

Alle Rechte vorbehalten.

Aufbereitungsanlagen für Schotterbeton.¹⁾

Von Regierungs- und Baurat Friedrich Heintze, Oberingenieur der Firma Siemens-Bauunion G. m. b. H., Komm.-Ges.

Bei großen Bauwerken mit umfangreichen Betonmassen, hauptsächlich bei Talsperren, wird der Beton sehr oft aus bei der Baustelle anstehendem Fels hergestellt. Der Fels ist möglichst billig zu Betonzuschlagstoffen zu verarbeiten, die die für die Betonbereitung bisher aufgestellten Forderungen an die Beschaffenheit der Zuschlagstoffe erfüllen müssen. In den meisten Fällen wurde bisher bei der Gewinnung des Steins und zu seiner Zerkleinerung auf die übliche Brechergröße die Handarbeit angewendet. Handarbeit ist teuer, und bei großen schnell zu leistenden Mengen ist es schwer möglich, eine genügende Anzahl Steinbrucharbeiter, die mehr oder weniger gelernte Leute sind, zum mindesten längere Zeit im Steinbruch

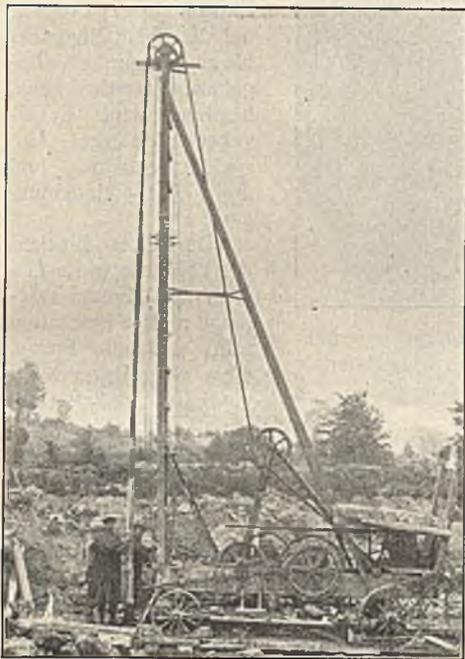


Abb. 1. Fallbohrmaschine mit elektrischem Antrieb (Shannonbau, Irland).

gearbeitet haben müssen, zu bekommen. Es ist daher mit Vorteil sowohl im Steinbruchbetrieb als bei der Weiterverarbeitung des gewonnenen Materials Maschinenbetrieb einzusetzen, der je nach der Größe der zu bewältigenden Aufgabe bis zur völligen Maschinisierung des Betriebes durchgeführt werden kann.

Wie weit hiermit bei der Aufbereitung der Zuschlagstoffe gegangen werden kann, hängt von der zu leistenden Menge ab. Die Wirtschaftlichkeit läßt sich verhältnismäßig leicht vorher überprüfen. Wird jedoch der Verladebetrieb im Steinbruch maschinell eingerichtet, so muß zwangsläufig die Aufbereitungsanlage so aufgebaut werden, daß das wahllos gebaggerte Material aller Größen mit Abraum und Unreinig-

keiten maschinell weiterverarbeitet werden kann.

Nachstehend sind einige bei der praktischen Durchführung maschineller Steinbruchbetriebe und Aufbereitungsanlagen gemachten Erfahrungen gegeben.

Im Steinbruchbetrieb wird das Bohren wohl allgemein bei größeren Arbeiten mit Preßluftschlämmern ausgeführt. Mit Erfolg lassen sich aber auch, besonders bei nicht geschlossenem Fels, maschinell angetriebene Fallbohrmaschinen verwenden, die große Abschnitte bei tiefen Bohrlöchern möglich machen. Werden solche Bohrmaschinen (Abb. 1) verwendet, so darf Preßluft nicht völlig fehlen, da Nacharbeiten in der Sohle oder an in den Abmessungen vorgeschriebenen Wänden und Preßluftbohrungen zur Zerkleinerung zu groß abgeschossener Felsteile notwendig sind. Die Preßlufteinrichtung läßt sich aber klein halten und die Hauptarbeit mit den Fallbohrmaschinen leisten. Die Fallbohrmaschine erlaubt auch bei Felseinschnitten einen fast ununterbrochenen Verladebetrieb, der nur während des Abschießens der während des Verladens des Gesteins gebohrten Löcher ruht.

Das Laden des geschossenen Gesteins, das bis vor kurzer Zeit fast ausschließlich nach völliger Zerkleinerung durch Handarbeit oder durch Sprengstoff, durch Handladen vorgenommen wurde, ist mit Erfolg durch Löffelbagger geleistet worden. Der von Menck & Hambrock konstruierte Löffelbagger ist für solche Felsarbeiten kräftig genug und hat sich gut bewährt. Es kommt für diese Arbeiten hauptsächlich der 2-m³-Bagger

in Frage, dessen Löffel groß genug ist, um die bei normalen Sprengarbeiten anfallenden Steingrößen zu laden, aber auch die Sicherheit dafür gibt, daß nicht zu große Felsblöcke erfaßt werden, die die Transportwagen auch bei stärkster Bauart bei dem unvermeidlich hohen Fall der Blöcke zerstören. Steine, die von 2-m³-Löffelbaggern nicht mehr gefaßt werden können, müssen angebohrt und gesprengt werden. Sollen ausnahmsweise größere Steine geladen werden, so geschieht dies mittels Kette auf Plattformwagen, wobei der Bagger als Kran arbeitet.

Die Förderwagen müssen sehr kräftig gebaut werden, um dem Fall

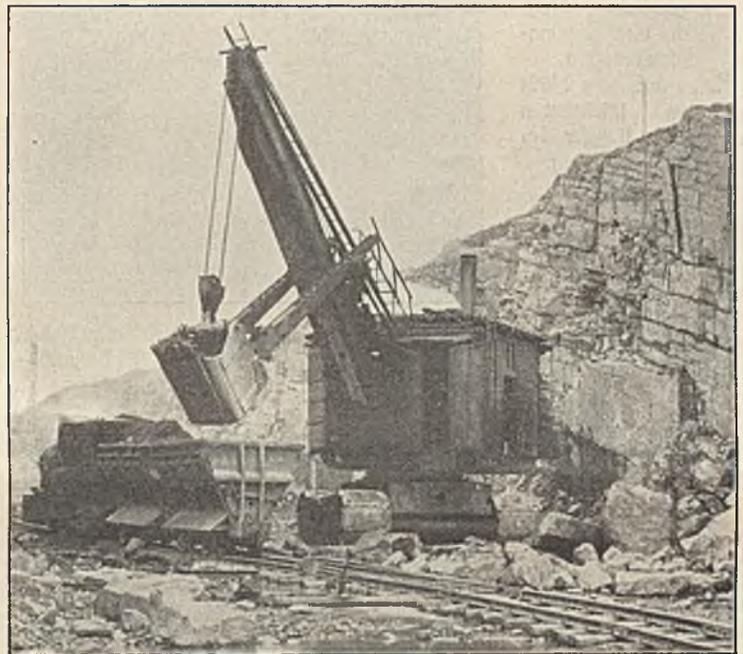


Abb. 2. Raupenlöffelbagger Menck & Hambrock von 2 m³ Löffelgröße in stark zerklüftetem Fels des Unterkanals der Shannon-Wasserkraftanlage.

der Felsblöcke aus dem Baggerlöffel Widerstand zu leisten. Der Wagen wird daher schwer, was aber, da es sich für die Beförderung gegenüber Erde um hochwertiges Material handelt, wirtschaftlich ertragbar ist, und was auch mit Rücksicht auf die stets nur in Frage kommenden geringen Förderweiten in Kauf genommen werden kann. Die Aufbereitungsanlage wird so nahe wie irgend möglich an die Gesteingewinnungsstelle gebaut werden müssen. Es kommen nur kurze Förderwege, und daher auch eine geringe Anzahl der naturgemäß teuren Wagen in Frage. Die Firma Fried. Krupp hat einen solchen Wagen für Felsförderung (Abb. 2) auf den Markt gebracht, der sich bewährt hat.

Wie leicht ersichtlich, ist es für den Bagger ein Hauptfordernis, daß er während der Sprengungen von der Gewinnungsstelle schnell entfernt werden kann. Es ist daher mit Erfolg der neueste von Menck & Hambrock gebaute Raupenlöffelbagger anzuwenden. Dieser kann schnell seinen Arbeitsplatz ändern, und es können daher Löffelbagger auch in Steinbrüchen, die in mehreren Etagen abgebaut werden, verwendet werden, wenn sie auf Raupen laufen. Der Raupenlöffelbagger hat gegenüber dem Schienenlöffelbagger den Nachteil, daß sein Untergestell außerordentlich standfest ist und den Baggerführer leicht zur Überbeanspruchung des Baggers verführt. Hiergegen wird die erfahrene Baggerfirma Menck & Hambrock in kurzer Frist wohl Abhilfe schaffen, so daß man jetzt schon den 2-m³-Raupenlöffelbagger als recht geeignet für Felsarbeiten betrachten darf (Abb. 2). Versuche mit größeren Löffelbaggern von etwa 4 m³ Löffelinhalt haben sich aus dem obengenannten Grunde nicht bewährt. Für Bagger mit größerem Löffelinhalt als 2 m³ lassen sich kaum Wagen bauen, die beim Beladen den großen Schlägen der großen Steine standhalten. Ihr Gewicht ist auch so groß, daß schon ein außerordentlich harter Fels dazu gehört, damit die Sohle, auf der sie laufen, nicht zer-

¹⁾ Der nachfolgende Aufsatz aus berufener Feder soll eine Reihe von in zwangloser Folge erscheinenden Abhandlungen eröffnen, deren gemeinsames Ziel wir darin sehen, die heute so außerordentlich wichtige Frage der „Rationalisierung im Bauwesen“ nach den verschiedensten Richtungen zu erörtern und so zu ihrer Lösung beizutragen.

Die Schriftleitung.

fahren wird und hierdurch Schwierigkeiten für die weitere Fortbewegung der Bagger entstehen.

Werden im Steinbruch Bagger und starke, besonders für Felsladung gebaute Wagen benutzt, so muß die Aufbereitungsanlage, in die das Material befördert wird, folgende Arbeiten ausführen können:

1. Zerkleinerung des gebaggerten Gesteins.
2. Trennung nach gutem und schlechtem Gestein.
3. Trennung des guten Gesteins von allen Unreinigkeiten und vom mitgebaggerten Abraum.
4. Trennung des gesäuberten guten Gesteins nach den für die Betonbereitung gewünschten Größen.
5. Leistung der gewünschten Steingrößen in den erforderlichen Mengen und Zusammensetzungen.

Die Forderung 2 läßt sich am leichtesten durch den Bagger im Steinbruch ausführen.

Eine Aussortierung des gewonnenen Felsens nach Qualität ist mit ihm naturgemäß nur im großen Maßstabe möglich, d. h. Felsadern von schlechter Beschaffenheit müssen durch Verlorengabe eines Teiles der angetroffenen Felswände einfach von der Verarbeitung ausgeschieden, besonders geladen und auf Abraumkippe gefahren werden. Sind verstreute kleinere, aber zahlreiche Stellen von schlechtem Material in dem Felsen, so kann die Qualitätsauslese in der Aufbereitungsanlage stattfinden. Nach dem Brecher wird das Material über ein Förderband geführt, auf dem der zerkleinerte Fels langsam an Arbeitern vorbeiläuft, die die schlechten Stücke aussuchen und auf ein darunter laufendes Abraumförderband werfen. Im allgemeinen wird diese Einrichtung aber kaum nötig sein.

Die Aufbereitungsanlage muß Steinbrecher, Reinigungsmaschinen und Sortiermaschinen enthalten, um die Forderungen 1 und 3 bis 5 erfüllen zu können. Außerdem sind Aufgabereinrichtungen für das Gestein in die Maschinen und die Abzapfeinrichtungen vorzusehen. Die Art und Abmessung aller Maschinen hängt von der Anzahl und der Größe der geforderten Korngrößen und Mengen der Zuschlagstoffe ab.

Nach den bisherigen Erfahrungen bei großen Betonbauten genügt es, für die Betonmischung drei verschiedene Korngrößen zu erzeugen, die mit Sand 0 bis 7 mm ϕ , Splitt 7 bis 25 mm ϕ und Schotter 25 bis 100 mm ϕ etwa festgesetzt werden können. Diese Dreiteilung ermöglicht es, den Beton nach den bisherigen Untersuchungen in der günstigsten Zusammensetzung herzustellen, d. h. geringsten Zementverbrauch bei höchster Festigkeit, Wasserdichtigkeit und, da es sich fast nur um Gußbeton handeln

wird, von guter Fließfähigkeit. Beim Schotter kann die Größtabmessung des Steins soweit steigen, als es die Betonmischmaschine und die Verteilungseinrichtung des Betons und die zu bauenden Betonteile irgendwie zulassen. Bei engen Schalungsräumen muß naturgemäß die Höchstgröße des Schotters verringert werden, bzw. müssen für solche Betonteile nur die Größen 1 und 2 verwendet werden. Wird die Aufbereitungsanlage nur für diese drei Sorten der Zuschlagstoffe eingerichtet, so lassen sich

noch einfache und praktisch nicht zu teure Einrichtungen schaffen, und der Theorie des Betons wird bis auf praktisch zu vernachlässigende Größen Genüge getan.

Die Sortieranlage muß dann nur für zwei Größen: für Sand und Splitt, vorgesehen werden. Der Überfall bildet den Schotter, dessen Höchstgröße durch die Einstellung der Brecher, bei der leicht allgemein bis zu 100 mm ϕ innegehalten werden kann, bestimmt wird. Es ergeben sich drei Aufspeicherungssilos und drei Abzapfeinrichtungen.

Der erste Brecher, der das gebaggerte Gestein mit Abraum empfängt, muß so beschaffen sein, daß alle Steine, die ein Baggerlöffel von 2 m³ Inhalt aufnimmt, gebrochen werden können.

Eine Brechermaulgröße von 1200 · 900 mm hat sich als mindestens erforderlich gezeigt. Bei dieser Brechergröße kommen nur sehr selten Steine aus dem Baggerlöffel, die nicht ohne weiteres durch das Maul gehen und mittels eines über dem Brecher angebrachten Laufkranes gehoben und durch Bohrungen zerkleinert werden müssen. Die Größe des Brechers ist mitbestimmend für die Wahl der Baggerlöffelgröße, weil Brecher derartiger Abmessungen außergewöhnlich schwer werden, und, da es sich ja nur um vorübergehende Bauten handelt, sehr bedeutende und teure Fundamentanlagen benötigen. Abb. 3 zeigt gebaggertes Gestein mit

Abraum auf einem Aufgaberost für einen Großbrecher von 1200 × 900 mm Maulweite. Der von Fried. Krupp gelieferte Großbrecher mit Schwinge und besonderem Exzenter hat sich gut bewährt. Einer seiner Hauptvorteile ist, daß er das „Tanzen“ großer Steine zwischen den schwingenden Brecherbacken verhindert, was bei Einschwingenbrechern leichter vorkommt. Die Stundenleistung eines Großbrechers kann gegebenenfalls für eine Anlage zu groß sein (sie beträgt bei dem oben genannten Kruppbrecher bei Spaltweite 100 mm etwa 50 m³ loses Gestein i. d. Std.), aber auch dann muß mit Rücksicht auf die Baggerlöffelgröße zur Wahl einer solchen Maschine gegriffen werden, weil es sonst unmöglich ist, ohne zeitraubende Nacharbeiten das gebaggerte Gestein zu verarbeiten.

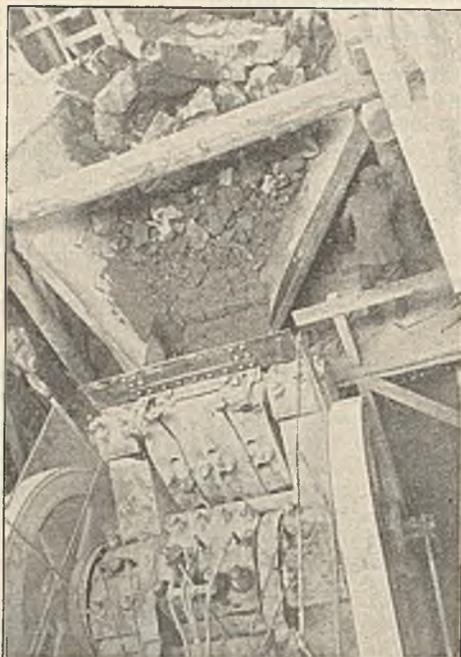


Abb. 3. Großbrecher 1200 × 900 mm Maulmit beschicktem Aufgaberost (Schwarzenbachtalsperre und Shannonbau).

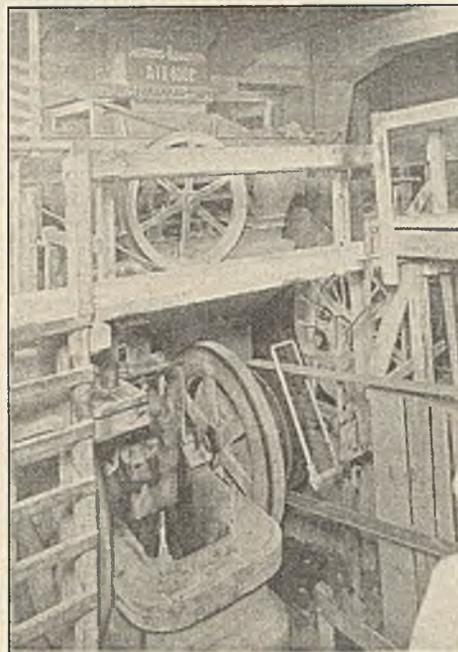


Abb. 4. Bewegliche Sattelrutsche unterhalb des Großbrechers zur Verteilung des Materials auf die Nachbrecher (Shannonbau).

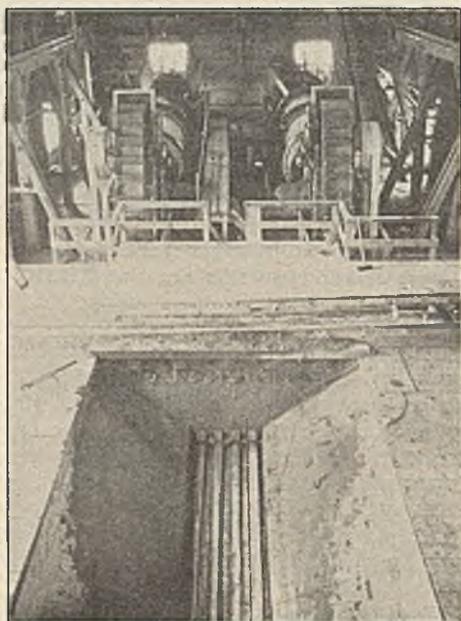


Abb. 5. Waschmaschinen mit Becherwerkbeschickung. Im Vordergrund der Stangenrost zur Beschickung des Großbrechers.

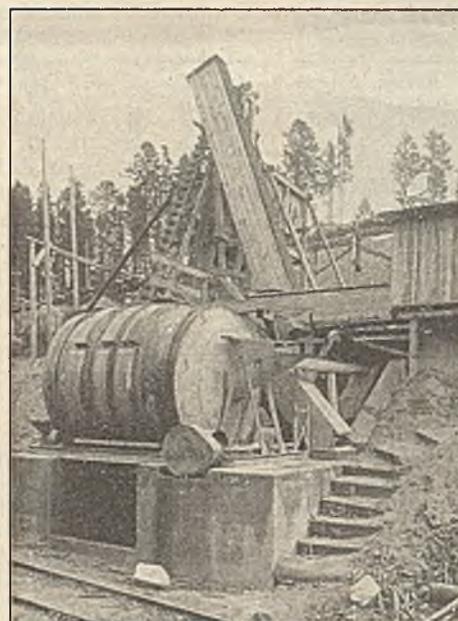


Abb. 6. Sandrückgewinnungsmaschine der Internationalen Baumaschinenfabrik A.-G. (Schwarzenbachtalsperre).

Das aus dem Großbrecher fallende Material wird am besten unmittelbar den Nachbrechern zugeführt, deren Größe und Anzahl sich nach der Tagesleistung bei dem gewünschten Größtdurchmesser des Schotters richten. Die Unterteilung des Gesteinstromes aus dem Großbrecher kann durch eine bewegliche Sattelrutsche vorgenommen werden, wie sie Abb. 4 zeigt. Durch Hintereinanderschaltung solcher Sattelrutschen kann man die Materialströme immer wieder gleichmäßig teilen und so mehrere Nachbrecher anordnen. Auch jetzt noch enthält das gebrochene Material alle Unreinigkeiten, wenn solche im Steinbruch vorhanden sind. Gebrochenes Gesteinmaterial, das mehr als 10 bis 15% Unreinigkeiten enthält, läßt sich in einem Waschgang überhaupt nicht waschen. Doch kommen solche hohen Prozentsätze bei Steinbrüchen sehr selten vor, wenn die Überlagerungen vorher gut abgedeckt werden. Aber selbst zunächst völlig rein aussehende Steinbrüche zeigen bei der Verarbeitung des Gesteins Unreinigkeiten, so daß sich fast immer ein Waschen empfiehlt. Weiter ist die Abnutzung der Maschinen bei gleichzeitigem Waschen und Sortieren des Materials geringer als bei Sortieren in trockenen Trommeln. Die Mehrkosten für das Waschen sind daher hierdurch fast gedeckt, abgesehen von dem Gewinn, den einwandfrei sauberes Schottermaterial für die Güte des Betons darstellt. Es wird sich daher meistens empfehlen, das gebrochene Material

Die Trommelwaschmaschinen mit Schnecken (Abb. 5) haben den Nachteil, daß sie das meiste Feinmaterial aus dem Sand mit herauswaschen. Dieses Feinmaterial ist aber zur Erzielung eines guten Gußbetons unbedingt notwendig. Aus dem Schmutzwasser kann durch besondere Sandrückgewinnungsmaschinen dieser Feinsand wiedergewonnen werden (Abb. 6). Nicht jedes Gestein gibt aber beim Brechen genügend Feinsand, so daß in solchen Fällen die Feinsandrückgewinnungsanlage zwecklos ist und dann ein Teil des gebrochenen Materials Sandmühlen zugeführt werden muß, die Sand bis zur Staubgröße mahlen. Um die Anlage nicht zu umständlich zu machen, ist der gemahlene Sand, ebenso wie der aus der Sandrückgewinnungsmaschine wiedergewonnene Sand laufend dem aus der Waschmaschine gewonnenen Sand zuzuführen, so daß der Betonsand immer gleichmäßig alle erforderlichen Korngrößen enthält. Benutzt man Trommelwaschmaschinen mit Schnecken, so tritt noch der Nachteil ein, daß in dem gewonnenen Sand reichlich viel Wasser vorhanden ist. Er ist daher zunächst in einem Silo zu lagern, der das Abtropfen des Wassers ermöglicht, und kann dann erst für die Betonbereitung benutzt werden. Unterwassermaschinen mit Siebung unter Wasser und mit Bechern vermeiden diese Nachteile, haben aber meist geringere Leistungen, größere Abnutzungen und sind gegenüber grobem Material empfindlich.

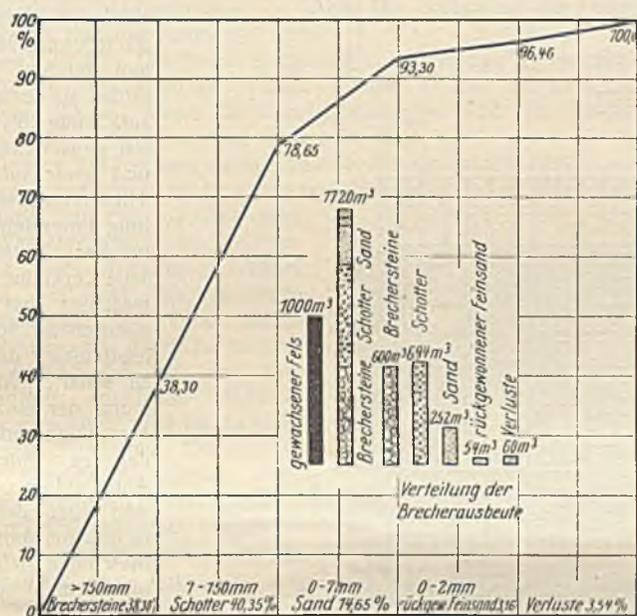


Abb. 7. Leistung einer Brech- und Waschanlage bei Verarbeitung von Granit (Schwarzenbach).

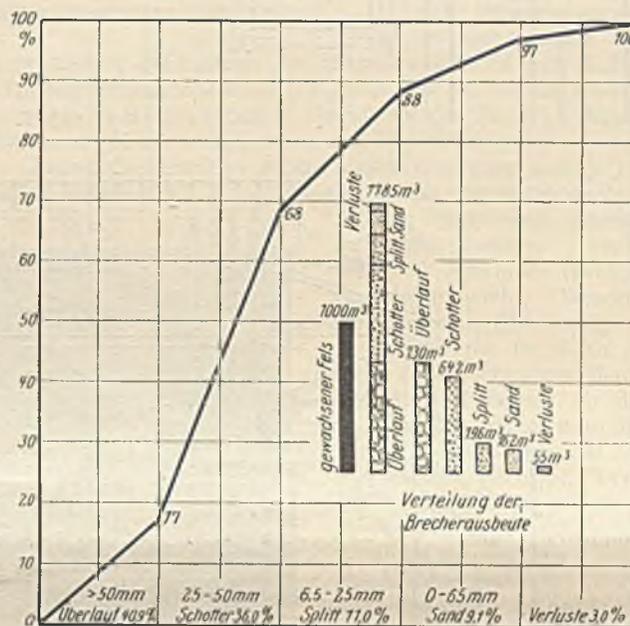


Abb. 8. Leistung einer Brech- und Waschanlage bei Verarbeitung von Kalkstein (Shaanon, Irland).

