbetonbau und Architektur ernannt worden.

¹⁾ Vgl. Bautechn. 1923, Heft 47, S. 465 u. 466.

Baustellenbesichtigungen der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen. An der nahe Bahnhof Ebersstraße gelegenen Kreuzung der Berliner Ringbahn mit den Gleisen der Potsdamer Strecke und an der zugehörigen Unterführung der Tempelhofer Straße in Berlin-Schöneberg werden zur Zeit beachtenswerte Umbauarbeiten durchgeführt, die durch die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen am 3. Juni 1930 besichtigt wurden.

Die stetige Zunahme des Straßenverkehrs zwang die Stadt Berlin, die bisher eine Einschnürung und empfindliche Verkehrsbehinderung darstellende 10 m breite Unterführung auf die volle Breite von 39 m des anschließenden Sachsendamms auszubauen. Gleichzeitig soll auch die Durchfahrthöhe unter den Gleisen der Potsdamer Bahn auf das sonst übliche Maß vergrößert werden. Dadurch sind außer den eigentlichen Brückenbauten auch Hebungen der Gleise erforderlich. So entschloß sich die Reichsbahn, bei dieser Gelegenheit ihrerseits nicht nur die alten Brückenbauwerke durch neuzeitliche für die jetzt gültigen schweren Lastenzüge zu ersetzen, sondern auch die Kreuzungsanlage so umzugestalten, daß eine spätere Erweiterung bzw. Anordnung eines neuen Gemeinschaftsbahnhofes unter Aufwendung geringster Mittel möglich wird. — Reichsbahnrat Binder gab einen Überblick über die Planung des Umbaus und die Schwierigkeiten seiner Durchführung sowie über die gemeinsam von der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft und der Stadt Berlin betriebene Baustelle. Die örtlichen Bauleiter, Reichsbahnbaumeister Weiher vom R.-B.-Betriebsamt 10 und Dr.-Ing. Rohr vom Berliner Brückenbauamt, erläuterten an Hand von Zeichnungen und Modellen die einzelnen Bauzustände und Arbeitsvorgänge und zeigten dann auf der Baustelle selbst den Fortschritt der Ausführung.

Obwohl besondere Gründungs- oder Bauverfahren hier nicht vorkommen, stellen die Anforderungen des Betriebes bedeutende Aufgaben an die Bauleitung. Infolge des starken, nur während etwa zwei Stunden nachts aussetzenden Verkehrs in jeder einzelnen Höhenlage der dreigeschossigen Baustelle müssen die gesamten Arbeiten unter voller Aufrechterhaltung des Betriebes durchgeführt werden; selbst eine zeitweise eingeleisige Betriebsführung auf den Eisenbahnstrecken ist nicht möglich. Die an die Baustelle anschließende Gleisverzweigung nach Tempelhof bzw. Bahnhof Schöneberg einerseits und der bestehende Bahnhof Ebersstraße andererseits lassen nur geringen Spielraum für den Entwurf zu, während die beengten örtlichen Verhältnisse die Arbeitsausführung noch weiter erschweren. — Unter Anwendung von Notbrücken werden die Widerlager der bis 16 m weit gespannten Behelfbrücken hergestellt, unter denen dann das übrigens noch gut erhaltene alte Mauerwerk usw. abgebrochen bzw., nachdem der Erdboden im Schlitzverfahren und bei Benutzung von Rammwänden aus eisernen Trägern I 28 für die bis 13 m tiefen Baugruben entfernt ist, die neuen Brückenwiderlager aus Beton mit Verblendung ausgeführt werden. Mit Rücksicht auf ungleiche Setzungen sind diese für jeden Überbau getrennt ausgebildet. Der Überbau für das Güterverbindungsgleis zwischen Ringbahn und Potsdamer Bahn über den Sachsendamm ist als 40 m weit gespannter, 4 m hoher Vollwandträger mit halbversenkter Fahrbahn aus Buckelblechen und Beschotterung ausgebildet und bereits in Betrieb genommen worden. Für die weiteren Ringbahnbrücken über den Sachsendamm, die zur Zeit unter Vornahme verschiedener Gleisschwenkungen nacheinander eingebaut werden, sind Deckbrücken als 40 m weit gespannte Balken aus St 52 mit vollwandigen Hauptträgern gewählt, da deren Unterhaltung geringere Kosten als bei Fachwerkträgern verursacht. Für die Überführung der viergleisigen Ringbahn über die fünf Gleise der Potsdamer Bahn sind u. a. als Ersatz der früheren Schwedlerträger nunmehr Blechträger auf vier Stützen mit versenkter Fahrbahn vorgesehen; letztere wird aus Eisenbeton hergestellt und soll eine besonders geglättete Unterfläche erhalten, um den Rauchgasen keine Angriffsmöglichkeit zu bieten. Schließlich wird die Überführung der Potsdamer Bahn über die Tempelhofer Straße unter Anwendung weitgespannter eiserner Trogbauwerke umgebaut werden.