Waschmaschinen mit Sortiereinrichtung zuzuführen. Nur bei Wassermangel, oder wenn es nicht möglich ist, das Schmutzwasser abzuführen (siehe weiter unten), oder wenn das Gestein sehr sauber ist, wird man Trockensortiertrommeln anwenden.

Gestein, das durch fetten Lehm, Mergel oder Ton verunreinigt ist, läßt sich nur bis 5% Verschmutzungsgrad auf einmal waschen. Diese fetten Erden lösen sich im Wasser sehr schwer, bilden in den Waschmaschinen Kugeln und verderben das Schottermaterial.

Ist das Material nicht übermäßig verschmutzt, und lösen sich die auszuwaschenden Beimengungen leicht, sind sie also nicht fetter Lehm oder Mergel, so genügen im allgemeinen die normalen Trommelwaschmaschinen mit innen liegender Schnecke, die in einem Sortierkegel Sand und Splitt aussortieren, während der Überfall den Schotter ergibt. Der Sortierkegel läßt sich für zwei gewünschte Größen so ausbilden, daß ein für den praktischen Bedarf einwandfreies Aussortieren eintritt. Mehr als zwei Trennungen lassen sich allerdings bei solchen Maschinen mit zufriedenstellendem Erfolg nicht erreichen. Eine restlose Trennung des Materials ist für Betonzwecke meist nicht erforderlich, die Trennung muß nur so geschehen, daß die drei Sorten Korngrößen immer gleichmäßig zusammengesetzt sind. Ist das Material sehr stark verschmutzt, über 15%, und sind die Unreinigkeiten löslich, so können zwei Trommelwaschmaschinen mit innen liegender Schnecke hintereinander geschaltet werden. Enthält das Gestein reichlich fetten Boden, so wird dieser am besten im Bruch durch Spülen beseitigt, wenn dies möglich ist. Eine weitere Möglichkeit ist, die Felstransportwagen mit einem weiten Rost im Boden zu versehen und den Ton oder Lehm durch starke Wasserzufuhr herauszuspülen. Es empfiehlt sich nicht, das mit Ton oder Lehm stark verunreinigte Gestein in die Aufbereitungsanlage zu bringen, da alle Maschinen stark verschmiert und in ihrer Leistungsfähigkeit herabgesetzt werden. Daher empfiehlt es sich auch nicht, dieses Gestein nach dem Durchgang durch die Brecher erst in Trommelwaschmaschinen vorzuwaschen oder in Unterwasserwaschen nachzuwaschen.

Die angetroffenen Steine und ihr Verhalten im Brecher, in den Waschmaschinen und ihre Ausbeute beim Brechen, Mahlen und Waschen sind so verschieden, daß vorher auch bei reichlichen Erfahrungen ein sicheres Urteil nicht abgegeben werden kann. Es ist daher bei Aufschließung neuer Gesteine, deren Verhalten man nicht kennt, unbedingt eine Probebrechung und Probewaschung vorzunehmen und hernach erst die Einrichtung der gesamten Aufbereitungsanlage zu treffen. Die hierdurch auftretenden Kosten machen sich immer bezahlt, da eine große Aufbereitungsanlage für große Massen stets eine ziemlich kostspielige Anlage darstellt und nach Aufbau verhältnismäßig schwer geändert werden kann.

Die Ausbeute an Mengen der drei verschiedenen, gewünschten Korngrößen ist je nach dem Material ganz verschieden. Durch Verstellen der Spaltweite des Groß- und Nachbrechers läßt sich die Menge der einzelnen Größen beeinflussen, aber hierbei ändert sich auch die Gesamtleistung der Brecher.

Die Sanderzeugung beim Brechen des Gesteins ist auch sehr verschieden, und hier muß wohl stets durch Sandmühlen oder Sandrückgewinnungsmaschinen der gebrochene Sand ergänzt werden. In Abb. 7 und 8 sind die Ergebnisse von gebrochenem Granit und gebrochenem Kalkstein angegeben, die beide etwa 3% Verunreinigungen enthielten. Beim Granit konnte durch die Sandrückgewinnungsanlage Feinsand zurückgewonnen werden. Beim Kalkstein war die Verunreinigung fetter Mergel und im Waschwasser waren keine nennenswerten Mengen von Sand vorhanden.

Die gesamte Aufbereitungsanlage kann in wagerechtem oder lotrechtem Sinne angeordnet werden. Die Wahl der Aufstellungsart richtet sich mit nach dem angetroffenen Gelände. Da angenommen werden darf, daß solche Anlagen fast immer in gebirgigem Gelände aufzustellen sind, so wird die lotrechte Anordnung, einem Felshang angepaßt, wohl meist die vorteilhafteste sein. Abb. 9 gibt Ansicht und Grundriß einer Aufbereitungsanlage bei lotrechtem Aufbau. Abb. 10 zeigt eine solche mit wagerechter Anordnung der Maschinen. Stets ist eine Aufzugvorrichtung für die Fels-

wagen erforderlich, wofür sich ein einfacher, aber schnell laufender Seilzug, auch für große Leistungen, erfolgreich bewährt hat (Abb. 11).

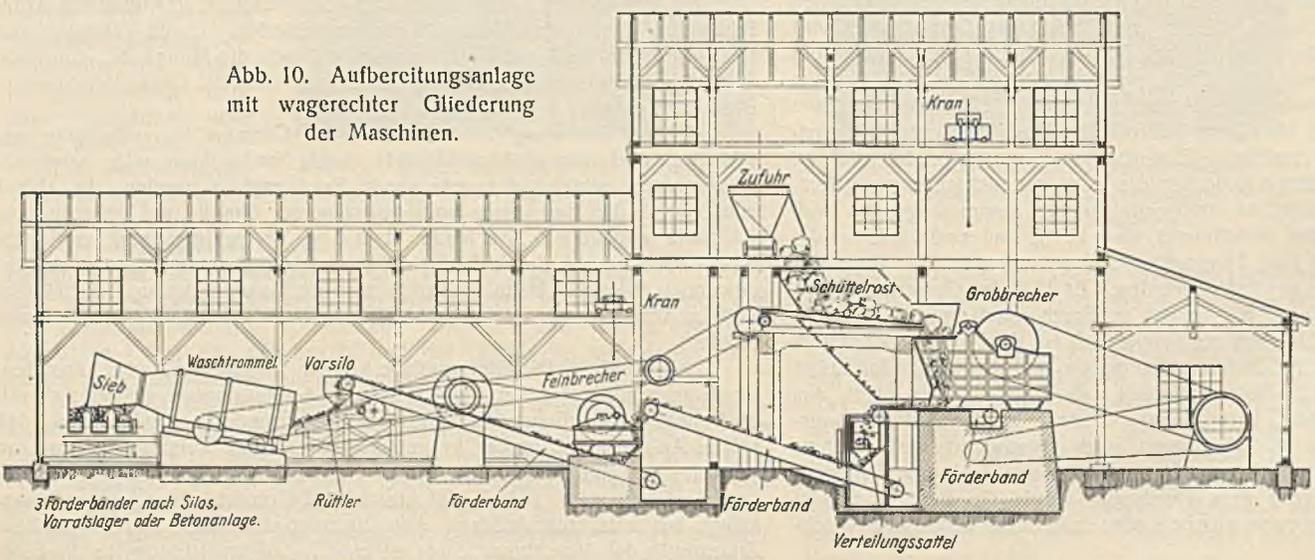
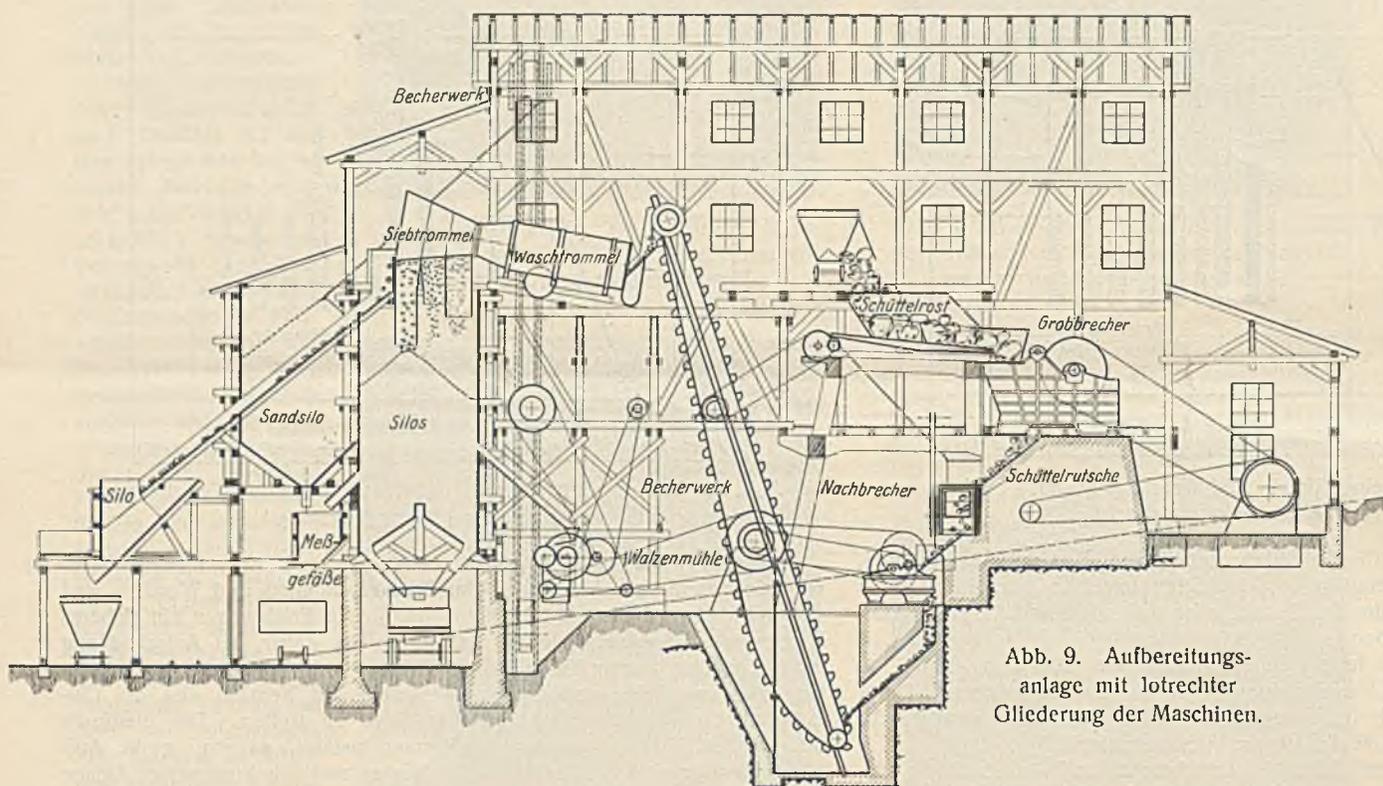
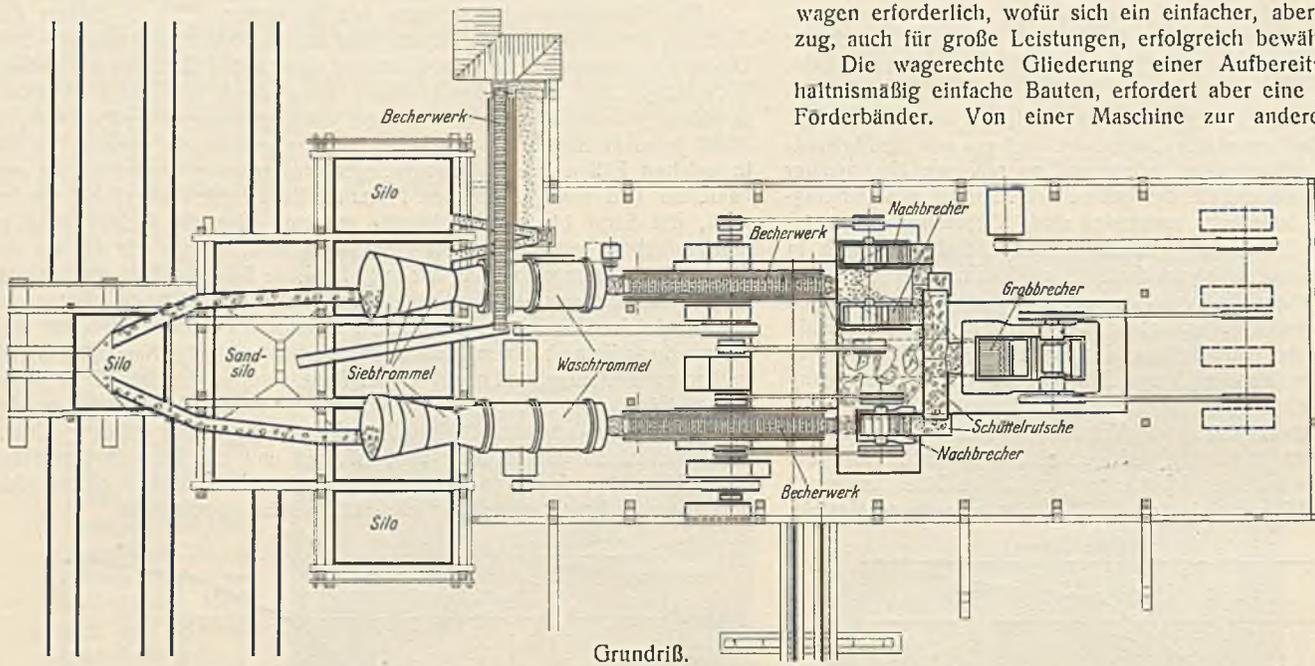
Die wagerechte Gliederung einer Aufbereitungsanlage ergibt verhältnismäßig einfache Bauten, erfordert aber eine große Fläche und viele Förderbänder. Von einer Maschine zur anderen muß stets ein ansteigendes Förderband eingesetzt werden.

Die wirtschaftlichste Lösung der beiden Arten kann nur von Fall zu Fall durch genaue Prüfung bestimmt werden.

Wenn die täglich geforderte Durchschnittsleistung einer Aufbereitungsanlage bestimmt ist, so sind hiernach der Großbrecher bzw. mehrere Großbrecher zu wählen. Alle anschließenden Maschinen müssen etwas größer als der auf sie anfallende Leistungsteil gewählt werden, und zwar mit der Hintereinanderschaltung hinter den Großbrecher steigend. Jede Zerkleinerungsmaschine hat vorübergehend Spitzenleistungen, die bei zu scharfer Abstimmung der einzelnen Maschinen aufeinander zu Störungen Anlaß geben. Wenn sich aber der Materialstrom durch die Maschinen aufeinander immer mehr verbreitern kann, durch immer höhere Leistungsmöglichkeit der Maschinen, so wird er reibungslos seinen Weg finden.

Vor den Waschmaschinen empfiehlt es sich stets, einen kleinen Zwischensilo einzuschalten, der die gegen Überlastung empfindlichen Wasch- und Sortiermaschinen gleichmäßig beschickt. Bei der Angabe der Maschinenfabriken über die Leistungen solcher Zerkleinerungs- und Sortiermaschinen ist Vorsicht geboten, da diese Leistungen meist in der Praxis nicht erreicht werden.

Besonders wichtig ist noch bei der Aufbereitungsanlage die Beschickungseinrichtung des Großbrechers. Die Beschickung geschieht durch die Felswagen naturgemäß stoßweise. Steine bis 2 m³ Größe fallen



3 Förderbänder nach Silos, Vorratslager oder Betonanlage.

mehrere Meter hoch auf sie auf. Sie muß daher außerordentlich widerstandsfähig sein und gleichmäßig den Brecher beschicken. Es hat sich hierbei ein von der Internationalen Baumaschinenfabrik gelieferter Stangenrost mit Exzenterbewegung recht gut bewährt (Abb. 5). Auch stärkste Plattenbänder, wie sie Fried. Krupp anfertigt, kommen hierfür in Frage. Bei dem exzentrisch bewegten Stangenrost muß darauf geachtet werden, daß die bewegte Fläche in der Breite nicht zu gering ist, weil sonst die Gesteinsblöcke Brücken bilden, unter denen sich der Stangenrost leer bewegt, und das Transportieren aufhört. Die bisher festgestellte notwendige größte Breite der beweglichen Fläche eines solchen Rostes ist bei so ziemlich allen Gesteinen 90 cm, wenn ein 2-m³-Löffelbagger und ein Brecher von 1200 × 900 mm Maschenweite verwendet wird.

Für eine Aufbereitungsanlage, bei der das gesamte Material beim Sortieren auch gewaschen wird, ist ein verhältnismäßig hoher Wasserverbrauch notwendig, und zwar darf mit etwa 1 m³ Wasserverbrauch für 1 m³ erzeugtes loses Material gerechnet werden. Ist auf der Baustelle Wassermangel, so kann dieser Wasserverbrauch dadurch vermindert werden, daß das aus dem Großbrecher anfallende Material trocken aussortiert wird bis zu einer Steingröße von etwa 150 mm ϕ . Steine über diese Größe, auch wenn sie ziemlich verschmutzt sind, ergeben im Nachbrecher verhältnismäßig nur ganz geringe Staubzusätze, die dem Beton im allgemeinen nicht schaden und nicht ausgewaschen zu werden brauchen. Es ist allerdings in der Anlage dann der Nachteil einer weiteren Maschine, die sich verhältnismäßig stark abnutzt (Abb. 12).

Der in der Aufbereitungsanlage erzeugte fertige Zuschlagstoff muß in Silos aufgestapelt werden. Die Anlage und Abmessung dieser Silos richtet sich nach der aufzustellenden Betonmischanlage und den örtlichen Verhältnissen der Baustelle. Es kann zweckmäßig sein, große Hauptsilos nur an der Aufbereitungsanlage anzuordnen und am Betonmischer nur kleine für den Bedarf einer kurzen Zeit, oder umgekehrt. Auf jeden Fall muß die Siloanlage die Möglichkeit des ungestörten Arbeitens der Aufbereitungsanlage und der Betonmischanlage geben. Zwischen beiden empfiehlt



Abb. 11. Seilauzug der Felswagen in die Aufbereitungsanlage (Shannonbau).

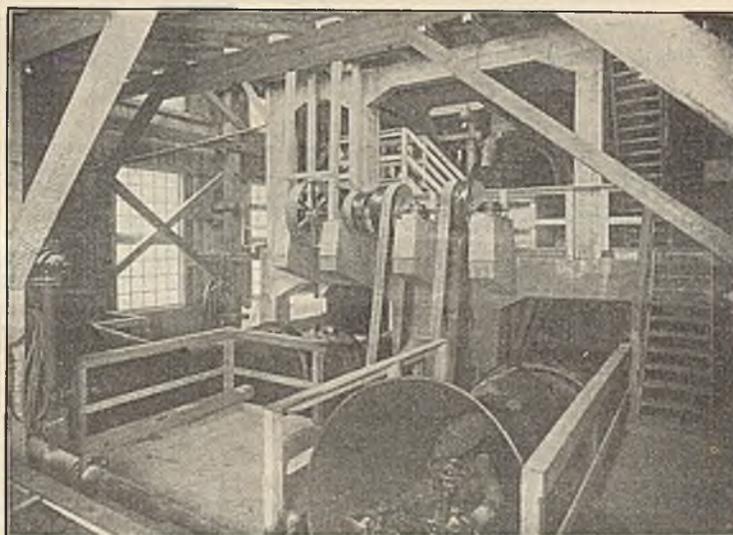


Abb. 12. Grobsortiertrommel, die den Waschmaschinen nur Material unter 150 mm Durchm. zuführt. Das größere Material wird ungewaschen weiterverarbeitet (Schwarzenbachtalsperre).

es sich stets, ein Vorratslager von Zuschlagstoff anzuordnen, in das leicht von der Aufbereitungsanlage aus abgelagert und ebenso in die Betonmischung abtransportiert werden kann. Dieses Vorratslager muß bei Maschinenschaden in der Aufbereitungsanlage und bei Spitzenbetrieb beim Betonieren einspringen.

Bei der Einrichtung der Waschanlage ist ferner noch dem Abfluß des Schmutzwassers Bedeutung beizumessen. Je nach der bestehenden Vorflut muß Rücksicht auf die Verunreinigung des Baches oder Flusses genommen werden. Die Verunreinigung kann so stark werden, daß sich

die Unmöglichkeit des Einlaufs des Schmutzwassers in den Fluß ergibt. Beim Bau der Schwarzenbachtalsperre farbte das abfließende Schmutzwasser von stündlich 50 m³ gewonnenem Granitstein die Murg bis hinab nach Gernsbach, etwa 25 km weit, so stark, daß die Zuleitung eingestellt werden mußte. Andere Gesteinsarten geben wieder eine ganz geringe Färbung und dürfen unbedenklich in selbst kleine Flüsse eingeleitet werden.

Die vorstehend geschilderten Aufbereitungsanlagen verwenden zum Teil Maschinen (Großbrecher, Grobsiebtrommeln, Waschmaschinen) von einer Abmessung, wie sie im Baugewerbe für diese Zwecke nicht üblich waren und deren Aufstellung und Betrieb für die verhältnismäßig kurze Bauzeit auch eines Großbaues zunächst als nicht wirtschaftlich erscheint. Die Praxis hat jedoch gezeigt, daß durch ihre Anwendung auch bei reichlichen Abschreibungen dieser Geräte und bei Verlorengaben der Fundamente und der für sie erforderlichen Schutzbauten eine wesentliche Verminderung der Herstellungskosten der Betonzuschlagstoffe erzielt wird. Bei der Herstellung von rund 80 000 m³ Granitzuschlagstoffen (eine verhältnismäßig geringe Menge für eine solche Anlage) hat eine solche Aufbereitungsanlage die Anzahl der für die Herstellung eines Kubikmeters Gußbeton erforderlichen Arbeiter-

stunden um 33 % gesenkt, gegenüber der Stundenzahl, die notwendig war, um das Material mit Hand im Steinbruch zu gewinnen, mit Hand zu laden und bis zu der im Baubetrieb üblichen Brechergröße zu verarbeiten. Dies ergab einen Gewinn, der die gesamten Einrichtungskosten der Anlage mehr als aufwog.

Über einige grundsätzliche Fragen bei der Konstruktion gewölbter Brücken.

Alle Rechte vorbehalten.

Vortrag, gehalten auf der 30. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins, am 18. März 1927.

Von Prof. Spangenberg, München.

(Schluß aus Heft 25.)

Der Vorentwurf für die Brücke ist seinerzeit von einer anderen Firma aufgestellt worden; seine Gesamtanordnung mußte beibehalten werden, dagegen ist das Bauwerk in den konstruktiven Einzelheiten allerdings wesentlich verändert worden, denn es waren ursprünglich acht eingespannte Bogen angenommen. Abgesehen davon, daß bei dem über 300 m langen Bauwerk das Fehlen aller Dehnungsfugen bedenklich erschien, ergaben sich schon bei den Nebenöffnungen mit rd. $\frac{1}{7}$ Stich (Abb. 6) sehr hohe Beanspruchungen, so daß eine sehr starke und unwirtschaftliche Bewehrung nötig geworden wäre. Wie die Ergebnisse der Vergleichsberechnung in Tabelle 3 zeigen, ist der Zweigelenbogen hier viel günstiger. Im unbewehrten Gewölbe entstehen beim eingespannten Bogen als Grenzwerte der Randspannungen 60,0 kg/cm² Druck- und

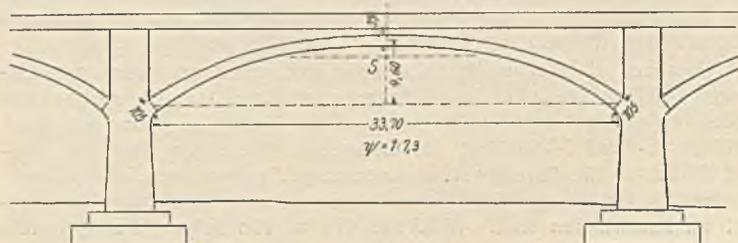


Abb. 6. Flutöffnung der Ruhrbrücke Blankenstein, Vergleichsentwurf als eingespannter Bogen.

Tabelle 3.
Vergleich zwischen eingespanntem Bogen und Zweigelenkbogen bei den Flutöffnungen der Ruhrbrücke Blankenstein.
Randspannungen in kg/cm².

	Eigengewicht				Temperatur $t = -25^\circ$				Verkehr				Grenzwerte			
	Eingespannter Bogen		Zweigelenkbogen		Eingespannter Bogen		Zweigelenkbogen		Eingespannter Bogen		Zweigelenkbogen		Eingespannter Bogen		Zweigelenkbogen	
	σ_o	σ_u	σ_o	σ_u	σ_o	σ_u	σ_o	σ_u	σ_o	σ_u	σ_o	σ_u	σ_o	σ_u	σ_o	σ_u
Scheitel	+ 22,0	+ 10,8	+ 19,5	+ 14,4	+ 15,7	- 19,5	+ 7,0	- 7,4	+ 13,3	- 9,0	+ 15,9	- 11,8	+ 51,0	- 17,7	+ 42,4	- 4,8
1/4-Fuge	+ 18,3	+ 15,5	+ 19,5	+ 15,5	+ 2,4	- 6,2	+ 5,6	- 6,0	+ 11,4	- 9,3	+ 19,3	- 16,7	+ 32,1	+ 0,0	+ 44,4	- 7,2
Kämpfer	+ 6,4	+ 23,4	—	—	- 27,3	+ 25,3	—	—	- 9,7	+ 11,3	—	—	- 30,6	+ 60,0	—	—

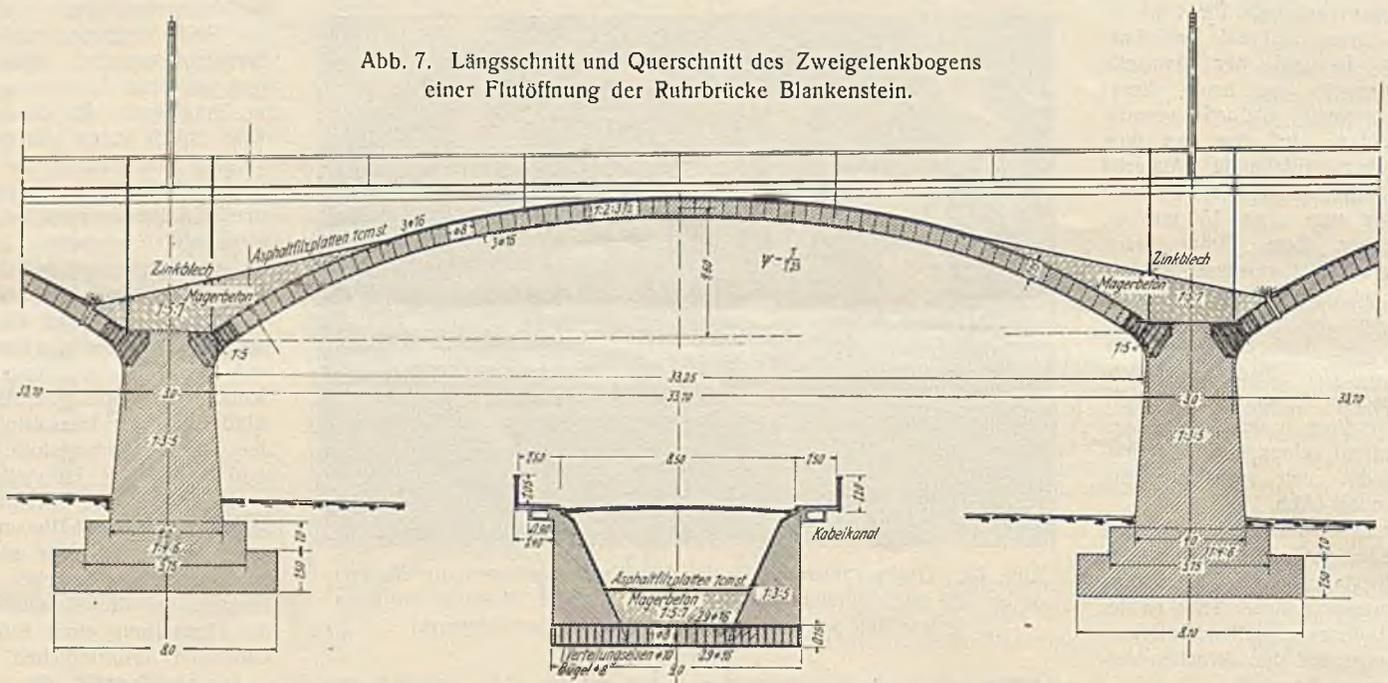
30,6 kg/cm² Zugspannung, dagegen beim Zweigelenkbogen nur 44,4 kg/cm² Druck- und 7,2 kg/cm² Zugspannung. Entgegen der Angabe von Melan zeigt sich hier, daß die Temperaturspannung im Scheitel beim Zweigelenkbogen noch nicht halb so groß wird wie beim eingespannten Bogen, und daß auch die Grenzwerte der Randspannungen im Scheitel beim Zweigelenkbogen wesentlich günstiger sind.

Die Zweigelenkbogen (Abb. 7) haben eine gleichbleibende Stärke von nur 75 cm. Die Bewehrung beträgt auf 1 m Breite 3 Rundeisen von 16 mm Durchm. oben und unten; sie ist nach praktischen Gesichtspunkten als Mindestbewehrung gewählt, unter die man nicht gut heruntergehen kann. Die größten Beanspruchungen sind 43,3 kg/cm² Druckspannung im Beton und 143 kg/cm² Zugspannung im Eisen. Wirtschaftlich stellte sich der Zweigelenkbogen hier auch noch etwas günstiger als der Dreigelenkbogen ohne oder mit Bewehrung; der unbewehrte Dreigelenkbogen hätte überdies eine viel unschönere Form erhalten, als der schlanke Zweigelenkbogen.

Zuggewölben das Festhalten an dem unbewehrten Dreigelenkbogen geführt hat. Zu jeder Brücke habe ich einen Gegenentwurf als Dreigelenkbogen mit Bewehrung ausgearbeitet (Abb. 9b, 11b u. 12b). Daß sich für diese bewehrten Gewölbe schwächere Abmessungen als für die reinen Stampfbetonbogen ergeben, ist ja selbstverständlich. Überraschend ist aber, wie bedeutend die Verringerung der Gewölbestärke und wie weitgehend die Verbesserung der Gewölbeform bei Anwendung einer nur mäßigen Bewehrung wird.

Beachtenswert ist weiterhin, daß mit der Erhöhung der Sicherheit hier auch noch ein erheblicher wirtschaftlicher Vorteil verbunden ist. Als Bewehrung ist in allen drei Fällen rd. 0,2 % gewählt, ein Prozentsatz, der bei einer ganzen Anzahl ausgeführter Eisenbetongewölbe angewandt worden ist und sich gut bewährt hat. Für Bügel und Verteilungseisen muß man als Zuschlag rd. 50 % der Hauptbewehrung rechnen, so daß die gesamten Eiseneinlagen rd. 0,3 % des Gewölbequerschnitts ausmachen.

Abb. 7. Längsschnitt und Querschnitt des Zweigelenkbogens einer Flutöffnung der Ruhrbrücke Blankenstein.



Der flache Dreigelenkbogen der Hauptöffnung (Abb. 8) ist noch ein Druckgewölbe mit geringer Anschwellung im Bogenviertel. Die Grenzwerte der Randspannungen im unbewehrt gedachten Gewölbe sind 38,5 kg/cm² und 2,3 kg/cm² Druckspannung. Zur Erhöhung der Sicherheit während der Bauausführung und zur Aufnahme künftiger Laststeigerungen ist die gleiche Bewehrung wie bei den Zweigelenkbogen eingelegt. Bei sämtlichen Bogen der Brücke haben die Eiseneinlagen außerdem die Aufgabe, eine Sicherung gegen die Mehrbelastung zu bilden, die in den Randzonen der Gewölbe durch die stark auskragenden Fußwege entsteht und die übrigens auch in dem Dreigelenkbogen rechnermäßig bereits Zugspannungen erzeugt. Die Verteilungseisen der Bewehrung sind überdies wertvoll zur Aufnahme von Zugspannungen in der Querrichtung der Gewölbe, wie sie durch die kragarmartige Wirkung der Stirnmauern zweifellos auftreten werden.

Geradezu als Notwendigkeit erweist sich die Kombination von Gelenken und Bewehrung bei den modernen gewölbten Eisenbahnbrücken, wobei in der Regel dem Dreigelenkbogen der Vorzug zu geben sein wird. Auf den E- und N-Strecken der Deutschen Reichsbahn sind alle Neu- und Umbauten für den schwersten Lastenzug N zubemessen, so daß heute die meisten unserer gewölbten Eisenbahnbrücken für diese hohe Verkehrslast zu konstruieren sind. Abb. 9a, 11a u. 12a zeigen drei Beispiele von solchen Brücken, die als unbewehrte Dreigelenkbogen für den Lastenzug N ausgeführt worden sind. Man erkennt daran, zu welcher schweren, manchmal geradezu grotesken Gewölbeformen bei diesen ausgesprochenen

Während man im Eisenbetonbau im allgemeinen damit rechnet, daß 1 m³ Rundeisen einschließlich Biegen und Verlegen rd. das 50fache von 1 m³ fertig verarbeitetem Beton kostet, soll hier zwecks Einrechnung der Erschwernisse beim Betonieren und eines etwaigen Mehrverbrauches an Zement zur Sicherheit der Eisenpreis zum 70fachen des Betonpreises angenommen werden. Damit die Mehrkosten der Eisenbewehrung ausgeglichen werden, muß die Ersparnis an Beton also mindestens 0,3 · 70 = 21 %, bezogen auf das Ausmaß des Eisenbetongewölbes, betragen.

Bei den beiden ersten Beispielen ist mit einem Stoßzuschlag von rd. 30 % gerechnet, dafür sind in den ausgeführten unbewehrten Gewölben noch kleine Zugspannungen zugelassen; das dritte Beispiel ist ohne Stoßzuschlag und ohne Zulassung von Zugspannungen konstruiert. Die erste Brücke (Abb. 9a) hat 28,6 m Spannweite und 1/6 Stich; sie besitzt Bleigelenke, und zwar liegt das Scheiteltgelenk etwas exzentrisch, um die Form zu verbessern. Die Grenzwerte der Randspannungen sind $\sigma_d = 25,8$ kg/cm² Druck- und $\sigma_z = 2,6$ kg/cm² Zugspannung, die Fugenstärke d_m im Bogenviertel ist 2,0 m; für $\sigma_z = 0$ müßte sie sogar 2,5 m betragen. Für den Gegenentwurf als bewehrtes Gewölbe (Abb. 9b) ist eine zulässige Druckspannung von 40 kg/cm² zugrunde gelegt, die größte Eisenzugspannung beträgt bei einer symmetrischen Bewehrung von drei Rundeisen 25 mm Durchm. auf 1 m Breite nur $\sigma_e = 450$ kg/cm², die größte Druckspannung im Beton $\sigma_b = 39,5$ kg/cm². Die Gewölbestärke d_m vermindert sich auf

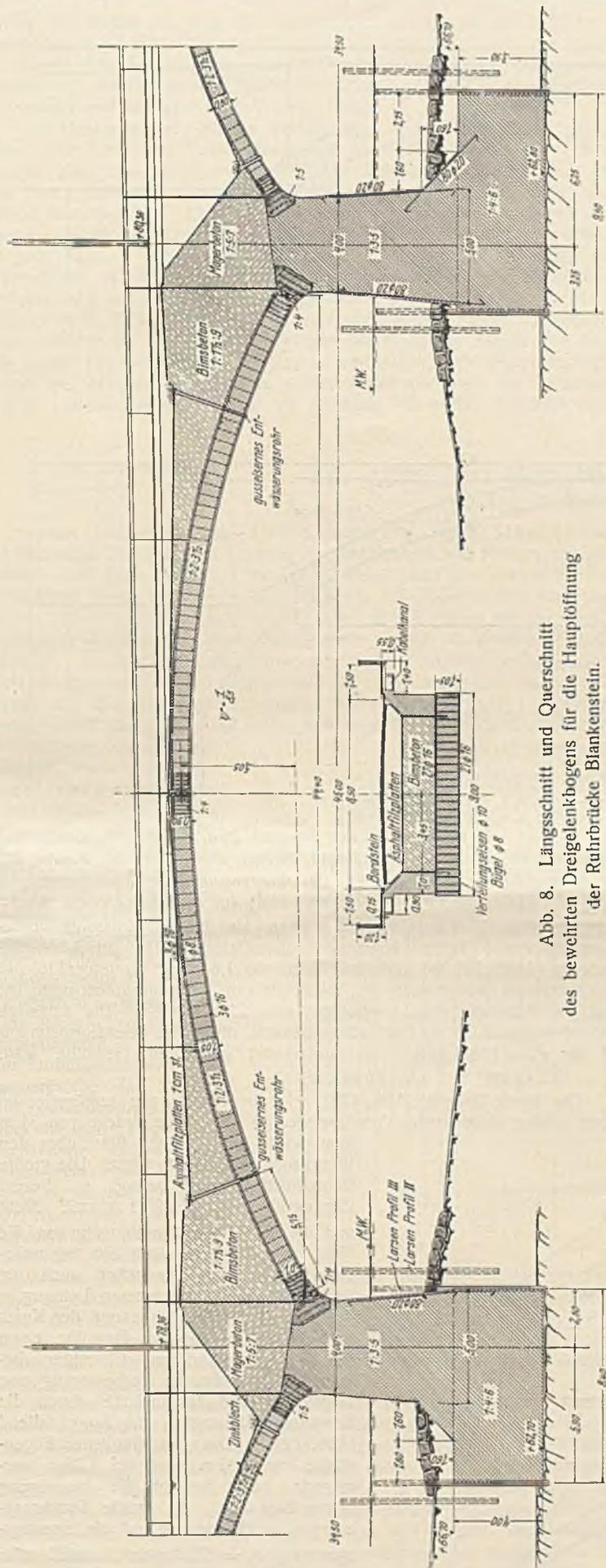


Abb. 8. Längsschnitt und Querschnitt des bewehrten Dreiecksbogens für die Hauptöffnung der Ruhrbrücke Blankenstein.

stellung (Abb. 10), die für die Brücke nach Abb. 9 die Abhängigkeit der Fugenstärke d_m von der im unbewehrt gedachten Gewölbe zugelassenen Betonzugspannung σ_z zeigt. Die Werte σ_z sind als Abszissen, d_m als Ordinaten aufgetragen, und man erkennt, daß mit steigendem σ_z die Werte d_m anfangs sehr stark, dann schwächer abnehmen. Die Zulassung auch nur einer kleinen Zugspannung ist also für die Verminderung der Gewölbestärke sehr wirksam. So hat die im ausgeführten Entwurf an-

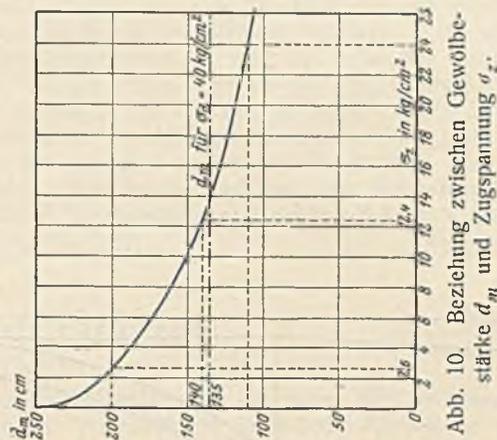


Abb. 10. Beziehung zwischen Gewölbestärke d_m und Zugspannung σ_z .

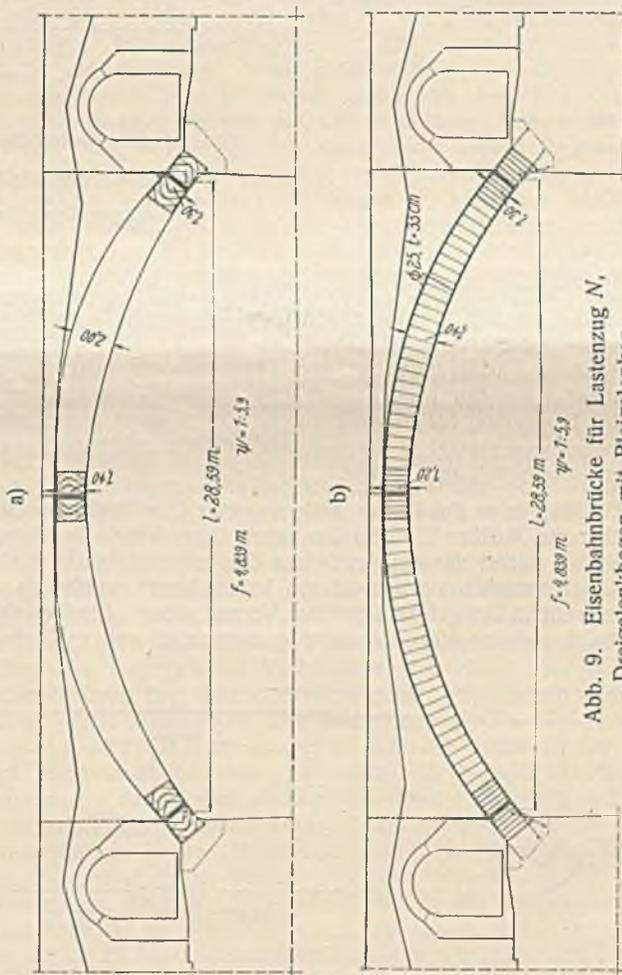


Abb. 9. Eisenbahnbrücke für Lastenzug N, Dreiecksbogen mit Bleigelenken.

a) Ausgeführtes Stampfbetongewölbe. b) Gegentwurf als bewehrtes Gewölbe.

1,4 m, außerdem wird der Stich ein wenig und die Gewölbeform sehr wesentlich verbessert. Die Betonersparnis beträgt 10% mehr, als zum Kostenausgleich nötig ist, und ferner wird das Lehrgerüst um 23,5% weniger belastet.

Wie man beim Entwurf eines solchen Eisenbetongewölbes nach meinen Erfahrungen am besten vorgeht, erläutert die graphische Dar-

genommene Zugspannung $\sigma_z = 2,6 \text{ kg/cm}^2$ die Fugenstärke schon auf 2 m verringert gegenüber 2,5 m für $\sigma_z = 0$.¹⁶⁾ Beim Entwurf des Eisenbetongewölbes ist es nun zweckmäßig, für das zunächst unbewehrt gedachte Gewölbe ein σ_z zu wählen, das ein etwas größeres d_m ergibt, als für die zugelassene Betondruckspannung erforderlich ist. Die für $\sigma_d = 40 \text{ kg/cm}^2$ notwendige Gewölbestärke von 1,35 m ist in Abb. 10 als wagerechte strichpunktierte Gerade eingetragen, und es ist $\sigma_z = 12,4 \text{ kg/cm}^2$ mit einem $d_m = 1,4$ gewählt. Hierzu gehört eine größte Betondruckspannung im unbewehrt gedachten Gewölbe von $\sigma_d = 37,6 \text{ kg/cm}^2$. Dieses Vorgehen empfiehlt sich, damit man nicht etwa eine Druckbewehrung braucht,

¹⁶⁾ Nach den Darlegungen weiter vorn ist es jedoch nicht ratsam, im unbewehrten Gewölbe Zugspannungen zuzulassen.

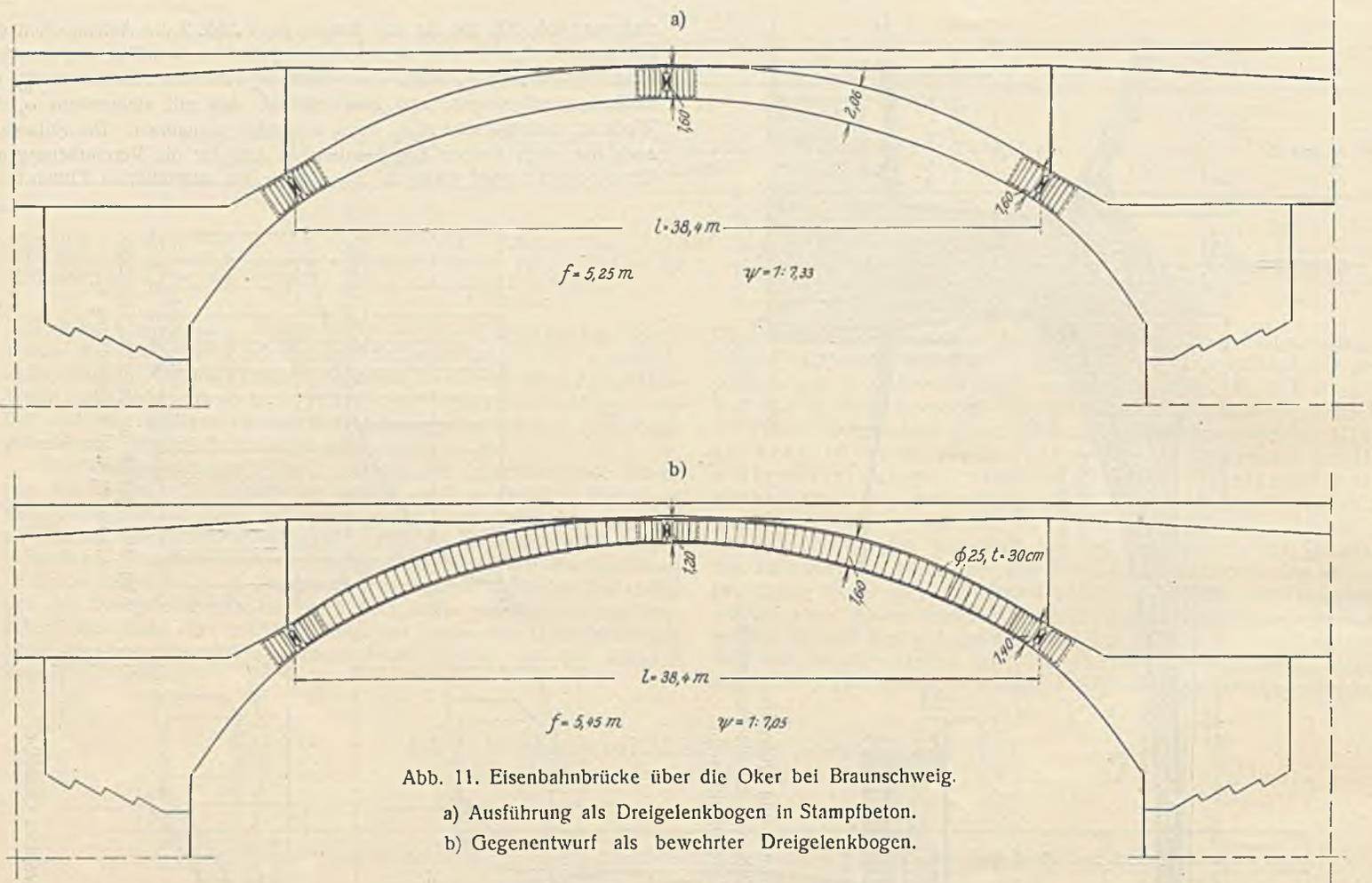


Abb. 11. Eisenbahnbrücke über die Oker bei Braunschweig.

- a) Ausführung als Dreigelenkbogen in Stampfbeton.
- b) Gegenentwurf als bewehrter Dreigelenkbogen.

die sehr rasch unwirtschaftliche Eisenquerschnitte ergibt. Wie man die Eisenbewehrung für den so bestimmten Gewölbequerschnitt zweckmäßig bemißt, soll hier nicht weiter behandelt werden. Es darf deswegen auf die vortrefflichen Ausführungen in dem Lehrbuch von Mörsch, „Der Eisenbetonbau“ verwiesen werden; das gewöhnliche Verfahren zur Bemessung der Bewehrung für Biegung mit Achsdruck unter Ausschluß der Betonzugspannungen versagt ja bei den hier vorkommenden geringen Exzentrizitäten bekanntlich sehr häufig.

Die Abb. 11a zeigt die 38,4 m weit gespannte Okerbrücke bei Braunschweig, über die Möller 1926 im Deutschen Beton-Verein berichtet hat und für die ich selbst vor einigen Jahren den unbewehrten Dreigelenkbogen als Ausführungsform vorgeschlagen habe. Heute würde ich auch hier dem bewehrten Dreigelenkbogen den Vorzug geben. Die Gestalt des unbewehrten Bogens ist hier zwar nicht so ungünstig, weil er flacher ist

und Scheitel und Kämpfer stärker gehalten sind, als zur Aufnahme der Gelenkdrücke nötig ist. Immerhin beträgt auch hier die Stärke d_m im Viertelpunkte 2 m, wobei die Grenzweite der Randspannungen $\sigma_d = 37,2 \text{ kg/cm}^2$ und $\sigma_z = 1,7 \text{ kg/cm}^2$ sind; für $\sigma_z = 0$ hätte die Bruchfuge ebenfalls 2,5 m stark werden müssen. Das für eine zulässige Druckspannung von 50 kg/cm^2 konstruierte Eisenbetongewölbe mit 0,2% Bewehrung (Abb. 11b) hat nur eine Stärke von 1,6 m im Viertelpunkte, die Betonersparnis beträgt noch 5% mehr, als zum Kostenausgleich nötig ist, und die Belastung des Lehrgerüsts wird 21% kleiner. Die zulässige Betondruckspannung ist hier voll ausgenutzt, die größte Eisenzugspannung ist nur $\sigma_z = 174 \text{ kg/cm}^2$; im unbewehrt gedachten Gewölbe wäre $\sigma_d = 49,1 \text{ kg/cm}^2$ und $\sigma_z = 10 \text{ kg/cm}^2$.