Das Ziel der zweiten Besichtigung am 12. Juni 1930 war die im Rohbau fertiggestellte Großgarage in Berlin-Charlottenburg, Kantstr. 126/127. Diese Anlage ist dadurch beachtenswert, daß hier wohl zum ersten Male innerhalb Berlins der Entwurf einer Hochhaus-Garage Verwirklichung gefunden hat. Das sechsstöckige Gebäude bietet Unterkunft für etwa 350 Kraftwagen in Einzelboxen und größeren Abstellräumen. Die Geschosse sind untereinander durch eine als doppelgängige Spirale mit einer Steigung von etwa 1:10 ausgebildete Rampe für getrennte, ungehinderte Zu- und Abfahrt verbunden. Im Innern der Spirale sind in Höhe der einzelnen Geschosse Waschplätze angeordnet. — Das Bauwerk ist ein im Gußverfahren hergestellter Eisenbetongerippebau mit Plattenbalkendecken, der deutlich die Anpassungsfähigkeit und Eignung der gewählten Bauweise für derartige Zwecke erkennen läßt. Trotz der teilweise großen Stützweiten ist die Balkenhöhe gering gehalten, so daß die Geschoßhöhen auf ein Mindestmaß eingeschränkt werden konnten. Als

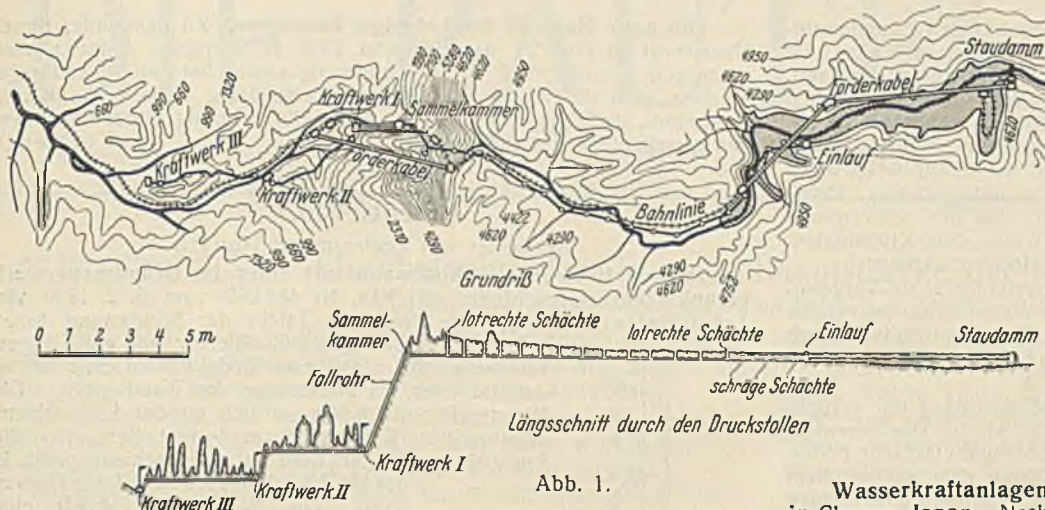


Abb. 1.