Das letzte Beispiel (Abb. 12a) zeigt besonders, wie ungünstig die Form solcher unbewehrten Gewölbe werden kann. Die Brücke von 34 m Spannweite und $\frac{1}{6}$ Stich führt über den Werkkanal eines Kraftwerkes. Die größte Betondruckspannung beträgt in diesem Zuggewölbe nur $\sigma_d = 29,4 \text{ kg/cm}^2$. Nicht nur die starke Anschwellung gegen die Mitte der Bogenschenkel hin ist unangenehm, sondern namentlich auch die flache Krümmung der inneren Leibung in der Gegend der Bruchfuge und der Knick im Scheitel, so daß das Gewölbe einen fast sprengwerkartigen Charakter bekommt. Hier ist die Verbesserung von Bogenform und Bogenstärke durch die Bewehrung besonders ins Auge fallend (Abb. 12b). Die ursprüngliche Fugenstärke von 2,05 m wird auf 1,35 m verringert; dabei beträgt die Bewehrung etwas über 0,2%, die größte Druckspannung $\sigma_b = 43,8 \text{ kg/cm}^2$ und die Eisenzugspannung $\sigma_e = 330 \text{ kg/cm}^2$, sodaß also auch hier noch eine gute Reserve für Laststeigerungen vorhanden ist. Im unbewehrt gedachten Gewölbe ergäbe sich hier $\sigma_d = 44 \text{ kg/cm}^2$ und $\sigma_z = 12,4 \text{ kg/cm}^2$. Die Betonersparnis ist hier sogar 39%, das ist 18% mehr, als zum Kostenaus-

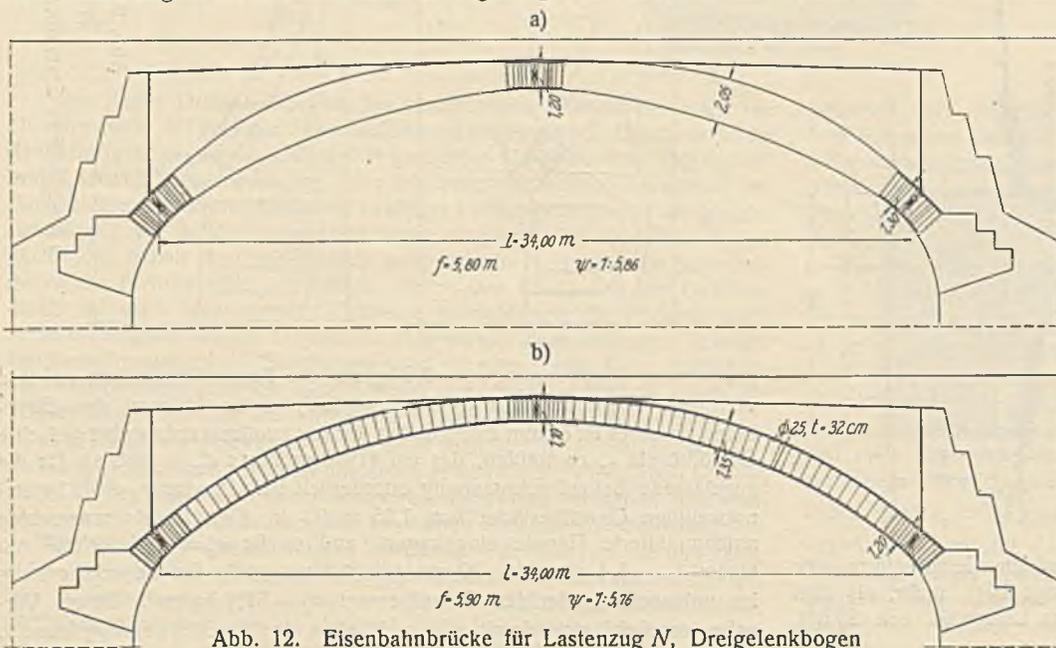


Abb. 12. Eisenbahnbrücke für Lastenzug N, Dreigelenkbogen mit Stahlgelenken. a) Ausgeführtes Stampfbetongewölbe. b) Gegenentwurf als bewehrtes Gewölbe.

gleich erforderlich ist, und die Lehrgerüstbelastung wird um 28% vermindert.

Diese drei Beispiele zeigen deutlich, daß der bewehrte Dreigelenkbogen für die modernen Eisenbahnbrücken erhebliche konstruktive, ästhetische und wirtschaftliche Vorteile bietet.

Als Gesamtergebnis meiner Ausführungen ist folgendes festzustellen: Die große Linie der Entwicklung geht ohne Zweifel von der Steinbrücke über das Betongewölbe zum Eisenbetonbogen. Dabei liegt es mir fern, mich etwa grundsätzlich gegen den unbewehrten Dreigelenkbogen auszusprechen. Er wird seine Bedeutung behalten, namentlich für flachere Straßenbrücken, die Druckgewölbe sind und in verkehrsarmer Gegend liegen. Aber man sollte seine Anwendung doch künftig in Deutschland erheblich einschränken und sich beim Entwurf gewölbter Brücken weit häufiger als bisher für Gelenke und Bewehrung entscheiden. Wirtschaftliche Erwägungen dürfen dabei nicht in erster Linie maßgebend sein, sondern die Überlegung, daß man hierdurch die Möglichkeit hat, die äußere Erscheinung der Gewölbe zu verbessern, sich gegen Zufälligkeiten bei der Bauausführung zu schützen und vor allem die Sicherheit gegen spätere Laststeigerungen zu erhöhen. Gewölbte Brücken sind

immer Bauten auf lange Sicht. Für sie ist der Begriff der Sicherheit so zu fassen, daß sie auch einer künftigen Entwicklung des Verkehrs weitgehend Rechnung tragen müssen. Man soll hier auf die Vorteile der Bewehrung nicht verzichten, selbst wenn dadurch auch hin und wieder einige Mehrkosten beim Bau entstehen. So gewiß Sicherheit und Wirtschaftlichkeit die beiden Pole sind, nach denen sich unser konstruktives Denken und Handeln zu richten hat, so gewiß bleibt uns doch die Sicherheit das oberste Gesetz.

Nachschrift. Zurzeit wird eine 70 m weit gespannte gewölbte Eisenbahnbrücke über den Regen bei Blaibach im Bayer. Wald erbaut. Wie vor kurzem entschieden worden ist, wird dieses Bauwerk nicht mehr, wie ursprünglich geplant, als reiner Stampfbeton-Dreigelenkbogen ausgeführt werden. Vielmehr erhält das Gewölbe jetzt auf meinen Vorschlag hin nach den vorstehend entwickelten Gesichtspunkten eine Rundebisenbewehrung, um die Sicherheit zu erhöhen und künftige Laststeigerungen zu berücksichtigen. Diese Brücke wird nach ihrer Vollendung die weitestgespannte gewölbte Eisenbahnbrücke Deutschlands sein.

München, im Mai 1927.

Spangenberg.

Alle Rechte vorbehalten.

Zur genaueren Berechnung zweifacher Fachwerke.

Von Prof. Dr. Friedrich Hartmann, Wien.

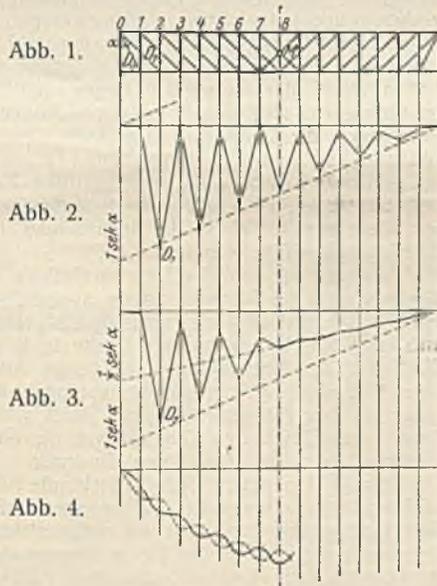
In der „Bautechnik“ 1926, Heft 36, haben Dipl.-Ing. E. Schmidt und E. Hennigs die genauere Berechnung eines zweifachen Fachwerkes gegeben. Ich habe mich mit diesem System schon vor vielen Jahren beschäftigt, weil es damals in Österreich für Eisenbahnbrücken von 45 bis 100 m Stützweite sehr beliebt war. Das Ergebnis meiner Untersuchungen wurde in der „Österr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst“ 1909, Heft 29, veröffentlicht. Es wurde ein dreifach statisch unbestimmter Parallelträger nach Abb. 1 untersucht. Es zeigte sich, daß die Einflußlinien, die man aus dem Näherungsverfahren mit Zerlegung in Teilfachwerke erhält, ziemlich genau richtig wären, wenn der Kreuzungspunkt *M* der Mittelstreben mit dem Mittelständer unvernietet bliebe. Das Fachwerk wäre dann nur zweifach statisch unbestimmt. Das wäre für die Eigengewichtswirkung der Fall, wenn man, wie üblich, die Strebenkreuzungspunkte erst nach Ausrüstung der Brücke vernietet. Abb. 2 zeigt die Einflußlinie für *D*₁ bei unvernietetem Mittelknoten, also im zweifach statisch unbestimmten Fachwerk. Die Einflußlinien aller Ausfachungstäbe sind ähnlich. Sie zeigen durchaus starke, über die ganze Trägerlänge vorhandene Zickzackform. Wenn also etwa Knotenlasten nur in jedem zweiten Knoten stehen, dann sind fast nur die Ausfachungstäbe des belasteten Teilfachwerkes gespannt, die des anderen nahezu spannungslos. Dieser Fall kann angenähert eintreten, wenn die Resultierenden aus den Lokomotivlasten eine Entfernung gleich der halben Knotenweite haben, was leicht der Fall sein kann. Würde man dann die Näherungsberechnung so durchführen, daß man die Querkräfte zur Hälfte gleichmäßig beiden Teilfachwerken zuweist, so wäre dies grob falsch.

Für die Verkehrsbelastung kommt aber stets der vernietete Mittelknoten *M*, also das dreifach statisch unbestimmte Fachwerk in Frage. Dann sind die Verhältnisse, wie meine Untersuchung ergab, etwas besser. Die Einflußlinien der Streben und Ständer haben zwar auch noch starke Zickzackform, aber nur in jener Trägerhälfte, in der der Stab liegt. In der anderen Hälfte verlaufen die Einflußlinien fast geradlinig (Abb. 3), was sich auch in Abb. 8 u. 9 des Aufsatzes von Schmidt und Hennigs zeigt. Das ist so auffallend, daß es wünschenswert ist, die Ursache zu wissen. Diese muß natürlich in der Vernietung des Mittelknotens *M* liegen. Das sieht man auch ein, da der Mittelknoten die Teilfachwerke in diesem einen Punkt verbindet. Steht die Last in der Trägerhälfte, in der der Stab liegt, dann wirkt sie noch immer unmittelbar auf das eine Teilfachwerk, das durch sie belastet wird; daher entstehen bei Wanderung der Last die starken Sprünge in der Einflußlinie. Steht aber die Last in der anderen Trägerhälfte, dann geht die Wirkung auf die Hälfte, der der Stab angehört,

über den Mittelknoten und verteilt sich daher darüber hinaus ziemlich gleichmäßig auf die Teilfachwerke, so daß die Einflußlinie fast geradlinig verläuft.

Alle diese Erscheinungen sind zwar recht interessant, aber an sich nicht allzu wichtig. Sehr wichtig aber ist eine Folgeerscheinung der ungleichmäßigen Strebenbelastungen, die ich in meinem Aufsatz sehr gründlich behandelt habe. Wenn ein Lastenzug über die Brücke fährt, dessen Einzellasten eine Entfernung gleich der doppelten Knotenweite haben, dann werden, wie man aus den Einflußlinien der Ausfachungstäbe entnehmen kann, einmal die des einen, dann wieder die des anderen Teilfachwerkes, also stets wechselnd, mehr belastet. Daraus folgt, daß bei gelenkigen Knotenpunkten die des gerade belasteten Teilfachwerkes sich immer stärker senken als die des anderen. Es entsteht also eine zickzackförmige Biegelinie, wobei aber immer, wenn der Lastenzug um ein Feld weiterschritten ist, die Zacken durchschlagen; d. h., die Punkte, die eben noch tiefer lagen als die anderen, gehen in die Höhe und umgekehrt. Die Fachwerkknotenpunkte heben und senken sich abwechselnd (Abb. 4). Wegen der starren Knoten entstehen durch dieses Atmen der Brücke große Biegungsspannungen, deren Sinn überdies ständig wechselt. Bei einer Brücke mit unvernietetem Mittelknoten wäre das natürlich noch viel schlimmer und könnte zum Einsturz führen. Aber auch bei vernietetem Knoten können bei geringem Eigengewicht, schweren Lastenzügen mit ungünstigen Radständen hinsichtlich der Knotenweite die Nebenspannungen sehr hoch werden. Ich habe mich später, angeregt durch einen Aufsatz von Patton in der „Ztschr. f. Ingenieurwesen“, Hannover 1902, den ich erst nach 1909 kennen lernte, mehr mit den Nebenspannungen beschäftigt. Patton hat die Nebenspannungen einer russischen Brücke nach Art der Abb. 1 berechnet und für die mittleren Gurte 293% der Hauptspannungen gefunden! Bei dieser Brücke treffen allerdings die ungünstigsten Verhältnisse zusammen, aber bei solchen Nebenspannungen darf man doch nicht mehr ruhig bleiben. Eine Nachrechnung durch mich ergab, daß Patton den großen Einfluß der Vernietung des Mittelknotens übersehen und das Fachwerk als zweifach statisch unbestimmt berechnet hat. Daher berechnete ich die Nebenspannungen für das dreifach statisch unbestimmte Tragwerk und fand bei dem österreichischen Belastungszug, Norm I, für den Höchstwert der Nebenspannungen in den Mittelgurten 180% der Hauptspannung. Der gleiche Lastenzug ergäbe bei unvernietetem Mittelknoten 240%. Dies ist in meinem Aufsatz „Über die Erhöhung der zulässigen Materialanspruchnahme“ in der „Ztschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver.“ 1919 enthalten, wo ich die Nebenspannungen überhaupt sehr ausführlich behandelte. Eine Ergänzung dazu ist in derselben Zeitschrift 1923 unter der Überschrift „Die großen Arbeiten der Schweizer Brückenbauingenieure auf dem Gebiete der Nebenspannungen“ zu finden. In diesem Aufsatz ist auch der Einfluß der Knotensteifigkeit auf die Durchbiegungen und Nebenspannungen behandelt. Im vorliegenden Tragwerk werden diese auch geringer werden, als die Rechnung mit gelenkigen Knoten ergibt.

Die Brückenform nach Art der Abb. 1 ist also am besten ganz zu verwerfen, und ich hoffe, daß sie nie mehr ausgeführt wird. Unter günstigen Verhältnissen, besonders bei sehr großen Stützweiten, bei denen die Verkehrslast dem Eigengewicht gegenüber zurücktritt, kann ja die Wirkung eine bessere sein; bei größeren Brücken führte man auch gewöhnlich in den Mittelfeldern mehrere Gegenstreben aus, wodurch die Teilfachwerke in mehr als einem Punkte verbunden sind und wahrscheinlich etwas besser zusammenarbeiten als sonst. Schmidt und Hennigs haben nun ein Fachwerk mit drei Gegenstreben behandelt (fünffach statisch



unbestimmt). Die zwei Einflußlinien, die in Abb. 8 u. 9 dargestellt sind, lassen allerdings keine sonderlich günstige Wirkung erhoffen, doch kann man daraus noch keine sicheren Schlüsse ziehen, da die Einflußlinien der übrigen Ausfachungstäbe nicht angegeben sind. Wenn die berechnete Brücke noch tatsächlich besteht, wäre vielleicht die Fortführung der Rechnung, die Ermittlung der Biegelinien und Nebenspannungen und dann

auch die Kontrolle durch unmittelbare Messung empfehlenswert. Andernfalls wäre es aber schade um die Zeit, die für die Rechnungen erforderlich ist. Denn Brücken dieser Art wird man wohl kaum mehr neu ausführen, da man stets bessere Tragwerkformen, die noch den Vorteil der statischen Bestimmtheit haben, zur Auswahl hat.

Wien, im Oktober 1926.

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W8). Das am 10. Juni ausgegebene Heft 11 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Gewerbeschulhaus in Rostock. — E. Wedepohl: Die Siedlungen der Gemeinnützigen Aktiengesellschaft für Wohnungsbau in Köln. (Schluß). — Dipl.-Ing. A. Lion: Ein englisches Stahl-Wohnhaus-Bauverfahren.

Tagung des Verwaltungsrates der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft vom 28. bis 31. Mai in Berlin. Die Bilanz für das Jahr 1926 schließt nach Bestreitung sämtlicher Lasten einschließlich der Reparationszahlungen mit einem Reingewinn aus 1926 von rd. 55 Mill. R.-M. ab, aus dem die Dividende von 7% der Vorzugsaktien in Höhe von 40,4 Mill. R.-M. zu zahlen ist. Das Gesamtergebnis des Geschäftsjahres 1926 wird als zufriedenstellend bezeichnet; nach der Depression im ersten Halbjahr belebte sich im zweiten Halbjahr, zusammenfallend mit dem Ausbruch des englischen Bergarbeiterstreiks, der Verkehr wieder. Nach dem bisherigen Verlauf des Jahres 1927 darf eine normale Entwicklung der Verkehrseinnahmen erwartet werden.

Die Technische Hochschule Darmstadt hat im Anschluß an die bestehende „Vereinigung von Freunden der Technischen Hochschule zu Darmstadt, E. V.“ eine neue „Gruppe der früheren Studierenden der Technischen Hochschule“ gegründet. Sie bittet die früheren Studierenden der Technischen Hochschule Darmstadt, ihre Anschriften dem unterzeichneten Vorstände zu übermitteln. Auf Wunsch werden die Satzungen und die Unterlagen über die Tätigkeit der Vereinigung zugesandt werden.

Der Vorstand: Prof. Dr. E. Berl. Prof. H. Kayser.

Straßenbautagung in Leipzig. Gelegentlich der diesjährigen Leipziger Herbstmesse (28. August bis 3. September) wird vom 31. August bis 2. September eine Tagung für Straßenbau und Straßenverkehr stattfinden, und zwar unter wissenschaftlicher Leitung von Geheimrat Prof. Dr.-Ing. Brix, Charlottenburg, und des Ministerialrates Dr.-Ing. Speck, Dresden. Hauptsächlich sind Besichtigungen von Straßendecken und praktische Vorführungen von Straßenbaumaschinen geplant; wissenschaftliche Vorträge werden am 31. August gehalten.

Eine neue Havelmündung. Die jüngsten Überschwemmungen im unteren Havelgebiet gaben nach der D. A. Z. den Anlaß zur Vorbereitung von Maßnahmen, durch die die Hochwassergefahr in Zukunft gemindert werden könnte. Die Überschwemmungen rühren hauptsächlich daher, daß das Wasser der Havel den letzten Teil des Flusses vor der Mündung in die Elbe nicht schnell genug durchströmen kann. Demzufolge tritt in dem unteren Havellauf eine starke Wasserstauung auf, wodurch die Ufer überschwemmt werden.

Zur Abhilfe ist die Verlegung der Havelmündung vorgeschlagen worden. Von der Flußbiegung bei dem Dorfe Nitzow ab soll ein im spitzen Winkel in die Elbe verlaufender Kanal gebaut werden, der ein schnelles Abfließen des Hochwassers ermöglichen soll (s. Abb.). Dadurch wird allerdings der Wasserstand der Elbe stoßweise so sehr gesteigert, daß in der Gegend der Mündung des Kanals in die Elbe eine Erhöhung der Flußdeiche nötig wird. Ferner muß berücksichtigt werden, daß der Wasserstand der Havel in gewöhnlichen Zeiten auf einer für die Schifffahrt erforderlichen Höhe bleibt, deshalb ist der Einbau von Schleusen in den Kanal vorgesehen. Ebenso muß die alte Mündung der Havel durch eine Schleuse geschlossen werden.

Genau Einzelheiten dieses Planes sind bisher noch nicht ausgearbeitet; der Plan ist vielmehr noch Gegenstand eingehender Beratungen zwischen dem Reichsverkehrsministerium, dem Landwirtschaftsministerium, den Vertretern der betroffenen Provinzen und den Fachkreisen. Vor allem muß auch geprüft werden, ob die aufzuwendenden Mittel (es wurden Ziffern in Höhe von 30 bis 50 Millionen R.-M. genannt) die Rettung des bedrohten Gebietes gewährleisten oder ob es andere, billigere Wege gibt, um in Zukunft schwere Hochwasserschäden von dem Mündungsgebiete der Havel fernzuhalten.

Eine Kabelhängebrücke über den mittleren Hudson im Bau. (457,2 m Mittelöffnung.) Noch ist nicht ein Jahr seit der Verkehrsübergabe der Delawarebrücke zwischen Philadelphia und Camden vergangen, und schon ist mit einer neuen, fast ebenso großen Kabelhängebrücke über den

oberen Hudson begonnen worden, ein Beweis, welche Beachtung diese Bauart in den Vereinigten Staaten von Amerika findet.

Die neue Brücke liegt etwa 120 km oberhalb von New York, auf halbem Wege nach Albany und verbindet „Poughkeepsie“ links des Hudson mit dem gegenüberliegenden Ufer (Abb. 1). Die neue Brücke, die ausschließlich dem Straßenverkehr dienen wird, befindet sich gerade dort, wo ein überlasteter Fährverkehr eine mangelhafte Verbindung zwischen mehreren stark benutzten Automobilstraßen bildet. Die ersten Pläne einer Brücke an dieser Stelle stammen bereits aus dem Jahre 1855, und weitere Pläne sind seitdem immer wieder aufgetaucht.

Vor allem sind es die ungünstigen Bodenverhältnisse im Flußbett, die zur Vermeidung kostspieliger Pfeilergründungen zu den gewählten großen Spannweiten drängen, was natürlich auch dem regen Schiffsverkehr sowie dem starken Frühjahrshochwasser zugute kommt. Eine große Mittelöffnung von 457,2 m und zwei Seitenöffnungen von je 228,6 m Spannweite (1:2:1) sind vorgesehen. (Bei der Delawarebrücke 219,3 m : 523,4 m : 219,3 m = 1:2,4:1). Die lichte Durchfahrthöhe über MW in Brückenmitte beträgt 39,77 m auf eine Länge von 228,6 m. Auch hier werden nur zwei paralleldrähtige Hauptkabel im Abstände von 15,7 m und Hängeseile entsprechend einer Feldteilung von 6,35 m aus gezogenem Drahtstahl mit einer Bruchfestigkeit von 15 050 kg/cm² gewählt. Jeder Einzeldraht hat einen Durchmesser von 0,48 cm, das fertige Gesamthauptkabel einen Durchmesser von ungefähr 44,45 cm. Die Herstellung geschieht nach dem besonders in Amerika vielfach angewandten Freiluftspinnverfahren. Die über die Schellen der Haupttragkabel mit einer Schleife geführten Hängeseile sind an dem oberen Ende des Postens an den Außenenden des Versteifungsträgers in bekannter Weise mit Vergußköpfen und durch Unterlagplatten nachstellbar befestigt. Da stark zusammengedrückte Einzelasten, wie z. B. die von Lokomotivachsen nicht auftreten, ist für den Versteifungsträger keine allzugroße Steifigkeit erforderlich. Die beiden, nur 6,10 m hohen Versteifungsträger aus Siliziumstahl mit steigenden und fallenden Schrägen sind in jeder Öffnung als Träger auf zwei Stützen ausgebildet.

In Höhe der Untergurte liegen die Querträger in 6,35 m Abstand, die Obergurte sind gegen seitliches Ausknicken in jedem Felde rahmenartig gegen die Querträger abgesteift. Zwischen den Längsträgern spannt sich die 9,14 m breite, vierspürige, 17,8 cm dicke Eisenbetonfahrbahn, mit den seitlich 1,22 m weit auskragenden Fußwegen (Abb. 2). Zahlreiche Dehnungsfugen, zwei davon auch in Brückenlängsrichtung verlaufend, sind vor allem zur Aufnahme der Spannungen infolge der Durchbiegungen des Hauptsystems angeordnet.

Abweichend von der Delawarebrücke sind die Haupt- und Umlenkertürme sowie die Verankerungen ausgebildet. Die Haupttürme (Abb. 3) aus Siliziumstahl sind als am Fußpunkt eingespannte Kragträger berechnet und ausgebildet; ihre geringe Breite in Brückenrichtung hat eine gewisse Elastizität der Turmspitzen zur Folge und bezweckt unter Vermeidung jeder Gelenkausbildung gleichsam eine bewegliche Auflagerung der Tragkabel auf den Hauptturmsätteln. Auch weisen die 85,34 m hohen Haupttürme einen leichteren Querverband als die der Delawarebrücke auf und machen daher einen gefälligen Eindruck.

Der an den steilen Ufern anstehende Fels ermöglicht eine Verankerung der Hauptkabel ohne große, als Gegengewicht erforderliche Betonfundamente. Nach Umlenkung der Kabel auf verhältnismäßig kurzen aber sehr kräftigen Eisenbetonpfeilern werden die in Augenstapketten aufgelösten Hauptkabel in Ankerträgern verankert, die ihre Auflagerkräfte unmittelbar auf den gewachsenen Felsen am Ende der langen Ankerstollen übertragen (Abb. 4). Diese Stollen werden nach beendetem Bau mit Beton ausgestampft und daher für spätere Besichtigung unzugänglich.

Als Gründung der Strompfeiler dienen schwimmend an die Baustelle gebrachte Eisenbetonkasten von 40,24 × 16,46 m Grundfläche (Abb. 5). Das Absenken geschieht nicht unter Anwendung von Luftdruck, sondern durch Bodenaushub unter Wasser mit Greifbaggern, die auf der oberen Arbeitsbühne aufgestellt sind. Der Senkkastenquerschnitt ist in 23 einzelne, durchgehende Zellen aufgelöst; die äußeren 16 Zellen mit Schneiden am Fußende dienen als Arbeitskammern, die 7 inneren, unten geschlossenen Taschen zum Beschweren, mit Beton entsprechend dem Baufortschritt allmählich aufgefüllt. Diese Bauart wird drüben bei sehr tiefen Fundierungen vielfach verwendet, wenn ein zu hoher Luftdruck infolge zu großer Absenkungstiefe eine Luftdruckgründung sehr schwierig, wenn nicht gar unmöglich macht. Nach dem Ergebnis der Probebohrungen hofft man in rd. 40 m Tiefe den Fels im Flußbett zu erreichen.

Die Gesamtlänge einschließlich der in Abb. 1 dargestellten Rampen (Neigung rd. 3,7%) beträgt rd. 1,3 km. Die Baukosten sind auf 25 Mill. R.-M. (ausschließlich Grunderwerb und Ostrampe) veranschlagt, wovon 12 Mill. R.-M. auf den Überbau der Stromöffnungen entfallen. Die Bauzeit ist auf zwei Jahre festgelegt.

Der Erbauer ist der von der Delawarebrücke her rühmlich bekannte Ingenieur Ralph Modjeski und sein Mitarbeiter D. E. Moran, von denen der Verfasser dieses Berichtes Entwurfzeichnungen und sonstige Unterlagen in New York erhalten hat.

Dr.-Ing. R. Bernhard.



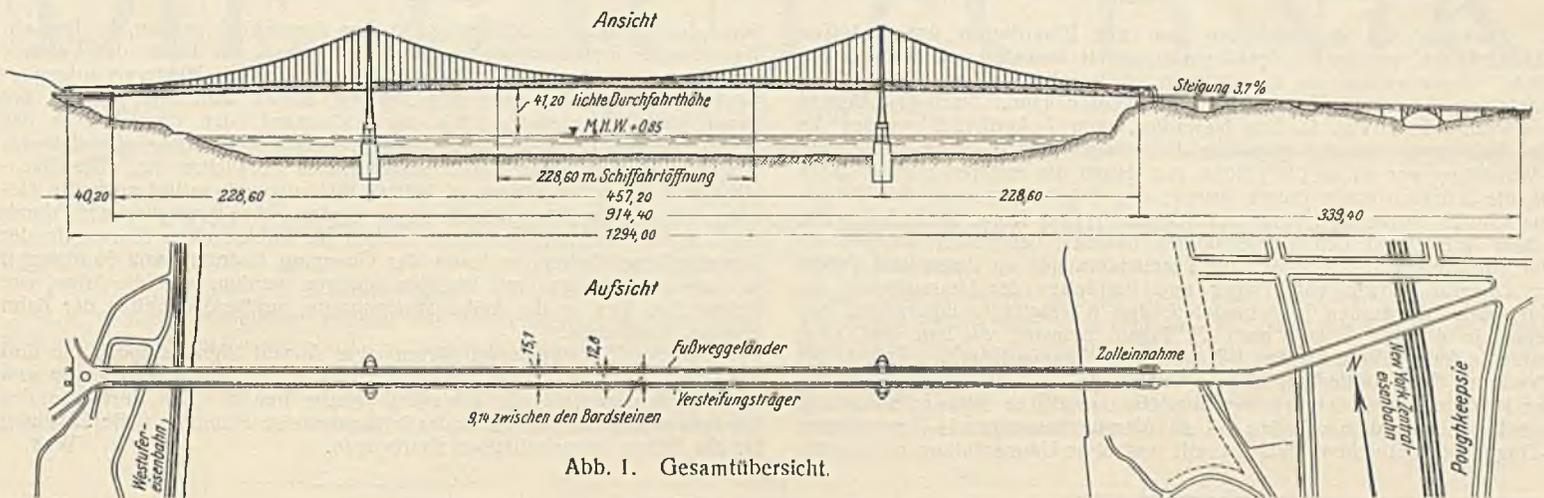


Abb. 1. Gesamtübersicht.

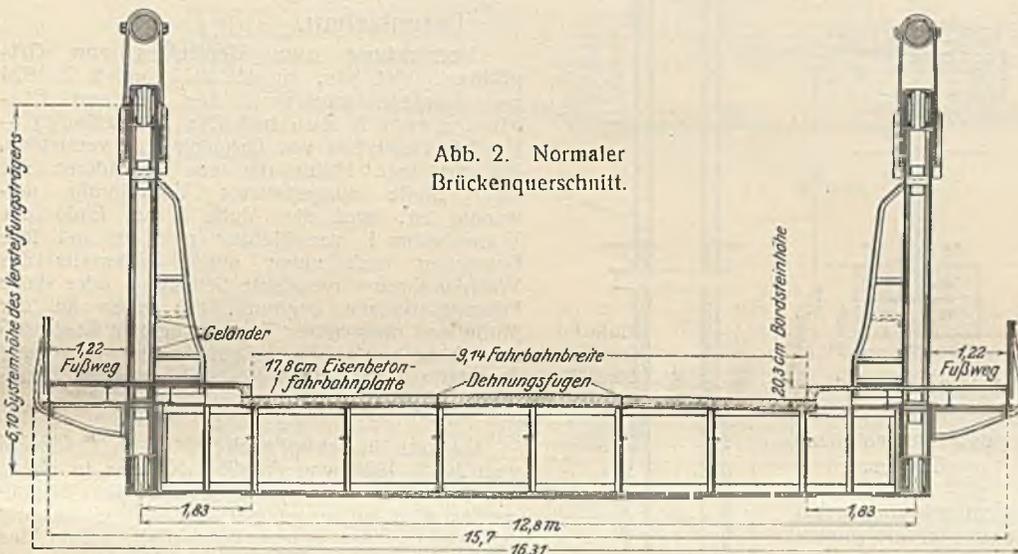


Abb. 2. Normaler Brückenquerschnitt.

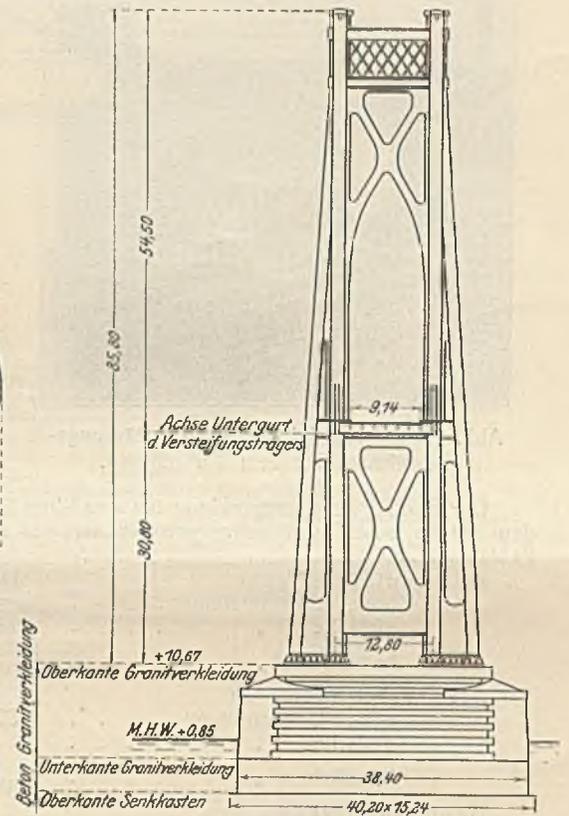


Abb. 3. Hauptturm. Ansicht quer zur Brückenachse.

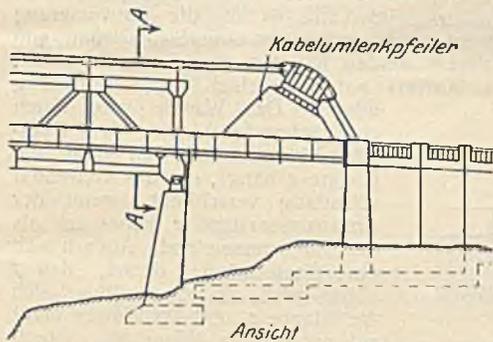


Abb. 4. Östliches Verankerungswiderlager.

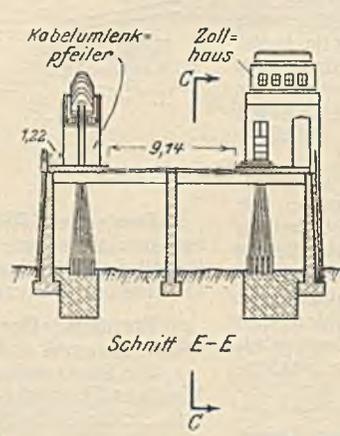
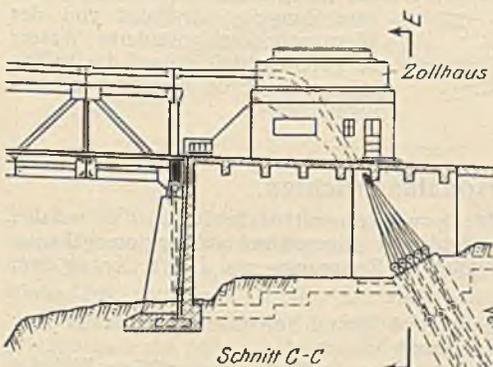
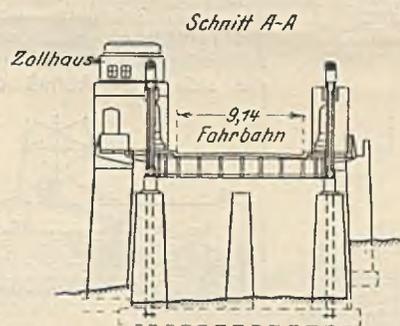


Abb. 1 bis 5. Eine Kabelhängebrücke über den mittleren Hudson im Bau.

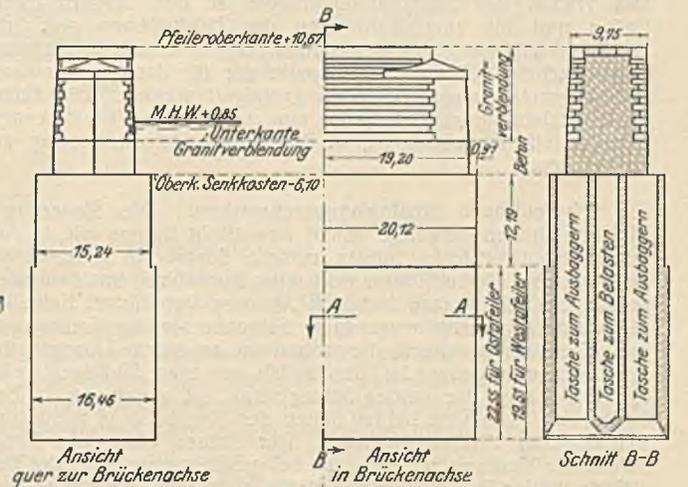
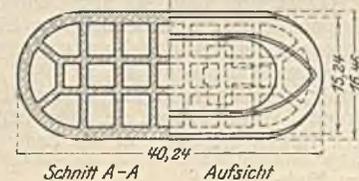


Abb. 5. Hauptturm. Pfeilerunterbau.



Versuche an beschädigten und mit Eisenbeton ummantelten Eisenträgern wurden in der Versuchsanstalt der Universität Columbus (Ohio) vorgenommen, um zu ermitteln, inwieweit durch eine solche Ummantelung die frühere Festigkeit erzielt werden kann. Nach dem Bericht von Prof. J. R. Shank in Eng. News-Rec. vom 7. April 1927 wurden für die Messungen benutzt genietete Blechträger von 52,3 cm (21") und I-Walzträger von 61 cm (24") Höhe, von denen die ersteren etwa 40 Jahre alt, die letzteren etwas jünger waren; das Trägheitsmoment des Trägerquerschnitts betrug 54 760 bzw. 85 300 cm⁴ (1300 bzw. 2087 Zoll⁴). Die Träger wurden in den Drittpunkten belastet; beobachtet wurden die Durchbiegungen in der Mitte, die Formänderungen an Beton und Träger im Obergurt, sowie von Träger und Rundeisen der Ummantelung im Untergurt. Es wurden je 8 genietete und 8 Walzträger untersucht, von denen je 4 nach 7 und nach 28 Tagen belastet wurden, und zwar waren in jeder Versuchsreihe 1 Träger ohne Ummantelung, 1 Träger mit 2" starker Schutzbetonhaut ohne Eiseneinlage, und endlich 2 Träger mit der in Abb. 1 u. 2 dargestellten rundeisenbewehrten Betonummantelung versehen. Außerdem wurden — zu Vergleichszwecken — zwei neue I-Träger der Bethlehem-Steel-Co. mit und ohne Ummantelung untersucht.

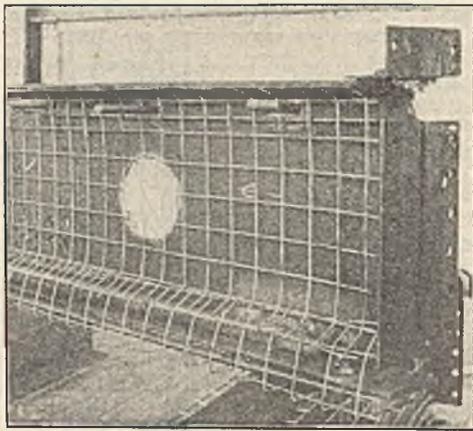


Abb. 1. Alter Walzträger mit Verstärkungs-Bewehrung vor dem Torkretieren.

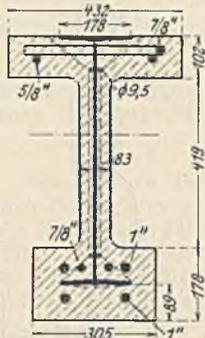


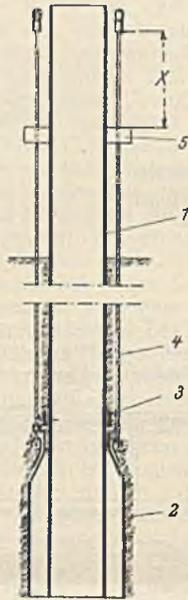
Abb. 2. Querschnitt des neubewehrten und ummantelten Trägers.

Sollte der Schlagbaum sich gerade in dem Augenblick senken, in dem ein Wagen unter ihm durchfährt, so löst sich, wenn der Baum das Verdeck des Wagens berührt und sich seiner Bewegung so ein Hindernis entgegenstellt, eine Kupplung nach dem Antrieb; dieser läuft zwar weiter, der Baum bleibt aber stehen, bis der Widerstand, den das Verdeck des Wagens seiner Bewegung entgegensetzt, dadurch beseitigt ist, daß der Wagen aus dem Bereich des Schlagbaumes entwichen ist. Die Nachgiebigkeit der Schlagbäume in beiden Richtungen beseitigt auch die Gefahr, daß sie vom Sturm abgebrochen werden. Ihre Bewegung wird durch Gleisströme selbstständig gesteuert; sollten sie infolge einer Störung in der Verschlusslage bleiben, so kann der Übergang trotzdem von Kraftwagen in Gegenkrümmungen mit Vorsicht befahren werden, weil die Arme, wie beschrieben, nur je die halbe Straßenbreite, auf beiden Seiten der Bahn versetzt, versperren.

Auf den Schlagbäumen sitzen eine Anzahl Signallampen, die fünf Sekunden, ehe die Schließbewegung beginnt, mit Blinken anfangen und so lange leuchten, bis der Übergang wieder frei ist. Die Voreilung des Blinkens vor dem Schließen der Schranken ist eine wertvolle Warnung für die Führer herannahender Kraftwagen. Wkk.

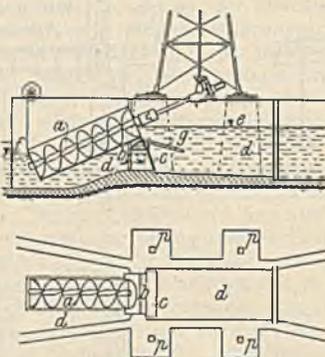
Patentschau.

Vorrichtung zum Herstellen von Ortpfählen. (Kl. 84c, Nr. 434 261 vom 8. 2. 1924 von Société anonyme des anciens Etablissements E. Zublin & Cie. in Straßburg.) — Um bei Herstellen von Ortpfählen zu vermeiden, daß für jede Pfahlstärke ein besonderes mit einer Muffe ausgestattetes Vortreibrohr notwendig ist, wird die Muffe 2 am Ende des Vortreibrohrs 1 verschiebbar gelagert und ihre Bewegung nach unten durch beiderseits des Vortreibrohres vorgesehene Seilzüge 4 oder starre Führungsschienen begrenzt, die unten an der Muffe und oben unter Vermittlung von Laschen 5 am Vortreibrohr befestigt sind; die Bewegung der Muffe nach oben wird durch einen Anschlagring 3 begrenzt.



Gerinne für Schöpfwerke. (Kl. 84a, Nr. 438 218 vom 24. 9. 1925 von Friedrich Köster in Heide in Holstein.) — Das Fundament des Schöpfwerkes wird so ausgebildet, daß es gleichzeitig die Aufgabe des Stauwerkes erfüllt, indem das Gerinne z. B. vor der Wasserschnecke so tief ausgeführt wird, wie es für die Entwässerung auf natürlichem Wege notwendig ist, und unter dem Schneckenausguß hindurchgeführt. Unter letzterem werden Klappen oder Tore eingebaut, die sich beim Abfluß des Wassers auf natürlichem Wege selbstständig öffnen.

Das Wasser wird durch eine Schnecke *a* über den Querträger *b* gefordert, an dem die Klappe *c* hängt, die das Gerinne *d* selbstständig verschließt, wenn der Außenwasserstand *e* höher ist als der Innenwasserstand. Anders sich die Wasserstände derart, daß *f* höher wird als *e*, so öffnet sich die Klappe *c*, und das Wasser fließt auf natürlichem Wege ab. Durch eine Zunge *g* wird das von der Wasserschnecke geforderte Wasser so geführt, daß es auf das selbstständig abfließende Wasser beschleunigend wirkt.



Der Einfluß der Ummantelung bei den alten Trägern sowohl wie bei den beiden neuen war sehr erheblich und ist aus den nachfolgenden Zahlen erkennbar:

Alte genietete Träger	Höchstlast
ohne Ummantelung	38 240 kg
einfache "	74 570 "
bewehrte "	{ 102 355 "
	{ 103 376 "
Alte Walzträger	
ohne Ummantelung	66 636 kg
einfache "	— ¹⁾
bewehrte "	{ — ¹⁾
	{ 148 935 "
Neue Walzträger	
ohne Ummantelung	63 925 kg
einfache "	100 700 "

Das Haften des Spritzbetonüberzuges an den Trägern blieb in allen Fällen und bis zum Aufbringen der Höchstlasten gut. Bei den mit bewehrter Ummantelung versehenen Trägern konnte in einigen Fällen die Beanspruchung bis auf das Doppelte der für das nichtummantelte Profil rechnungsmäßig anzunehmenden gesteigert werden. Die Hauptfrage, ob die Spritzbetonummantelung als ein zuverlässiges Verstärkungsmittel für Eisenbauteile anzusehen ist, ist daher nach der Auffassung von Shank zu bejahen. Ki.

Schwenkbare Schlagbaumschranken. Die Sicherung schienen gleicher Straßenübergänge macht sowohl in Europa wie in Amerika den dafür verantwortlichen Stellen manche Sorge. In Amerika sind freilich Schranken zu diesem Zweck noch eine Ausnahme, trotzdem oder vielleicht gerade deshalb hat man dort nach „Railway Signalling“, Febr. 1927, neuerdings eine eigenartig angeordnete Schranke für die Kreuzung von Straße und Eisenbahn eronnen, die probeweise an einem Übergang in der Nähe von Chicago eingebaut ist, der täglich von etwa 50 Zügen befahren wird.

Die Länge der beiden Schlagbäume ist gleich der halben Straßenbreite; sie stehen zu beiden Seiten der Eisenbahn je rechts in der Fahrtrichtung der Straßenfahrzeuge. Der Fahrer eines der Kreuzung sich nähernden Kraftwagens sieht also bei geschlossener Schranke deren Bäume sich in voller Breite über die Straße erstrecken. Sollte er zwischen den Schranken eingefangen werden, so kann er in einer scharfen S-Kurve vorwärtsfahrend aus dem Gefahrenbereich der Eisenbahn entkommen. Er kann aber auch geradeaus weiterfahren und die Schranke auf diese Art nach vorwärts schwenken, denn sie ist nicht nur um eine wagerechte Achse aufklappbar, sondern auch um eine senkrechte Achse schwenkbar. Der durchfahrende Wagen kann sie also beiseite drücken, und zwei Schraubenedern führen sie dann in die Lage parallel zur Bahn zurück.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsverkehrsministerium. Es wurden ernannt: Oberregierungs- und -baurat Paxmann und Regierungsbaurat Rudolf Schmidt zu Ministerialräten; Regierungs- und Baurat Krieg zum Oberregierungs- und Baurat.

Preußen. Der Regierungs- und Baurat Schuster in Köln ist zum Oberregierungs- und -baurat ernannt worden.

Die Staatsprüfung haben bestanden: die Regierungsbauführer Wilhelm Weyher (Eisenbahn- und Straßenbau) und Georg Schumacher (Wasser- und Straßenbau).

INHALT: Aufbereitungsanlagen für Schotterbeton. — Über einige grundsätzliche Fragen bei der Konstruktion gewölbter Brücken. (Schluß) — Zur genaueren Berechnung zweifacher Fachwerke. — Vermischtes: Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen. — Tagung des Verwaltungsrates der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft vom 28. bis 31. Mai in Berlin. — Technische Hochschule Darmstadt. — Straßenbautagung in Leipzig. — Neue Havelmündung. — Kabelhängebrücke über den mittleren Hudson im Bau. — Versuche an beschädigten und mit Eisenbeton ummantelten Eisenträgern. — Schwenkbare Schlagbaumschranken. — Patentschau. — Personalnachrichten.

¹⁾ Nicht zu Ende geführt.

DIE BAUTECHNIK

5. Jahrgang

BERLIN, 24. Juni 1927.

Heft 28

Der Umbau der Murgbrücke bei Rastatt, km 96,9 der Badischen Hauptbahn.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnrat Knittel, Karlsruhe.

I. Einleitung.

Die Badische Hauptbahn verläuft von Heidelberg über Basel nach Konstanz dem Rheintal entlang und kreuzt eine größere Anzahl von Wegen und von Wasserläufen, die dem Rhein zufließen. Von diesen sind die bedeutendsten die Untere Murg und die Kinzig. Bei den zahlreichen Brückenumbauten und Verstärkungen, die in den letzten Jahren auf der

Jahren 1893/94 erbaut und im April 1894 in Betrieb genommen. Ihre Anordnung ist aus Abb. 1 zu ersehen. Sie trägt vier Gleise, die beiden Hauptbahngleise und westlich davon die beiden Gleise der Strecke Rastatt—Wintersdorf. Wie im Bahnhof Rastatt, so liegen auch auf der Brücke die Gleise in Bogen, konzentrischen Kreisbogen von je 4,5 m Abstand mit Halbmessern von 797,75 bis 811,25 m. Die beiden Bahn-

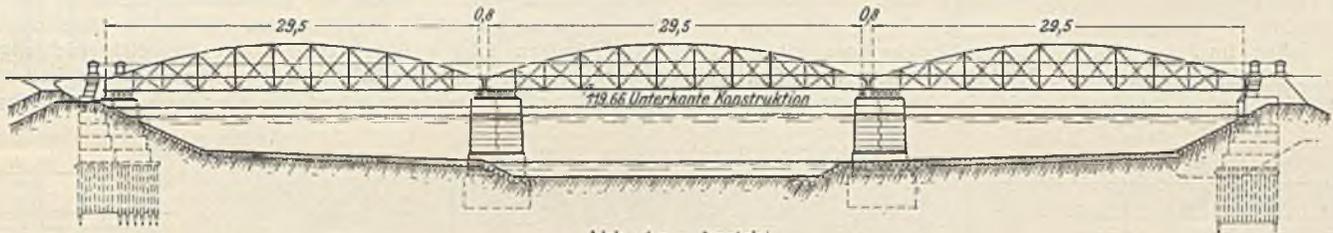


Abb. 1 a. Ansicht.