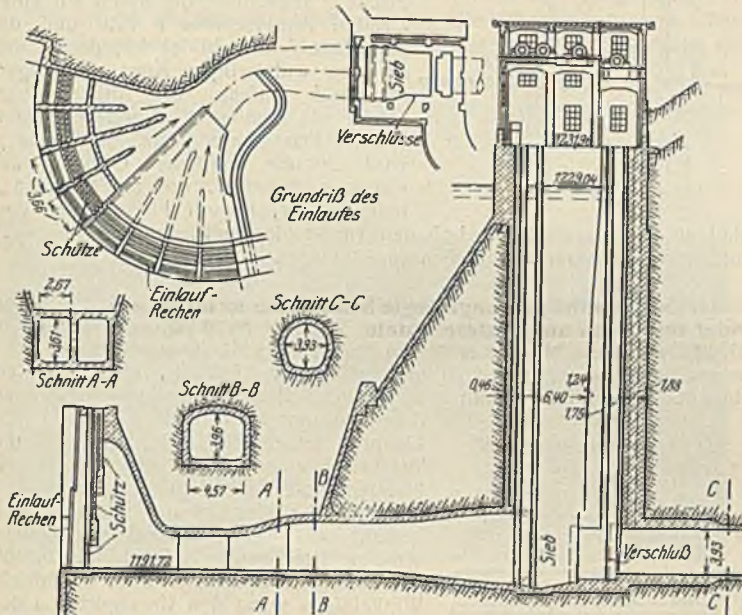


Abb. 2. Lotrechter Schnitt durch den Einlauf.

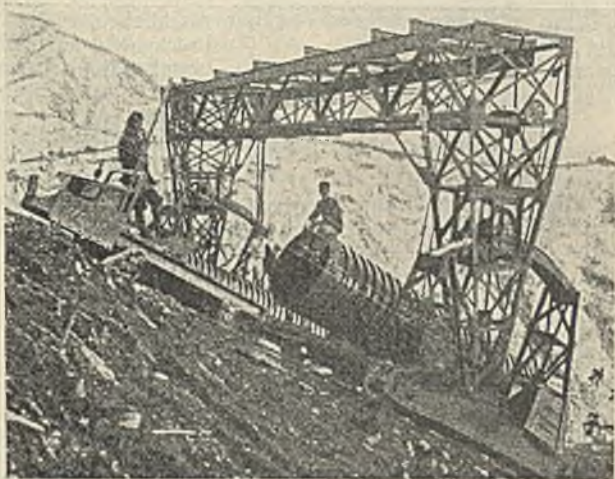


Abb. 4.

Fußbodenbelag ist größtenteils Zementestrich, auf den Rampen mit besenrauer Oberfläche gewählt worden. Die Boxen werden durch gelenkige, in die Seitenwände einschiebbare eiserne Plattentüren mit oberer und unterer Führung abgeschlossen. Heizung, Wasserversorgung und Entwässerung mit Benzinabscheidern sind für jedes Geschöß getrennt regelbar bzw. angeordnet. Zahlreiche Abschlußvorrichtungen sollen im Falle eines Feuers die Ausbreitung des Brandes und Gefährdung der übrigen Gebäudeteile verhindern. — An der Straßeneinfahrt wird eine Tankanlage mit vier gleichzeitig benutzbaren Zapfstellen errichtet. Es ist beabsichtigt, neben dem Garagenbau Übernachtungs- und Unterkunftsräume zu schaffen und — wie bei der Entwurfsgestaltung bereits berücksichtigt — ferner ein gleichartiges 7. und 8. Garageschöß aufzubauen, in denen dann auch Ausbesserungswerkstätten untergebracht werden sollen. Dabei ist für die Hochförderung beschädigter Wagen usw. eine besondere Fahrstuhl-anlage vorgesehen.

Dr. R.

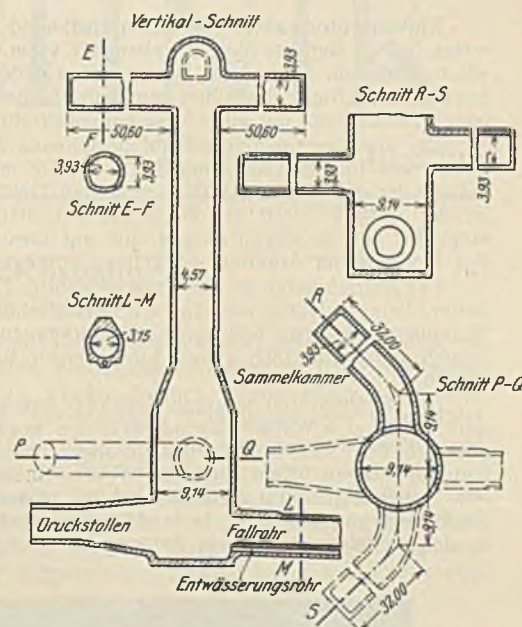


Abb. 3. Einzelheiten der Sammelkammer.