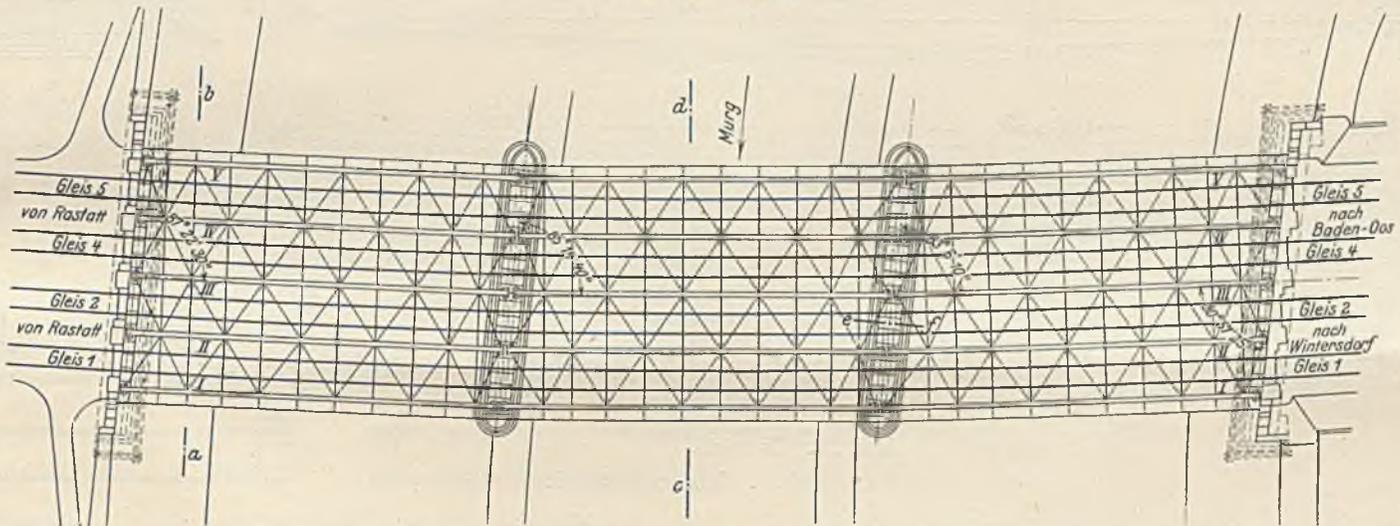
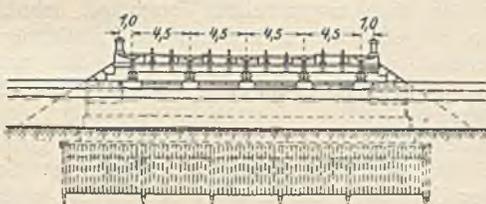
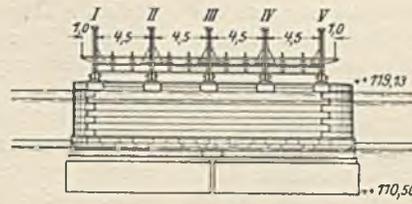


Abb. 1 b. Grundriß.

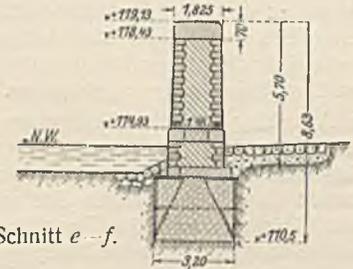


Schnitt a—b.



Schnitt c—d.

Abb. 1 c. Querschnitte.



Schnitt e—f.

Abb. 1. Ursprüngliches Bauwerk.

Strecke bis Basel nötig wurden, handelt es sich um kleinere Bauwerke, deren Umbau während des Betriebes nichtsdestoweniger manche schwierige Aufgabe stellte; nur die Murgbrücke und die Kinzigbrücke überspannen Wasserläufe von mehr als 60 m Durchflußweite.

Die im Jahre 1926 durchgeführte Verstärkung der Kinzigbrücke bei Offenburg, deren zwei eingleisige Überbauten von 64,5 m Stützweite aus dem Jahre 1883 stammen und von Engeßer entworfen sind, beschränkte sich auf die Streben, die Endrahmen und die Schwellenträger und wurde in herkömmlicher Weise unter jeweiliger Sperrung eines Gleises durchgeführt. Der Umbau der Murgbrücke bei Rastatt mit drei Öffnungen von 29,5 m Stützweite und vier Gleisen dagegen fällt durch die Besonderheiten des Bauwerks aus dem üblichen Rahmen heraus und soll daher näher dargestellt werden.

II. Geschichte und Anordnung des bisherigen Bauwerks.

Die alte Brücke wurde im Zusammenhang mit der Verlegung des Bahnhofes Rastatt, an den sie unmittelbar südlich anschließt, in den

achsen haben 800 und 809 m Halbmesser. Die Fluchten der Widerlager und die der beiden Zwischenpfeiler sind gleichlaufend und bilden daher mit den Tangenten der Gleisachsen verschiedene Winkel. Zwischen der Tangente der Bauwerkachse und den Widerlagerfluchten beträgt der Winkel auf der rechten Murgseite $87^{\circ} 22' 30''$, auf der linken Murgseite $80^{\circ} 57' 25''$. Jede Öffnung wird durch einen zusammenhängenden Überbau mit fünf gleichlaufenden, zwischen den Gleisen liegenden Hauptträgern von 4,5 m Achsenabstand und 29,5 m Stützweite überbrückt. Die fünf Auflager liegen jeweils auf einer zur Widerlager- bzw. Pfeilerflucht gleichlaufenden Geraden. Das Maß der Schiefe ist daher über jeder Öffnung ein anderes. Die Hauptträger sind als Fachwerkträger mit parabelförmig gekrümmtem Obergurt und gekreuzten Streben ausgebildet, deren Systemhöhe in der Mitte 3,5 m, an den Enden 0,8 m beträgt. Die Querträger laufen senkrecht zu den Hauptträgerachsen durch. Es konnten daher nur die drei in der Brückenachse liegenden Hauptträger symmetrisch ausgebildet werden. An den übrigen wurden die kleineren vollwandig ausgeführten Endfelder ungleich lang. Die Fahrbahn längsträger liegen

unmittelbar auf den Querträgern, die Schienen durch Vermittlung von keilförmigen Unterlagplatten, also ohne Querschwellen, auf den Längsträgern.

Die Gewichte der Überbauten betragen:
 606 t Schweißbeisen,
 20 t Gußeisen,
 4 t Flußstahl,
 zusammen 630 t.

Die Murgbrücke ist wohl eine der letzten Eisenbahnbrücken in Deutschland, die in Schweißbeisen ausgeführt wurden. Ausführende Brückenbauanstalt war die Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, Zweiganstalt Gustavsburg.

III. Gründe und Gesichtspunkte für den Umbau.

Die beschriebenen Überbauten genügen rechnermäßig im allgemeinen dem Lastzug H und bedurften daher vor Einführung der Lokomotive P 10 auf der Hauptbahn einer Verstärkung. Eine solche wäre für den Lastzug E nach einer vorläufigen Untersuchung ausführbar gewesen, hätte sich aber auf sämtliche Teile erstrecken müssen, insbesondere wäre eine vollständige Änderung der Fahrbahn nötig gewesen, deren Anordnung sich nicht bewährt hatte. Schon im Jahre 1898 wurden zahlreiche lose Niete festgestellt, im Jahre 1900 mußten bereits 1048 Niete erneuert werden. Im Jahre 1917 wurden Anrisse an den Gurtwinkeln der Schienenlängsträger

die inneren Gleise auf 3,5 m Achsabstand an die äußeren herangeschoben werden mußten, was ohne wesentliche Verschlechterung des Gleisplans möglich war.

Bei der geringen Pfeilerstärke wäre es erwünscht gewesen, die Hauptträger über die drei Öffnungen durchlaufen zu lassen und dadurch die Pfeiler nur in der Mitte zu belasten, zumal viel größere Auflagerdrücke aufzunehmen sind als bisher. Setzungen der Pfeiler waren bisher nicht beobachtet worden und sind wohl auch künftig nicht zu erwarten; aus diesem Grunde hätten daher keine Bedenken gegen durchlaufende Träger ohne Gelenke bestanden. Gegen solche Träger sprach aber die Notwendigkeit, die Temperaturverschiebungen über zwei Öffnungen hinweg durch bewegliche Lager auszugleichen und dabei die Hauptträger über den Auflagern im Grundriß mit Rücksicht auf die Gleiskrümmung zu knicken; die Verschiebungsrichtungen der beweglichen Lager wären daher auf jedem Widerlager und Pfeiler anders gewesen. Sie hätten wohl für gleichmäßige Temperaturänderungen bestimmt werden können; bei ungleichen Temperaturänderungen hätten sich aber Zwängungen ergeben, die durch die Einwirkung des Befahrens der gekrümmten Gleise in verschiedenen Richtungen noch verstärkt worden wären. Andererseits hätte die Anordnung von Gelenken infolge des Wechsels der Hauptträgerrichtung an den Übergangstellen von einer Öffnung zur anderen Schwierigkeiten gemacht, die wohl zu lösen gewesen wären, die aber doch die Entwurfbearbeitung

Abb. 2a. Ansicht.

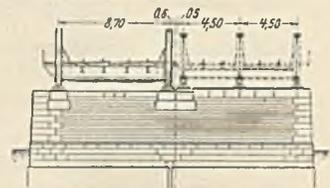
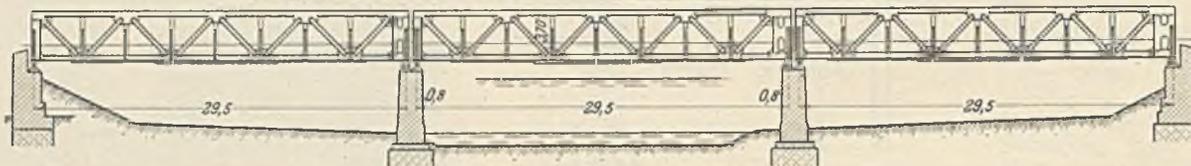


Abb. 2c. Querschnitt.

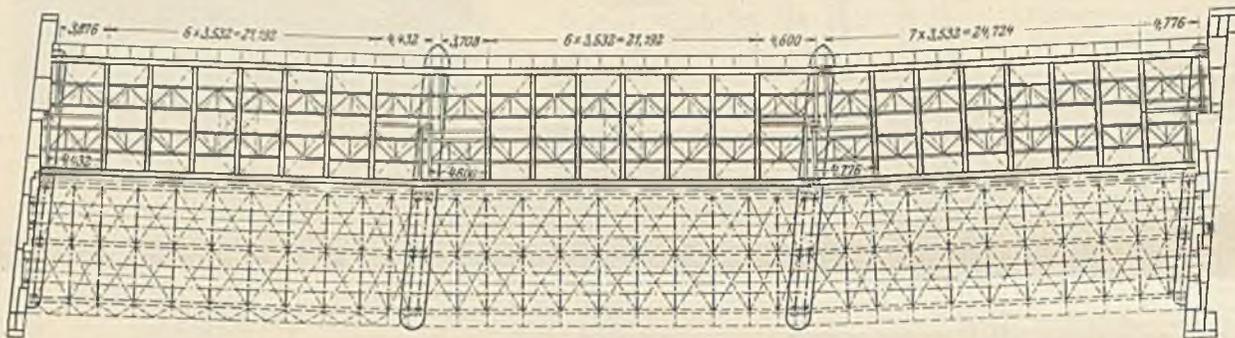


Abb. 2b. Grundriß.

Abb. 2. Jetziges Bauwerk.

an den Auflagerstellen festgestellt. Seitdem waren jährlich größere Ausbesserungsarbeiten erforderlich. In den letzten Jahren war monatelang eine Kolonne an der Arbeit, um Niete an der Fahrbahn zu erneuern und angerissene Teile zu decken oder auszuwechseln. Durch den vorübergehenden Verkehr der Lokomotive P 10 im Jahre 1924 nahmen die Schäden unter den Hauptbahngleisen erheblich zu.

Den Ausschlag für die Wahl einer vollständigen Erneuerung der Überbauten unter den Hauptbahngleisen an Stelle einer Verstärkung gab der geringe Abstand der Hauptträger, der zwischen den Achsen 4,5 m und zwischen den 36 cm breiten Gurtungen nur 4,14 m betrug, so daß infolge der Gleiskrümmung die Umgrenzung des lichten Raumes in einer Breite von 4 m nur gerade gewahrt blieb, die bei Neubauten frei zu haltenden Spielräume von 20 cm aber größtenteils durch die Hauptträger in Anspruch genommen waren. Bei dem Neubau sollten größere Änderungen an den Widerlagern und Pfeilern vermieden werden. Der Platz für die neuen Überbauten war dadurch sehr beengt, und das bisherige System der fünf zusammenhängenden Hauptträger mußte verlassen werden. Abgesehen von seinen sonstigen Nachteilen, hätte es einen Abstand zwischen den äußersten Hauptträgerachsen von mindestens $4 \times 4,9 = 19,6$ m, statt wie bisher $4 \times 4,5 = 18$ m beansprucht, für den die Länge der Pfeiler nicht ausgereicht hätte, und bei dem das Auseinanderziehen der äußeren Gleise große Schwierigkeiten und weitgehende und kostspielige Änderungen des Gleisplans im Bahnhof Rastatt verursacht hätte. Dieselben Gründe, nur in noch verstärktem Maße, verboten die an sich erwünschte Anordnung von selbständigen Überbauten für jedes Gleis. Es mußten daher zweigleisige Überbauten für jede Bahnstrecke gewählt werden, wobei sich unter möglichster Einschränkung der Breitenabmessungen Hauptträgerachsenabstände von 8,7 m innerhalb eines Überbaues und von 1,2 m zwischen den benachbarten Überbauten ergaben, also Abstände zwischen den äußersten Hauptträgern von $2 \times 8,70 + 1,20 = 18,60$ m. So konnten die äußersten Hauptträger gerade noch auf den Pfeilern untergebracht und größere Verschiebungen der äußeren Gleise vermieden werden, während

wesentlich verzögert hätten. Man entschloß sich daher, obwohl eine der am Wettbewerb beteiligten Brückenbauanstalten die Ausführung als durchlaufende Träger, freilich ohne ausgearbeitete Vorschläge, anbot, zu getrennten Überbauten für jede Öffnung in Form von Parallelträgern, die die einfacheren Werkstatt- und Aufstellungsarbeiten für sich hatten und bei denen sich auch spätere Änderungen, Hebungen oder Verschiebungen, leichter ausführen lassen.

Das äußere Aussehen der alten Brücke war durch die gleichen Abstände der flachgekrümmten Hauptträgergurte recht günstig. Sollte die neue Brücke in ihrer Umgebung einigermaßen befriedigen, so durfte sie nicht zu sehr hervortreten und mußte klar gegliedert sein, daher mußte die Höhe der Hauptträger in mäßigen Grenzen gehalten, und mußten gekrümmte Gurtungen vermieden werden; denn hierbei wären durch die Schiefe und die ungleichen Hauptträgerabstände sehr ungünstig wirkende Überschneidungen entstanden.

IV. Anordnung der neuen Überbauten.

Die Anordnung der neuen für den Lastzug N berechneten Überbauten ist in Abb. 2 u. 3 sowie in den Lichtbildern, Abb. 4 bis 7, dargestellt. Vorläufig sind nur die Überbauten unter den Gleisen der Hauptbahn ausgewechselt, die Überbauten der Strecke Rastatt—Wintersdorf werden bis auf weiteres beibehalten, da die Einführung schwererer Lokomotiven als der bisherigen verkehrenden G 12 auf dieser Strecke zunächst nicht beabsichtigt und der Verkehr nicht stark ist. Die geschilderten Schäden an der Fahrbahn sind hier in weit geringerem Maße aufgetreten als unter den stark befahrenen Gleisen der Hauptbahn.

Die neuen Überbauten, die 29,5 m Stützweite, wie die alten, 3,7 m Systemhöhe und 8,7 m Hauptträgerabstände erhielten, zeigen Besonderheiten im Querschnitt der Hauptträgerobergurte sowie in der Ausbildung der Endfelder und der Endrahmen.

Der Hauptträgerachsenabstand von 8,7 m konnte nur durch möglichst knappe Bemessungen der Breite des Obergurtes eingehalten werden. Um

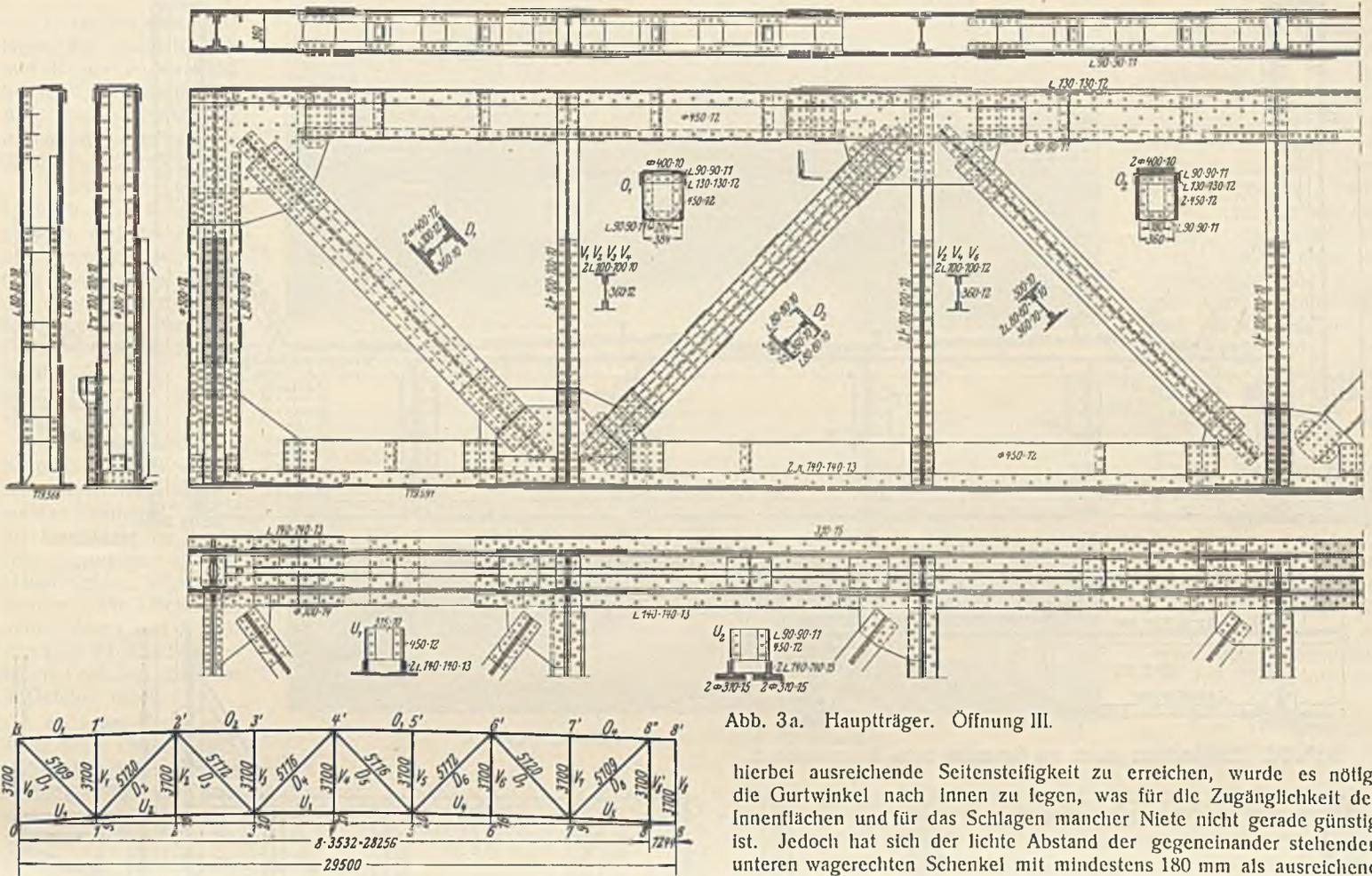


Abb. 3a. Hauptträger. Öffnung III.

hierbei ausreichende Seitensteifigkeit zu erreichen, wurde es nötig, die Gurtwinkel nach innen zu legen, was für die Zugänglichkeit der Innenflächen und für das Schlagen mancher nicht gerade günstig ist. Jedoch hat sich der lichte Abstand der gegeneinander stehenden unteren wagerechten Schenkel mit mindestens 180 mm als ausreichend erwiesen, um sämtliche Teile der Innenflächen erreichen und auch die ungünstigsten Niete schlagen zu können.

Die oberen Gurtwinkel wurden mit der Innenseite der Schenkel an die Außenseite der Stegbleche gelegt, um die bei der umgekehrten Anordnung entstehenden ungedeckten Fugen zwischen Stegblech und Winkel zu vermeiden. Damit die Fuge zwischen der Abrundung des Winkels und der Oberkante des Stegbleches zugänglich bleibt, wurde diese schräg nach innen abgehobelt.

Die Anordnung des Obergurtquerschnitts in üblicher Form wäre nach dem Vorschlag einer der am Wettbewerb beteiligten Brückenbauanstalten möglich gewesen, wenn die Systemhöhe statt zu 3,7 m zu rd. 5 m gewählt worden wäre, wobei die oberen Gurtungen über die 3,05 m über S.-O. liegende Ecke der Umgrenzung des lichten Raumes gekommen wären und in der Breite den nötigen Spielraum erhalten hätten. Diese große Systemhöhe erschien jedoch für die Rahmensteifigkeit der offenen Brücke und auch für das Aussehen nicht günstig. Zur Anordnung

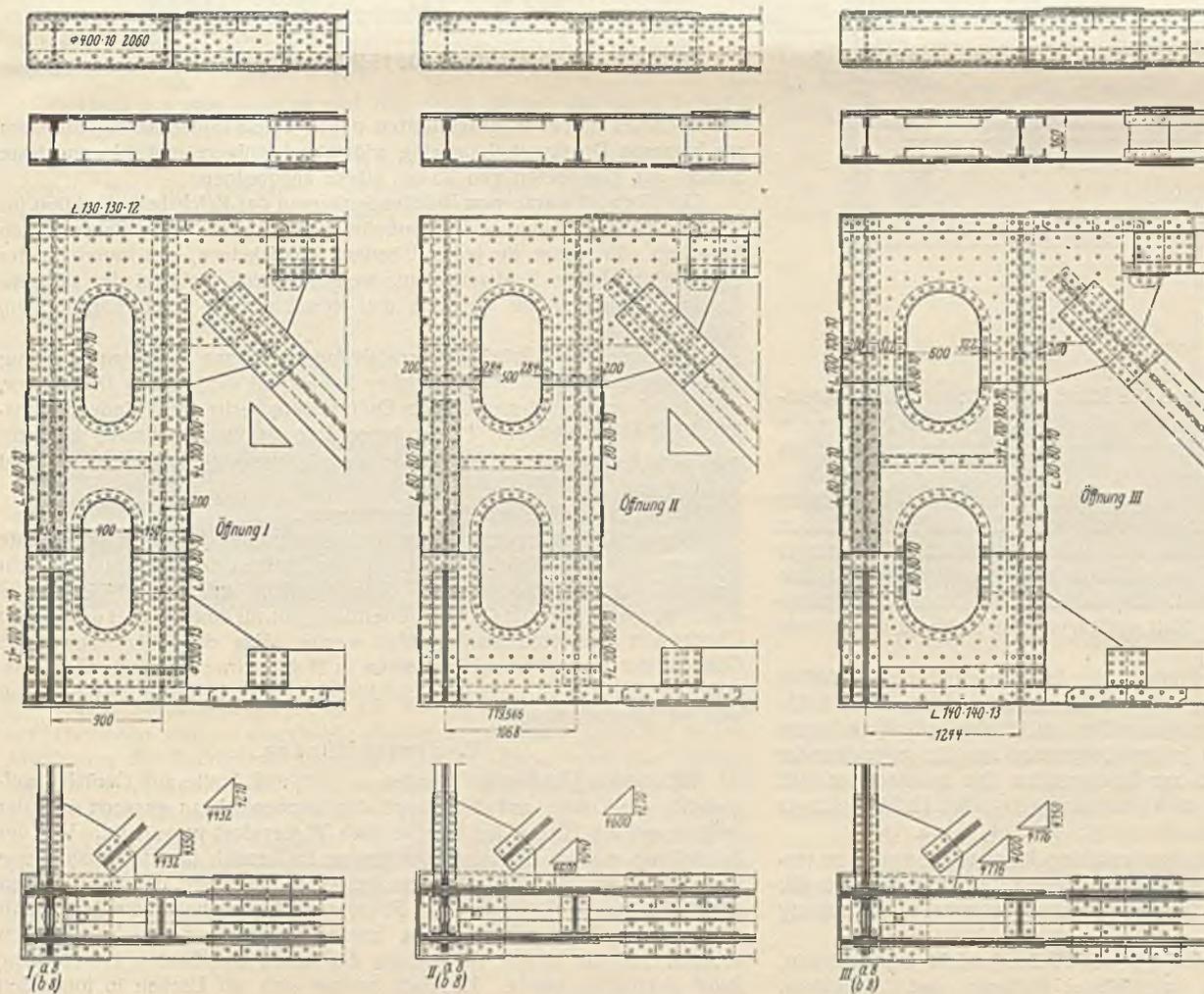


Abb. 3b. Rahmenförmige Endfelder.