Wasserkraftanlagen

in Chosen, Japan. Nach Eng. News-Rec. vom 31. Oktober 1929 sind gegenwärtig in Chosen (Korea), Japan, am Fusenke-Fluß große Kraftwerk-anlagen im Bau begriffen. Der Fluß, der in einer 1500 bis 1800 m hohen Bergkette seinen Ursprung hat, bietet, wie aus Abb. 1 ersichtlich, an den steilen Abhängen nach dem Japanischen Meer hin reiche Möglichkeiten zur Ausnutzung der Wasserkräfte.

Durch eine 76 m hohe und etwa 400 m lange Schwergewichtmauer aus Beton ist im oberen Flußtal 25 engl. Meilen nördlich der Abhänge ein Staubecken von rd. 700 Mill. m³ abgegrenzt, aus dem das ganze Jahr hindurch rd. 25 m³/sek für eine Energieleistung von 260 000 PS entnommen werden können.

Am unteren Westrande des Beckens ist der Einlauf für die Wasserkraftleitung angeordnet (Abb. 2), dessen Sohle 6,10 m über der Beckensohle liegt, um ein Mitführen von Sand tunlichst zu vermeiden. Der an den Einlauf anschließende Druckstollen wurde durch Abteufen einer Anzahl von lotrechten Schächten mit einem Gefälle von 1:1500 aus Eisenbeton in dem gewachsenen Fels in sechs Monaten eingebaut und gleichzeitig zunächst die Stauwand bis zu einer gewissen Höhe (55 m) fertiggestellt, um baldmöglichst einen Teil der Wasserkräfte für den Bau nutzbar zu machen. Der Einlauf hat entsprechend der schwankenden Beckenfüllung drei Stufen mit achteiligen Überfallwehren, die im Grundriß sektorartig angeordnet sind und die Entnahme regeln.

Der Druckstollen liegt in einem aus Granit und Gneis bestehenden Gebirge. An Stellen, wo das Gebirge weniger widerstandsfähig ist, wurde die Eisenbetonwand des Stollens besonders stark bewehrt. Am Ende des Stollens ist vor dem Fallrohr eine standrohrartige Kammer in den Fels getrieben und mit Eisenbeton ausgekleidet, die mehrere tote Seitenarme in verschiedenen Höhenlagen hat, um bei ungleicher Ausnutzung der Generatoren einen Ausgleich für das nachströmende Wasser zu bieten. Diese Staukammer ist in ihrem unteren Teil 9,1 m und im oberen 4,6 m im Durchmesser, wie Abb. 3 erkennen läßt.

Ebenso wie die Staukammer liegt auch der obere, anschließende Teil des Fallrohres im Fels und besteht auch aus Eisenbeton. Daran schließt dann das eigentliche Fallrohr an, das hinab bis zu einem Schieberhaus als eisernes Druckrohr von 3,14 m Durchm. bei einer Länge von 2960 m ausgebildet ist. Im Schieberhaus teilt es sich dann in vier Zweigrohre von je 1,62 m Durchm., die sich nach den Turbinen der obersten Kraftanlage hin noch weiter verengen. Beim Verlegen dieser Druckrohre auf dem steilen Abhang wurden, wie Abb. 4 zeigt, besonders ausgebildete Portalkrane, die an Kabeln hochziehbar waren, verwendet. Im Ventilhaus sind für jede Rohrabzweigung je zwei Schieber und außerdem zwei selbsttätig wirkende Luftventile vorgesehen. Das Ventilhaus ist für die kalte Jahreszeit elektrisch beheizbar.

Das oberste, bereits fertiggestellte Kraftwerk der Anlage ist in einem Eisenbetongebäude untergebracht. In einem Bauteil sind die vier Turbinen aufgestellt, während der andere Teil die Schalt- und Transformatoranlagen umfaßt. — Außer den Anlagen für die Ausnutzung der Wasserkräfte waren weitere Bauausführungen erforderlich, unter denen der Bau einer Schmalspurbahn bis zum Anschluß an die nächste Hauptstrecke zu erwähnen ist.