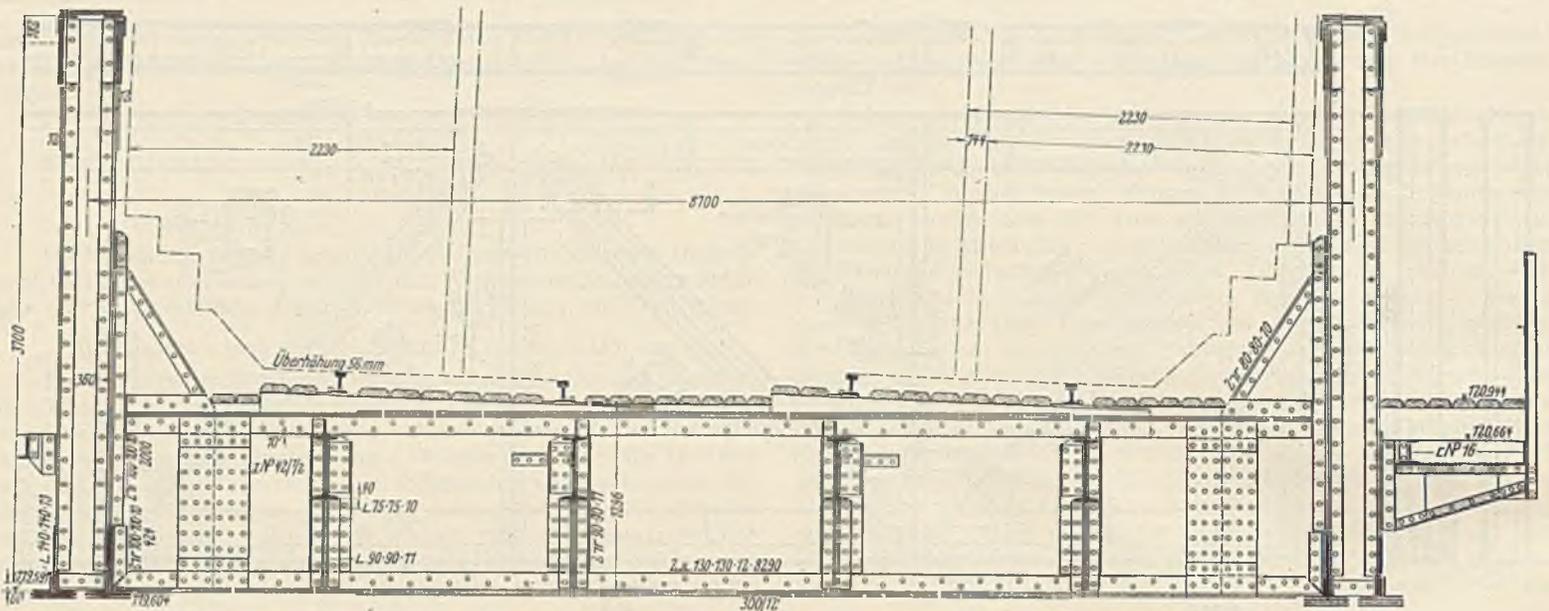


Abb. 3c. Querschnitt.

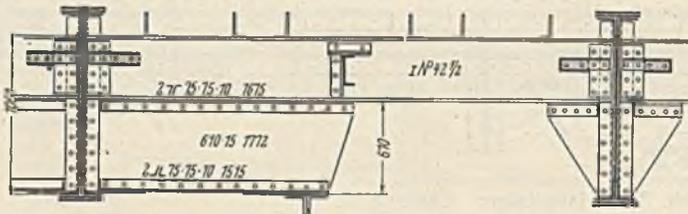


Abb. 3d. Längsschnitt durch die Fahrbahn beim Bremsverband.

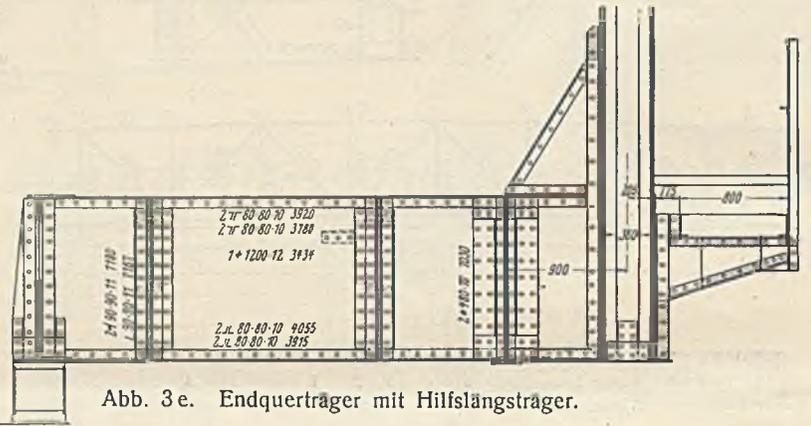
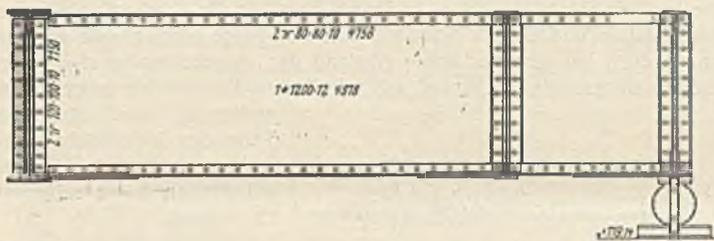
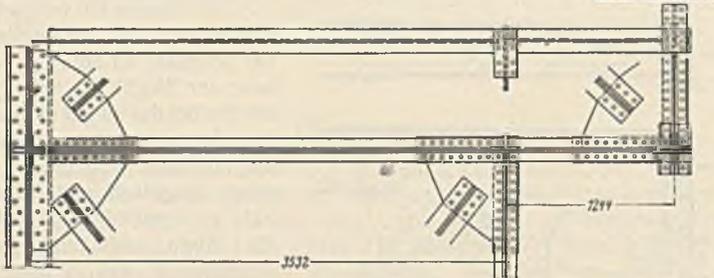


Abb. 3e. Endquerträger mit Hilfs längsträger.



den ebenfalls in Granit ausgeführten neuen 70 cm hohen Auflagerquadern zur besseren Druckverteilung eine widerstandsfähigere und biegungsfeste Schicht aus Eisenbeton von 75 cm Stärke anzuordnen.

Der Entwurf wurde vom Brückenbauverein der Reichsbahndirektion für Ausführung in Flußstahl St 37 bearbeitet und in allen wesentlichen Teilen festgelegt. Er nahm für jeden Überbau verschiedene, nur innerhalb der Überbauten gleiche Feldweiten an, weil hierdurch die Zahl der rahmenförmigen Endfelder auf sechs (in drei verschiedenen Ausführungsformen) beschränkt blieb.

Die ausführende Brückenbauanstalt August Klönne in Dortmund schlug statt dessen die Ausführung gleicher Felder auf der ganzen Brücke vor, wobei sich zehn rahmenförmige Endfelder in sechs verschiedenen Ausführungsformen ergaben. Ferner berechnete sie für Ausführung in hochwertigem Baustahl St 48 eine nicht unwesentliche Gewichtsersparnis und Verbilligung.

Beide Vorschläge wurden angenommen.

Wie groß die Ersparnis durch die Verwendung des St 48 ist, konnte nicht genau festgestellt werden, da der Entwurf in St 37 hierfür nicht genügend durchgearbeitet war. Sein Gewicht wurde zu 483 t St 37 ermittelt, wobei aber die Gewichtsermittlung nur für eine der drei ungleichen Überbauten annähernd durchgeführt wurde. Das endgültige errechnete Gewicht der ausgeführten Überbauten in St 48 betrug 401 t, die Gewichtsersparnis also rd. 17%. Die Gewichte der Lager betragen 21 t Stahlguß und 4 t Schmiedestahl.

V. Bauausführung.

Die neuen Überbauten wurden an Ort und Stelle auf Gerüsten aufgestellt; die Gleise auf der Hauptbahn wurden hierzu gesperrt und der Betrieb auf die Gleise der Strecke nach Wintersdorf umgelenkt. Vor der Aufstellung mußten die alten Überbauten im Bereich der Hauptbahngleise abgebrochen und die verbleibenden drei Hauptträger mit den zwei Gleisen der Strecke nach Wintersdorf um 50 cm seitlich verschoben werden, damit die neuen Auflagerquadern für die inneren Hauptträger eingebaut werden konnten und der für die Aufstellung der neuen Überbauten erforderliche Raum geschaffen wurde. Hiernach vollzog sich der Umbau in folgenden Stufen:

eines oberen Windverbandes hätten die Hauptträger etwa 7,5 m Systemhöhe und Streben über zwei Feldern mit Hilfsstreben erhalten müssen und wären dadurch mit ihren Abmessungen ganz aus dem Rahmen des Bauwerks herausgefallen.

Bei der für jede Öffnung verschiedenen Schiefe der Überbauten waren ungleiche Endfelder nicht zu vermeiden. Um die Werkstattarbeit möglichst zu erleichtern, wurden bei jedem der sechs Hauptträger acht Felder in gleicher Länge von 3,532 m mit abwechselnd fallenden und steigenden Streben ausgeführt. Die Endfelder wurden durch rahmenförmige Ausgleichfelder um das Maß verlängert, das sich aus der Schiefe ergab.

Von einer unmittelbaren Verbindung der Auflager durch einen schiefen Endquerträger wurde abgesehen, weil hierbei die Schwellen, deren lichte Abstände nicht unter 40 cm betragen sollten, nicht einwandfrei zu lagern gewesen wären. Es wurden von jedem Endpfosten aus die gegeneinander versetzten Querträger senkrecht zur Brückenachse bis zu einem seitlich der Brückenachse angeordneten und gesondert gelagerten Hilfs längsträger geführt und an diesen angeschlossen (vergl. Abb. 2 b, 3 e u. 7).

Um ungleich hohe Schwellenträger und eingekämmte Schwellen zu vermeiden und eine möglichst ruhige Schwellenlage zu erhalten, wurden die Schwellen der Überhöhung der äußeren Schienen entsprechend keilförmig gesägt.

Das alte Mauerwerk der Widerlager und Pfeiler besteht aus Sandstein, abgesehen von den in Granit ausgeführten Auflager- und Eckquadern, und ist sehr gut erhalten. Trotzdem erschien es ratsam, unmittelbar unter

1. Für die neuen Auflager der Hauptträger I und II der zu verschiebenden Überbauteile (vgl. Abb. 1 u. 2) wurden die Auflagersteine hergerichtet (5. bis 19. September 1925).

2. Die beiden inneren Gleise 2 und 4 wurden gesperrt und der Betrieb der Hauptbahn in Richtung Nord-Süd auf Gleis 1 der Strecke Rastatt—Wintersdorf übergeleitet. Der Betrieb dieser Strecke wurde auf Gleis 1 beschränkt (22. bis 25. September 1925).

3. Oberbau und Fahrbahn unter Gleis 4, zwischen Hauptträger III u. IV, wurden entfernt, wobei die Querträger im Brennschneideverfahren von den Hauptträgern abgetrennt wurden. Die Überbauten unter Gleis 1 und 2 wurden zum Verschieben vorbereitet (28. September bis 3. Oktober 1925).

4. In der Nacht vom 4. auf den 5. Oktober 1925, während auf der Strecke Rastatt—Wintersdorf der Güterverkehr gesperrt war und der Personenverkehr durch Kraftwagenbeförderung aufrecht erhalten wurde, wobei sich der Verkehr der Hauptbahn nur auf Gleis 5 vollzog, wurden die Überbauten unter Gleis 1 und 2 um 50 cm öffnungsweise in die neue Lage verschoben.

5. Die Auflagerquader für die künftigen inneren Hauptträger der Hauptbahn und die Hilfsquader für Hauptträger III wurden eingebaut (6. bis 31. Oktober 1925) und diese auf die neuen Auflagerquader abgesetzt (5. und 6. November 1925).

6. Gleis 5 wurde gesperrt und der ganze Betrieb auf Gleis 1 und 2 gelegt (6. November 1925).

7. Die Überbauten von Gleis 5 wurden um 2,5 m nach Westen verschoben und auf Holzstapel abgesetzt, die alten Auflagerquader abgebrochen (7. bis 10. November 1925).



Abb. 6. Ansicht vom linken Ufer flußaufwärts.

8. Die neuen Auflagerquader für die künftigen äußeren Hauptträger der Hauptbahn wurden eingebaut, ebenso die Auflagerquader für die zur Abstützung der Endrahmen dienenden Hilfslängsträger. Der alte Überbau des Gleises 5 diente hierbei zur Aufnahme eines Arbeitsgleises (10. November 1925 bis 2. Januar 1926).

9. Von der linken Murgseite beginnend, wurde der alte Überbau des Gleises 5 im Brennschneideverfahren abgebrochen. Die mit den abgebrochenen Teilen beladenen Wagen wurden gegen Bahnhof Rastatt abgezogen (2. bis 19. Januar 1926).

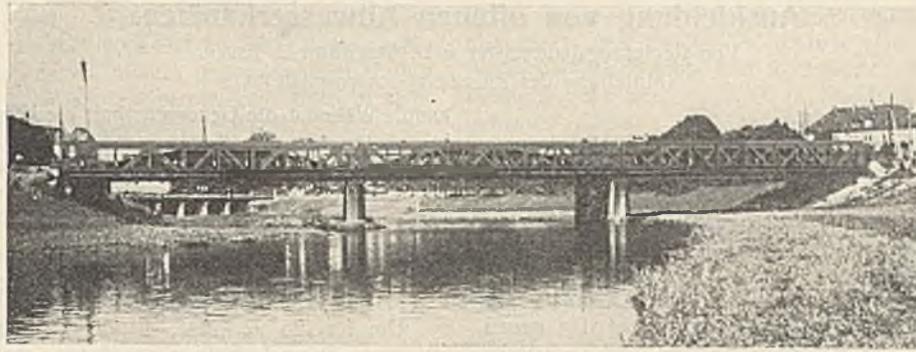


Abb. 4. Ansicht von Osten (flußaufwärts).

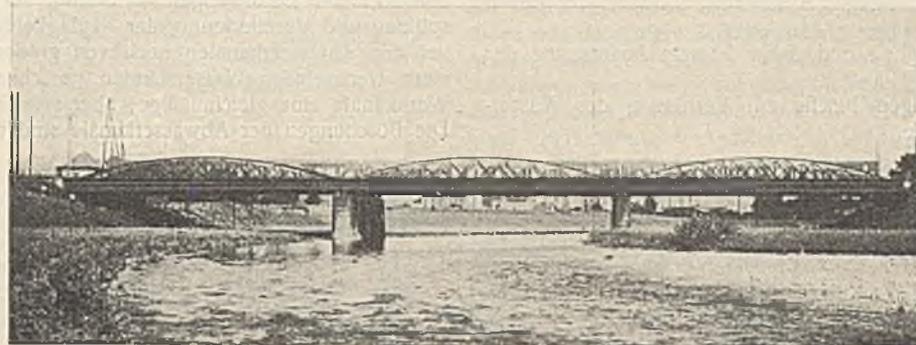


Abb. 5. Ansicht von Westen (flußabwärts).

10. Die neuen Überbauten wurden aufgestellt, beginnend mit der Öffnung auf der rechten Murgseite. Das Gerüst, das hier vorher für den Abbruch des alten Überbaues gedient hatte, wurde auch für die Aufstellung des neuen benutzt. Auf Verlangen der Wasserbaubehörde durfte gleichzeitig immer nur eine der drei Öffnungen eingerüstet werden. Die Baustoffe wurden vom Bahnhof Rastatt herbeigeführt (23. März bis 30. Mai 1926).

11. Die fertig aufgestellten neuen Überbauten wurden gestrichen, der Oberbau wurde verlegt und nach vorgenommenem Belastungsversuch der Betrieb der Hauptbahn auf die neue Brücke übergeleitet (29. Juli 1926 Inbetriebnahme).

Eine Verzögerung in der Herstellung von annähernd zwei Monaten

entstand dadurch, daß die zuerst gelieferten Breitereisen sich als unbrauchbar zeigten und neu gewalzt werden mußten. Sie zeigten vielfach Stellen, an denen der Stahl besonders hart und spröde war und sich schlecht oder gar nicht bearbeiten ließ. Mehrere Stücke zersprangen, an einer Reihe von Nietlöchern platzten beim Dornen die Lochränder ab. Die Härtungen konnten zwar durch Ausglühen beseitigt werden, doch entstanden hierbei Längenänderungen, infolge deren die Verwendung der schon abgelängten und gebohrten Stücke zu groben Ungenauigkeiten im Zusammenpassen der einzelnen Glieder geführt hätte. Es mußten daher sämtliche Breitereisen zurückgewiesen und neu gewalzt werden. Die neue Lieferung war, gleich wie die der Profileisen und Bleche, durchaus einwandfrei. Die genannten Erscheinungen, deren Ursache nicht sicher aufgeklärt werden konnte, sind, soweit dem Verfasser bekannt, bis dahin und seitdem bei dem hochwertigen Baustahl St 48 nicht beobachtet worden.¹⁾



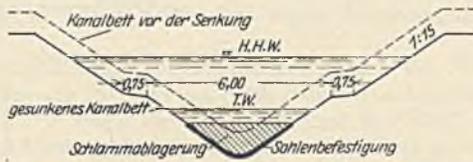
Abb. 7. Ansicht in der Längsrichtung der neuen Überbauten.

Nachdem einmal einwandfreies Material geliefert war, hat die Brückenbauanstalt Klönne die Arbeiten ohne Zwischenfall in kürzerer Zeit, als ursprünglich vorgesehen, durchgeführt.

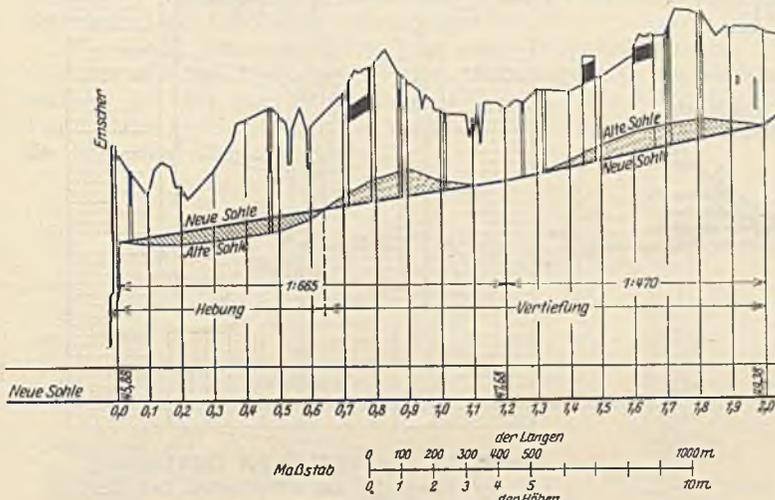
Die Leitung der Arbeiten an der Baustelle lag in den Händen der Bahnbauinspektion II Karlsruhe.

¹⁾ Vergl. hierzu „Dr.-Ing. Kommerell, Erfahrungen mit hochwertigem Baustahl St 48 und Silizium-Brückenstahl“. „Die Bautechnik“ 1926, Heft 46, S. 686.

kann. Diese Überlegung hat dazu geführt, die Wasserläufe, nicht wie sonst üblich, als geschlossene Kanäle, sondern in der Regel als offene Abwasserkanäle auszuführen, da hierbei eine Hebung oder Senkung der Bachsohle natürlich mit viel einfacheren Mitteln und geringeren Kosten möglich ist. Auch ist ein offener Wasserlauf in baulicher Hinsicht nicht so durch Senkungen gefährdet wie ein geschlossener Kanal.



Längenschnitt eines gesunkenen offenen Abwasserkanals.



Wirkung der Bodensenkungen auf einen offenen Abwasserkanal mit Dreiecksquerschnitt.

Abb. 2.

Als weitere technische Forderung muß die Widerstandsfähigkeit der Auskleidung gegen Frost und chemische Einflüsse, besonders säurehaltiger Wässer, genannt werden. Hierauf wird in der Folge noch näher eingegangen werden.

Neben diesen technischen sind auch hygienische und ästhetische Forderungen an die Abwasserkanäle zu stellen. In erster Linie sind dies

1. Frischhaltung des Abwassers durch Verhütung von Schlammablagerung bis zur Kläranlage,
2. Verhinderung von üblen Gerüchen und häßlichem Anblick,
3. Verhütung der Ausbreitung ansteckender Krankheiten.

Die Erfüllung der ersten beiden Bedingungen wird bei dem offenen Wasserlauf dadurch begünstigt, daß das Wasser gut belüftet und dem Licht ausgesetzt wird. Unter dem Einfluß von Luft und Licht setzt eine starke Selbstreinigungskraft des Wasserlaufs ein. Die organisch faulnisfähigen Stoffe werden mit Hilfe des Sauerstoffes auf biologischem Wege abgebaut.

III. Form und Befestigung des Querschnitts.

Wie muß man nun diesen Querschnitt ausbilden, damit er seinen Zweck in technischer und hygienischer Hinsicht am vollkommensten erfüllt?

Für die Abführung des Abwassers hat sich bei Bachgebieten bis zu 200 km² als günstigste Querschnittform das Dreiecksprofil mit schwach ausgerundeter Sohle erwiesen. Man erreicht hierbei schon bei kleineren Wassermengen eine möglichst große Wassertiefe und ausreichende Geschwindigkeit, um den Schlamm und Sand durch die Schleppkraft des Wassers mitzuführen.

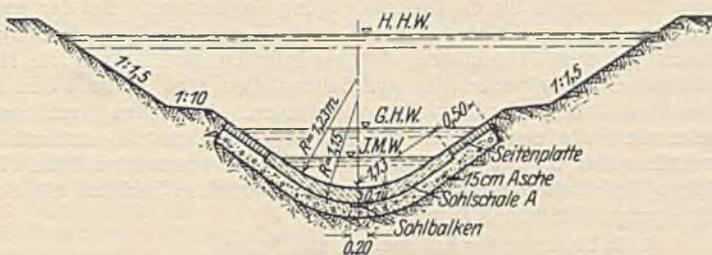


Abb. 3. Regelquerschnitt eines mit Betonsohlschalen und Seitenplatten ausgelegten offenen Abwasserkanals. Oberhalb der Platten ist zur Erleichterung der Unterhaltungsarbeiten eine schmale Berme angeordnet. Die Platten werden in der Längsrichtung mit stumpfem Stoß verlegt und können bei Vertiefungen oder Aufhöhungen des Bachbettes leicht herausgenommen und wieder verwendet werden.

Die Überlegenheit des Dreiecksquerschnitts gegenüber anderen Profilen ist in der demnächst im Gesundheitsingenieur erscheinenden Doktor-dissertation von Dr. Ing. v. Bülow „Die Leistungsfähigkeit von Fluß-, Bach- und Werkkanal- und Rohrquerschnitten unter besonderer Berücksichtigung der von E. G. in Essen zu künstlichen Wasserläufen ausgebauten Emscher und ihrer Nebenbäche“ ausführlich nachgewiesen (Abb. 3).

Der in (Abb. 3) dargestellte Querschnitt ist zuerst im Jahre 1906 bei den Bachausbauten der E. G. ausgeführt und seitdem in unveränderter Form für die Befestigung der Bachläufe beibehalten worden⁴⁾.

Die ersten Versuche, die Sohle mit Pflaster auszulegen, zeigten, daß die Wandungen zu rau waren, um schlammiges Wasser gut abzuleiten. Deshalb wurde an Stelle des Pflasters Beton gewählt. Der untere Teil bis etwa zur Höhe des Sommerhochwasserstandes wird mit zwei in Nut und Feder aneinanderstoßenden gekrümmten Sohlschalen aus Beton ausgekleidet, an die sich je eine ebenfalls genutete Seitenplatte von 0,50 bis 1 m Länge anschließt. Darüber werden Böschungen und Bermen in der Regel mit Rasen bekleidet. Bermen werden angeordnet, damit von ihnen aus der untere Bachquerschnitt unterhalten und nötigenfalls geräumt werden kann. Sie werden möglichst hoch gelegt, daß sie bei eintretenden Senkungen noch lange begehbar bleiben, aber nicht höher als 1,50 m über den normalen Wasserstand, um die notwendigen Unterhaltungsarbeiten ohne Behinderung vornehmen zu können. Die Bachläufe werden zu beiden Seiten mit Einfriedigungen und lebenden Hecken versehen, um das Publikum, besonders die Kinder, von dem Abwasser fernzuhalten und eine Ansteckungsgefahr zu verhüten. Die Platten müssen solche Abmessungen erhalten, daß sie der Wirkung der im Abwasser mitgeführten Stoffe genügenden Widerstand entgegensetzen. Auch müssen sie so geformt sein, daß sie dem Erddruck und Frost sicher standhalten. Sie werden in den natürlichen Böschungswinkel entsprechend in die Neigung 1:1,5 gelegt. Um die Platten für den Transport auf der Bahn und auf der Baustelle nicht zu schwer zu machen, werden sie in Stücken von 0,80 m Baulänge hergestellt. Die Anfertigung geschieht in der Fabrik, da nur so die erforderliche Festigkeit und Gleichmäßigkeit des Materials gewährleistet werden kann. Die Platten an Ort und Stelle einzustampfen, hat sich nach einzelnen Versuchen aus verschiedenen Gründen nicht bewährt. Die Platten werden in der Regel im Mischungsverhältnis 1:2:4 nach Raumteilen angefertigt. Es wird ein Festigkeitsnachweis von 250 kg/cm² nach 28 Tagen verlangt⁵⁾.