Die elektrischen Anlagen sollen insgesamt 4200 kW liefern. Die Kosten für das oberste Kraftwerk einschließlich Staumauer und Druckleitung betragen 17 000 000 \$, während die gesamten Anlagen einen Kostenaufwand von 22 000 000 \$ erfordern sollen. Zs.

Straßenbrücke zur Insel Usedom. Mit dem Bau der neuen Straßenbrücke bei Zecherin, die die Insel Usedom mit dem Festlande verbindet, ist vor einigen Tagen begonnen worden. Die Brücke besteht aus fünf festen Überbauten von je 60 m Spannweite und einer Klappenöffnung von 18 m lichter Weite. Die Gründungsarbeiten (Druckluftgründung) sind der Firma Beuchelt & Co., Grünberg (Schles.), übertragen worden, die eisernen Überbauten liefert J. Gollnow & Sohn, Stettin.

Die Brücke soll Pfingsten 1931 dem Verkehr übergeben werden. Bauherr ist der Kreis Usedom-Wollin. v. H.

Einradmotorwalze. Mit der nachstehend abgebildeten Einradmotorwalze hat die Berliner Maschinenbau AG. vorm. L. Schwartzkopf ein Gerät wieder aufleben lassen, das an die ersten Zeiten der Walztechnik erinnert, nur daß an die Stelle der früher zum Antriebe benutzten Kraft von Menschen oder Pferden jetzt die einer Verbrennungskraftmaschine getreten ist.

Der aus Siemens-Martin-Stahl bestehende Walzkranz hat einen Durchmesser von 1500 mm bei einer Breite von 650 mm. Innerhalb dieses Walzkranzes ist der Motor mit dem gesamten Getriebe untergebracht. Dabei ist der Antrieb derart an der Achse aufgehängt, daß der Schwerpunkt möglichst tief zu liegen kommt, um auf diese Weise dem Kippmoment des Motors beim Arbeiten weitgehend entgegenwirken zu können.

Der Antriebsmotor ist ein wassergekühlter Einzylinder-Deutz-Vergasermotor. Seine Leistung von etwa 4 PS gestattet der Walze, selbst sehr starke Steigungen bis etwa 1:2 leicht zu überwinden. Der Brennstoffverbrauch beträgt durchschnittlich etwa 1 Liter Benzin-Benzol-Gemisch je Arbeitsstunde.

Das Getriebe hat je einen Vorwärts- und Rückwärtsgang und verleiht dem Gerät eine Walzgeschwindigkeit von etwa 2,2 km/h. Die Schaltung geschieht über stets im Eingriff befindliche Zahnräder und elastische Federbandkupplungen. Zum Umschalten von einem Gang zum andern dient eine Gewindespindel mit Handkurbel, die an der aus Stahlrohr bestehenden Lenkstange angebracht ist. In der Mittellage sind beide Gänge ausgeschaltet, so daß die Walze bei dieser Stellung der Kurbel stillsteht.



Schwartzkopf-Einradmotorwalze.

Der Rahmen der Walze ist in einfachster Ausführung aus kräftigem C-Eisen gefertigt. Das Gewicht der betriebsfertigen Walze beläuft sich auf etwa 1,4 t. Hieraus ergibt sich ein spezifischer Walzdruck von etwa 22 kg/cm.

Die Einradmotorwalze hat den Vorzug, daß durch den großen Walzendurchmesser ein Schieben des zu walzenden Gutes selbst bei sehr weichem Teer- und Asphaltmaterial vermieden wird. Ferner läßt die tiefe Schwerpunktlage eine bessere Walzleistung insofern erzielen, als etwaige Unebenheiten des Unterbodens der Asphaltdecke ausgeglichen werden. Da die Walze sich stets senkrecht zum Straßenprofil einstellt, ist die Hinterlassung von Riefen, sowie ein Herausdrücken des Materials selbst hart an der Rinne nicht zu befürchten. Die Lenkung mit Hilfe der Lenkstange ermöglicht eine genaue Führung der Walze auch dicht an den seitlichen Hochborden, ohne daß hierfür eine besondere Geschicklichkeit des Bedienungsmannes erforderlich wäre. Ohne Schwierigkeiten kann die Walze auf jeden Lastwagen, sogar auf einen einfachen Pferdewagen verladen werden. Man braucht nur Bohlen schräg gegen den Wagen zu legen, auf denen die Walze mit eigener Kraft hinauf- oder hinunterfährt. Hiermit erübrigt sich die Beschaffung besonderer Fahrzeuge für die Beförderung der Walze von einer Arbeitsstelle zur anderen. Die tägliche Walzleistung beträgt bis zu 1000 m², also ein Vielfaches des Handbetriebes, wobei noch zu berücksichtigen ist, daß die Güte der Walzarbeit bei der Motorwalze wesentlich besser ist. Die gute Festigkeit der mit letzterer gewalzten Straßendecke erklärt sich aus dem verhältnismäßig hohen Walzdruck, dem großen Walzendurchmesser und dem leichten Vibrieren des Walzenmantels durch den innen liegenden Motor.

Trotz des Einbaues in das Innere der Walze sind Motor und Getriebe leicht zugänglich. Sie sind einerseits gegen von außen kommende Einwirkungen wirksam geschützt und können andererseits leicht beobachtet und gewartet werden.

Dipl.-Ing. Castner.

Erddruckversuche in Amerika. Das Institute of Technology des Staates Massachusetts beabsichtigt nach einer Mitteilung in Eng. News-Rec. eingehende Versuche über die Beanspruchung von Stützmauern anzustellen. Es soll der Erddruck, verursacht durch die Hinterfüllung, der Einfluß der Auflast, die Wirkung der Durchfeuchtung des Erdreichs und verschiedener Arten der Entwässerung untersucht werden. Eine Bauunternehmung hat sich bereit erklärt, die Mauern zu bauen und die nötigen Geräte zu liefern, während die schon genannte Anstalt den Platz für die Versuche und die Arbeitskräfte zu deren Durchführung stellen wird. Daneben sollen auch noch Versuche über den Einfluß des Frostes und die durch ihn verursachten Bodenbewegungen gemacht werden.

Wkk.

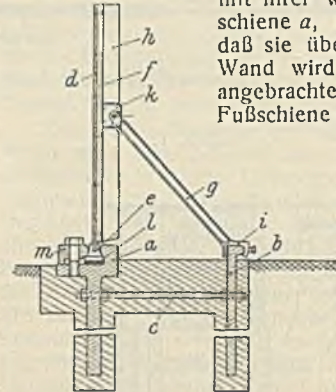
Die neue Halle 20 der Leipziger Baumesse. Zu dem unter dieser Überschrift in Heft 24 der Bautechn. 1930 erschienenen Aufsatz wird ergänzend bemerkt, daß bei der Lieferung sowie bei den Aufstellungsarbeiten auch die Firma Krupp-Druckenmüller G. m. b. H., Berlin-Tempelhof, maßgebend mitbeteiligt war. Die Nennung dieser Firma war nur versehentlich unterblieben.

Kersten.

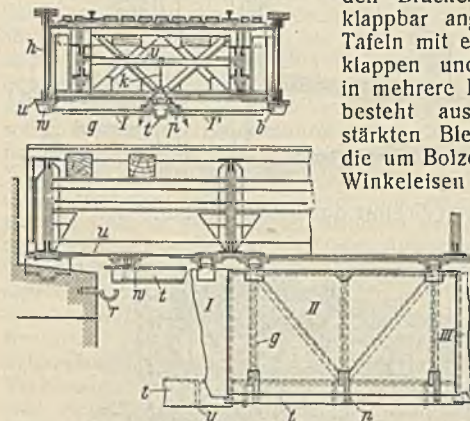
Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Eiserne Hochwasserschutzwand mit einer im Grundmauerwerk verankerten Lagerschiene. (Kl. 84a, Nr. 484 062 vom 5. 2. 1926 von Josef Helfer in Köln.) Die einzelnen Tafeln der Schutzwand ruhen mit ihrer wulstartigen Fußschiene *e* auf einer Lagerschiene *a*, die am oberen Ende hakenförmig ist, so daß sie über die Fußschiene der Wand greift. Die Wand wird durch ein seitlich an der Lagerschiene angebrachtes Klemmstück *m* festgehalten, das die Fußschiene *e* in den Kopf der Ankerschiene preßt, in der ein Abdichtungsstreifen *l* aus Gummi liegt. Die Wand wird durch eine Strebe *g* abgestützt, die unten auf einer zweiten Ankerschiene *b* ruht und die als Klaue *i* ausgebildet ist, derart, daß sie den wulstartigen Kopf der Lagerschiene *b* umfaßt. Ein Anker *c* verbindet die Schienen *a* und *b* miteinander. Das obere Ende der Strebe *g* wird in die seitliche Öffnung der Kappe *k* gedrückt, die am T-Eisen *f* befestigt ist, dessen Flansch zur Verbindung der aneinandergeschobenen Tafeln dient und der eine Längsnut zur Aufnahme einer Gummidichtung aufweist.



Unter Eisenbahnbrücken angehängte Schutzdecke aus einzelnen mit einer Abflußrinne ausgerüsteten Tafeln. (Kl. 19d, Nr. 476 185 vom 24. 11. 1925 von Egon Magyar in Wien.) Um das Tragwerk der Brücke besser zugänglich zu machen und reinigen zu können, werden hintereinander in der Längsrichtung der Brücke sich übergreifende Tafeln an den Brückenträgern mittels Bolzen abklappbar angelenkt; außerdem sind die Tafeln mit einer Zugvorrichtung zum Aufklappen und Aufziehen versehen. Die in mehrere Felder unterteilte Schutzdecke besteht aus durch Winkeleisen *g* verstärkten Blechtafeln I, I', II, II', III, III', die um Bolzen *b* drehbar sind, die mittels Winkeleisen *w* an den Untergeräten *u* der Hauptträger *h* angebracht sind. Um die Tafeln zu einer Decke zusammenzuschließen, sind in jedem Brückenfeld aus Profilleisen bestehende, sich übergreifende, mit den Eisen *g* verbundene Arme *p* angeordnet, die durch Schraubenbolzen miteinander verbunden sind. Das obere Ende der Zugvorrichtung *k* zum Bewegen der Tafeln greift am Windverband *v* an. Zur Entwässerung dient eine Zinkblechrinne *t*, die durch Rinnenhaken *y* festgehalten wird. An den Widerlagern wird das Wasser durch eine abnehmbare Rinne *r* abgeführt.



Ende der Zugvorrichtung *k* zum Bewegen der Tafeln greift am Windverband *v* an. Zur Entwässerung dient eine Zinkblechrinne *t*, die durch Rinnenhaken *y* festgehalten wird. An den Widerlagern wird das Wasser durch eine abnehmbare Rinne *r* abgeführt.

Personalnachrichten.

Preußen. Der Regierungsbaurat (W.) Sievers ist vom Neubauamt in Fürstenberg a. d. Oder an das Wasserbauamt in Fürstenwalde a. d. Spree versetzt worden.

Die Wahl des ordentlichen Professors Dr.-Ing. Dr. Krencker zum Rektor der Technischen Hochschule Berlin für die Amtszeit vom 1. Juli 1930 bis Ende Juni 1931 ist bestätigt worden.

Die Staatsprüfung haben bestanden: die Regierungsbauführer Erwin Soldan, Walter Krämer (Wasser- und Straßenbaufach).

Bayern. Der Geheime Hofrat Dr.-Ing. Dr. techn. h. c. Franz Kreuter in München, früher Professor an der Technischen Hochschule daselbst, ist gestorben.

INHALT: Die neue Anrebrücke über die Götterbahn bei Otten. — Hydrologische Rechnungen für die Grundwasserabsenkung beim Bau der Nordschleusen-Anlage in Bremerhaven. — Berechnung, bauliche Durchbildung und Ausführung geschweißter Eisenbahnbrücken. — Die Instandsetzung der Klonditzbrücken bei Laband. (Schluß.) — Vermischtes: Franz Kreuter †. — Eduard Faber †. — Technische Hochschule Dresden. — Staatliche Tung-chi Technische Hochschule Woosung. — Baustellenbesichtigungen der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen. — Wasserkraftanlagen in Chosen, Japan. — Straßenbrücke zur Insel Usedom. — Einradmotorwalze. — Erddruckversuche in Amerika. — Neue Halle 20 der Leipziger Baumesse. — Patentschau. — Personalnachrichten.

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