IV. Ausführung.

Die Platten werden auf einer 15 cm starken Bettung von Kesselschlacken oder Kies mit 1 cm starken offenen Fugen verlegt. Unter der Stoßfuge der Sohlschalen wird ein hölzerner Sohlbalken von etwa 6/16 cm Stärke in Längen von 4 bis 5 m gelegt, um ein gleichmäßiges Auflager beim Verlegen zu erhalten. Durch die Aschebettung wird erreicht, daß das seitlich zuströmende Grundwasser leicht abfließt, die Platten also trocken liegen, was besonders wegen der Frostgefahr wichtig ist. Für das Verlegen der Sohlschalen ist die Trockenhaltung der Baugrube von besonderer Bedeutung. Bei gutem Untergrund und nicht zu starkem Wasserandrang läßt sich die Befestigung ohne besondere Schwierigkeiten einbringen. Es muß nur dafür gesorgt werden, daß das sich unter den Platten ansammelnde Grundwasser nach einem tiefliegenden Pumpensumpf abfließt. Ist der Wasserandrang stärker, wird eine Drainageleitung aus Ton- oder Zementrohr unter die Sohlbalken gelegt, die das Wasser aufnehmen und zur Pumpe führen kann. Schwieriger wird das Plattenlegen bei ungünstigem Boden, besonders im Fließsand, den man im Emschergebiet fast überall über dem das Kohlengebirge überdeckenden Mergel antrifft. Oft liegt die Bachsohle gerade in den Fließschichten, die sich wegen des feinen Kornes und des Tongehaltes schwer entwässern lassen. In diesem Fall machte das Einbringen der Sohlschalen im Fließ anfangs außerordentliche Schwierigkeiten. Schon die Herstellung und Trockenhaltung der Baugrube war ohne besondere Maßnahmen nicht zu erreichen, da beim Ausschachten des mit Wasser gesättigten Bodens die ausgehobene Grube sich mit dem nachdrängenden Boden sofort wieder anfüllte. Trotz Aufstellung starker Pumpen wurde das Grundwasser meist nicht soweit abgesenkt, daß die Baugrube trocken wurde. Auch Grundwasser-Abenkungsanlagen mit Filterbrunnen hatten nicht den gewünschten Erfolg oder erforderten außerordentliche Kosten. Zunächst versuchte man es mit den üblichen Hilfsmitteln, Faschinen, oder wenn diese nicht genügten, Spundwänden, die zu beiden Seiten der Platten in Höhe der Fließschicht eingeschlagen wurden. Auch hiermit wurde in vielen Fällen das Ziel nicht erreicht, vielmehr durch den dichten Abschluß der Spundwände das Grundwasser seitlich aufgestaut und infolge des Überdruckes

⁴⁾ Vergl. Dr. Imhoff, „Offene Abwasserkanäle, Wasser und Abwasser“, Bd. I, 1909.

⁵⁾ Näheres siehe v. Bülow, „Die Verwendung von Betonwaren beim Ausbau der Vorfluter im Emschergebiet“, Deutsches Bauwesen, Zeitschrift des Verbandes deutscher Arch. u. Ing. 1925, Nr. 15.

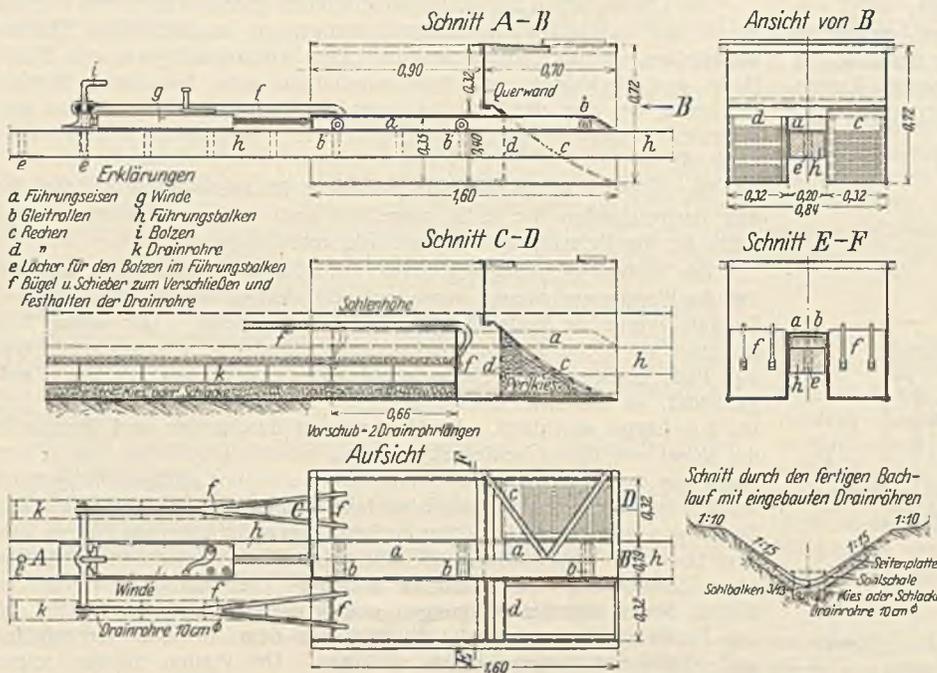


Abb. 4. Fliebschild.

ein starker Auftrieb in der Baugrube erzeugt. Abgesehen von den hohen Kosten, die diese Arbeitsweise erforderte, waren die Leistungen sehr gering, da nur in ganz kurzen Abschnitten vorgegangen werden konnte. Um den Fließsand zu bewältigen, wurden daher noch verschiedene andere Mittel versucht, z. B. Blechtafeln von etwa 1 m² Fläche, die in Abständen von rd. 50 cm von der Achse zu beiden Seiten eingeschlagen wurden. Im Schutze dieser Tafeln wurde dann der zwischenliegende Boden ausgehoben und sofort durch grobe Kesselasche ersetzt. Auf diese Weise gelang es, wenn auch meist mit großer Mühe, eine feste Unterlage für die Sohlplatten herzustellen, auf der man die Sohlbalken verlegen konnte. Diese Arbeitsweise führte zu der Überlegung, ob es nicht möglich sei, die Eisenplatten als geschlossenen Kasten auszubilden, vorn mit einer Schneide zu versehen, um den Fließboden seitlich zu verdrängen und im Schutze dieses Kastens die Drainage und Aschebettung einzubringen. Dieser Gedanke wurde verwirklicht durch das von dem Ingenieur der E. G. Staschen erfundene sogenannte Fliebschild, dessen Konstruktion aus Abb. 4 zu ersehen ist. Das Schild besteht aus einem aus Eisenblech und Winkleisen zusammengenieteten rechteckigen Kasten von 0,72 m Höhe, 0,84 m Breite und 1,60 m Länge, der oben offen und in der Mitte durch eine senkrechte Querwand abgeteilt ist. Der Boden des Kastens ist mit einem Längsschlitz von 0,20 m Breite und 0,30 m Höhe versehen, in dem ein Holzener Führungsbalken liegt. Auf diesem Balken ruht der Kasten mit drei Gleitrollen und kann durch eine einfache Wagenwinde bewegt werden. Die Wirkungsweise ist kurz folgende: Im Schutze einer kurzen seitlichen Spundwand wird zunächst der Führungsbalken in Tiefe der künftigen Sohlplatten-Unterkante eingebracht und das Fliebschild mit dem vorderen Schnabelende bachaufwärts gerichtet darauf gelegt. Das hintere Ende des Schildes bis zur Querwand wird durch einen doppelten Drainagestrang an einen genügend tiefliegenden Pumpensumpf angeschlossen. Nach diesen Vorbereitungen wird mit dem Vortriebe des Schildes auf zwei Rohrlängen durch die Winde begonnen und nach jedem Vortrieb zwei weitere Drainagerohrlängen eingelegt und der Zwischenraum bis zur Oberkante des Führungsbalkens mit Schlacke oder Kies verfüllt. Sobald das Fliebschild bis zur Spitze des Führungsbalkens vorgefahren ist, wird der Balken mit der Winde für den nächsten Vortrieb vorgeschoben, und derselbe Arbeitsvorgang wiederholt sich. Während des Vortriebes muß der mit der vorderen Schneide verdrängte Boden durch einen Arbeiter seitlich herausgeworfen werden. Das von oben zufließende Grundwasser wird durch enge Roste des Schnabels aufgenommen und durch die fertigen Drainageleitungen zum Pumpensumpf weitergeleitet. Auf diese Weise gelang es, selbst bei stark schwimmendem Boden, in den meisten Fällen die Baugrube hinter dem Schilde trocken zu halten und die Sohlenbefestigung ohne Schwierigkeit einzubringen. Das Fliebschild ist bei einem Bachausbau auf 2,5 km Länge mit gutem Erfolg verwendet. Der tägliche Vortrieb schwankte zwischen 15 und 30 m je nach der Schwere des durchfahrenen Bodens. An Arbeitskräften waren fünf Mann erforderlich, dazu kamen noch zwei Hilfsarbeiter für das Heranschaffen der Baustoffe. Natürlich ist der Fortgang der Arbeiten sehr von der Geschicklichkeit und Geübtheit der dabei beschäftigten Arbeiter abhängig. Weniger eignet sich das Gerät bei stark tonhaltigem Fließboden, da es sich hierbei leicht festsaugt und dann zur Fortbewegung besondere Hilfsmittel

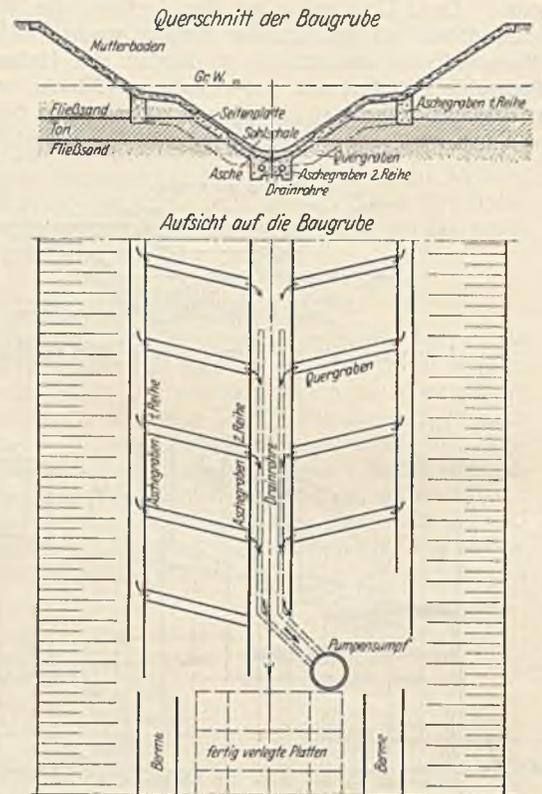


Abb. 5. Aschegräben zur Entwässerung der Baugrube im Fließboden bei der Herstellung der Sohlenbefestigung.

nötig sind. In solchen Fällen wurde in den letzten Jahren folgende Arbeitsweise angewendet, die sich sehr gut bewährt hat. Sobald bei der Ausschachtung eine Fließschicht angeschnitten wird, werden auf beiden Seiten des Profils, dort wo die Böschungskanten die Fließschicht anschneiden, Gräben von etwa 40 cm Breite und 50 bis 60 cm Tiefe, möglichst bis zur wasserundurchlässigen Schicht, senkrecht ausgehoben und sofort mit grober Kesselasche ausgefüllt (Abb. 5). In diesen Aschegräben wird das aus den Fließschichten nachdrängende Wasser zurückgehalten, durch die Ascheschicht aufgenommen und durch seitliche Quergräben nach der Mitte des Einschnittes abgeführt. Von hier aus fließt es zunächst oberirdisch ab und gelangt dann durch die Drainageleitung in den Pumpensumpf. Ein Abrutschen der Böschungen, wie es früher fast immer vorkam, kann also nicht mehr eintreten, und im Schutze dieser Gräben läßt sich die Plattenbefestigung mühelos anbringen. Schneidet die Bachsohle in weitere Fließschichten ein, so wird erforderlichenfalls ein zweites Paar von Aschegräben unterhalb der ersten angelegt. Hiermit gelingt es in allen Fällen, die Baugrube trocken zu halten und die Platten genau wie im normalen Baugrunde zu verlegen. Diese Arbeitsweise, die bei sehr vielen Bachläufen im Emschergebiet angewendet wurde, ist unter diesen Verhältnissen jedenfalls die einfachste und billigste. Gegenüber den Spundwänden, die früher vielfach von nicht erfahrenen Unternehmern verwendet wurden, ist die Kostenersparnis bei Aschegräben ganz bedeutend; sie erfordern nur etwa den fünften Teil der Kosten von Spundwänden.

Noch einige Angaben über die Kosten der Befestigung mit Betonplatten! Die Kosten des Ausbaues eines Bachlaufes sind in erster Linie abhängig von den Bodenverhältnissen und der zur Trockenhaltung der Baugrube erforderlichen Wasserhaltung. Gewöhnlich werden diese Kosten in den Einheitspreis für die Bodenbewegung eingerechnet. Bei den nachfolgenden Angaben ist vorausgesetzt, daß Kosten für besondere Maßnahmen bei dem Plattenlegen nicht erforderlich sind. Auch die Herstellungskosten der Sohlplatten und Seitenplatten sind je nach den örtlichen Verhältnissen der Baustellen verschieden. Außer den Frachtkosten spielen die Beförderungskosten vom Bahnhof zur Baustelle und auf der Baustelle selbst bis zur Verwendungsstelle eine wesentliche Rolle. Für mittlere Verhältnisse betragen die Kosten für 1 lfd. m Bachlauf mit einer Befestigungsbreite von 3,35 m

- a) für Lieferung der Sohlplatten und Seitenplatten einschließlich Transport 19,50 R.-M.
- b) für Lieferung der Sohlbalken 1,00 "
- c) für Lieferung der Aschebettung 2,50 "
- d) Verlegen der Platten 9,00 "

Zusammen 32,00 R.-M.

(Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Über Binder von Lokomotiv- und Güterschuppen.

Von Reichsbahnrat Fahl, Salzwedel.

Bei den ringförmigen Lokomotivschuppen wird der Winddruck bisher meist durch massive Pfeiler in der Fensterwand aufgenommen. Nach den für die Deutsche Reichsbahn maßgebenden Richtlinien ist eine Mittelstütze zulässig, die in einer Entfernung von etwa $\frac{1}{3}$ der Lichtweite von der Torwand entfernt stehen soll. Das ergibt Konstruktionen etwa nach Abb. 1.

Die Zulässigkeit einer Mittelstütze ergibt nun die Möglichkeit, den Winddruck durch die Mittelstütze nach unten zu übertragen. Dadurch kommt der schwere Pfeiler in der Fensterwand in Fortfall. Das hat den Vorteil, daß an Mauerwerk gespart, entsprechend Platz gewonnen und die Beleuchtung verbessert werden kann, indem dort, wo sonst der Pfeiler ist, Fenster angeordnet werden, die dort gerade für die Beleuchtung der Seitenwände der Lokomotive günstig liegen.

Der Binder besteht nach Abb. 2 aus einem Dreigelenkbogen mit drei Gelenken *d*, *e* und *f*, der nach Art eines Gerberträgers bis zum Punkte *c* auskragt und dort einen Schlepptträger *b-c* trägt. Die Ausbildung der Fensterstütze ergibt sich aus der Forderung, daß über der Fensterwand der Rauchkanal durchzuführen ist.

zuführen ist. Bei einer Erweiterung würde dann der zwischen zwei Bindern liegende Abschnitt der leichten Fensterwand im ganzen verschoben werden.

Die Konstruktion der Binder wird wohl günstiger, wenn die Mittelstütze, soweit angängig, nach der Mitte verschoben wird. In Abb. 3 ist die Binderform dargestellt, die sich bei einer Stellung der Stütze in der Mitte des Schuppens ergeben würde.

Um den Rauchkanal durch die Binderkonstruktion auch im Fall einer Erweiterung des Schuppens hindurchführen zu können, ist die Binderkonstruktion so gestaltet, daß in dem Viereck *egih* keine Strebe notwendig ist.

Zum Tragen des Rauchkanals wird zweckmäßig eine Konstruktion nach Art des Sprengwerkes gewählt (Abb. 4). Indem diese Konstruktion sich dem Profil des lichten Raumes anpaßt, wird sie trotz geringer Konstruktionshöhe verhältnismäßig leicht. Sie dient gleichzeitig zur seitlichen Versteifung der Binderfüße.

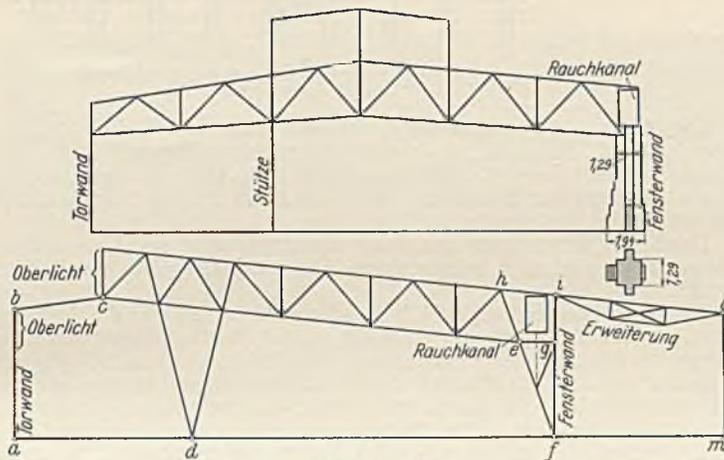


Abb. 1 u. 2.

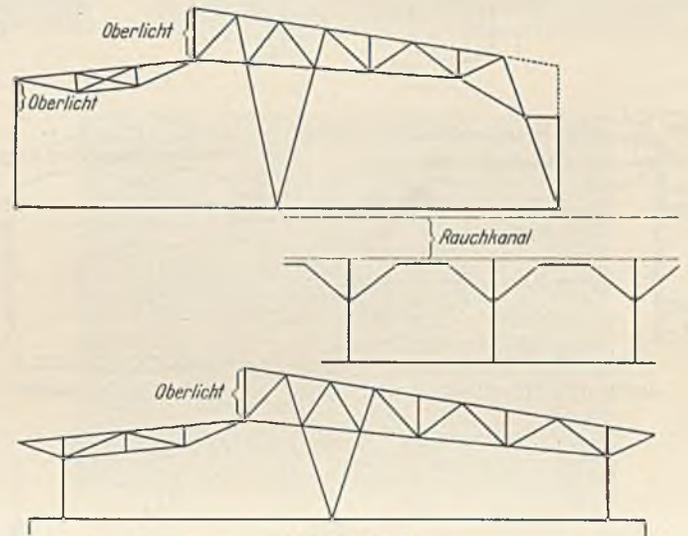


Abb. 3 bis 5.

Bei der Konstruktion ist ferner auf die Möglichkeit einer leichten Erweiterung des Schuppens in der Längsachse der Stände Rücksicht genommen. Wenn eine solche Erweiterung auch bei Verwendung der schweren Verstärkungspfeiler möglich ist, so ist es doch vorteilhafter, wenn bei einer Erweiterung statt der massigen Pfeiler leichte Holzstützen vorhanden sind, besonders auch mit Rücksicht auf die Beleuchtung. Die Fensterwand wird zweckmäßig als eine Eisenbetonkonstruktion in der Weise ausgeführt, daß die unter den Fenstern liegende Betonkonstruktion die Fensterwand zwischen zwei Bindern freitragt und sich auf die Fundamente der Binder stützt, also selbst kein Fundament erhält, was bei dem geringen Gewicht, da die Wand zum größten Teil aus Fenstern besteht (die Wand reicht nur bis zur Unterkante des Rauchkanals) leicht aus-

Bei der Konstruktion der Binder von besonders breiten Güterschuppen lassen sich gleiche Konstruktionsgrundsätze anwenden, wie oben für Lokomotivschuppen entwickelt, indem statt der Benutzung der Seitenwände zur Übertragung des Winddrucks nach unten, was kräftige Verstärkungspfeiler bedingt, die Mittelstütze zu diesem Zweck verwendet wird. Abb. 5 zeigt einen Binder für einen Güterschuppen, der aus dem Lokomotivschuppenbinder (Abb. 3) abgeleitet ist.

Bei der Ausbildung der Binder ist angenommen, daß sie in erster Linie als Holzkonstruktionen, aber auch als Eisenkonstruktionen ausgeführt werden können. Die Skizzen sollen nur das allgemeine Konstruktionsprinzip veranschaulichen, die Ausbildung der Binder im einzelnen kann natürlich beliebig geändert werden.

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W8). Das am 20. Juni erschienene Heft 12 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Dipl.-Ing. Eberhardt Lucan: Eine neuzeitliche Maschinenbauhalle in Bochum i. W. — Baurat Dr. Josef Krebitz: Die günstigste Form statisch unbestimmter Bogen. (Schluß). — Dr. Fritz Emperger: Die Vorschriften über Schubspannungen in Deutschland und Österreich. — Mag.-Oberbaurat Dr. Herrmann: Die Siebnormung und ihr Einfluß auf die Begriffe Steinmehl, Sand und Kies.

Berechnungsgrundlagen für eiserne Straßenbrücken. Nachdem bereits in den Normenblättern DIN 1071 und 1072 Normen für die Breitenabmessungen und Belastungsannahmen an Straßenbrücken veröffentlicht sind, gibt der Deutsche Normenausschuß nunmehr mit Einspruchsfrist bis zum 1. August d. J. als Vorstandsvorlage das vom Arbeitsausschuß für Straßenbrücken bearbeitete Normblatt DIN 1073 über die Berechnungsgrundlagen für eiserne Straßenbrücken in der „Baunormung“ Nr. 4/5 bekannt. Das Blatt enthält die allgemeinen Vorschriften für Festigkeitsberechnungen und Zeichnungen, die zulässigen Spannungen, Berechnung von Druckstäben und oben offenen Brücken, Durchbiegung und Überhöhung der Hauptträger. Einspruchszustchriften sind in doppelter Ausfertigung an die Geschäftsstelle des Deutschen Normenausschusses, Berlin NW 7, Dorotheenstraße 47, zu richten. Ls.

Eiserne Spundwände bei Behebung von Hochwasserschäden. Während der letzten Sturmflut in Florida wurde nördlich der Miami-Bai ein schmaler Verbindungsarm zwischen der Biscayne-Bai und dem Ozean

an der Ausmündung in den letzteren durch das Hochwasser auf mehr als 450 m verbreitert und die End-Widerlager einer Betonbogenbrücke mit drei Öffnungen völlig weggespült. Wie die aus Eng. News-Rec. vom



Abb. 1. Aufnahme der Durchbruchstelle mit freistehender Brücke.

28. April 1927 entnommene Abb. 1 zeigt, steht die Brücke, die an sich nicht nennenswert gelitten hat, völlig im Wasser; die durch sie vermittelte Verbindung zwischen Miami Beach, Hollywood, Fort Lauderdale usw. ist

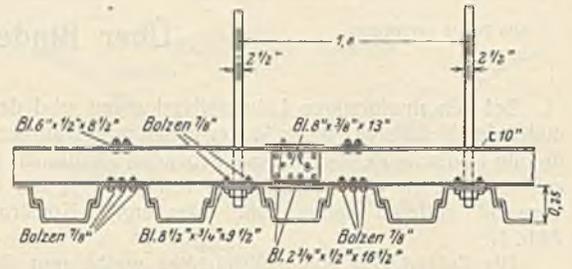
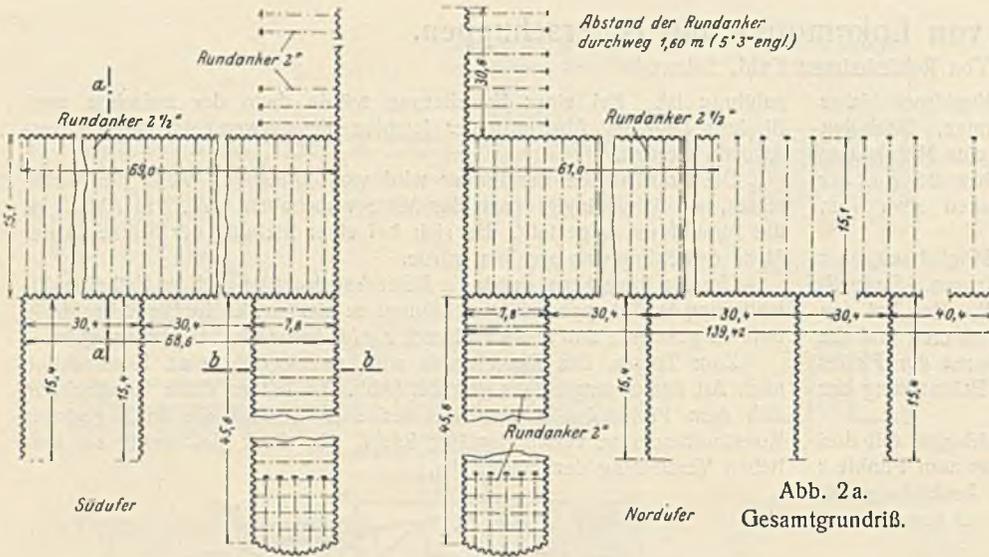


Abb. 3. Aufsicht auf die Spundwand.

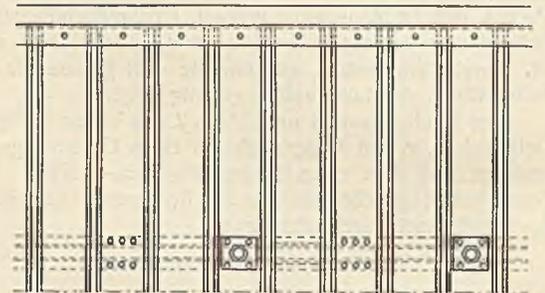


Abb. 4. Vordersicht der Spundwand.

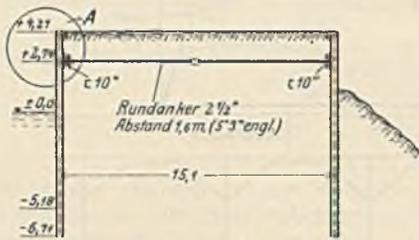


Abb. 2b. Schnitt a-a durch den Hauptfangedamm.

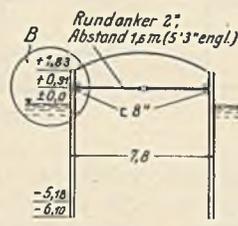


Abb. 2d. Schnitt b-b durch die Bunnien.

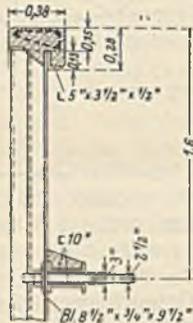


Abb. 2c. Einzelheit zu Abb. 2b. Punkt A.

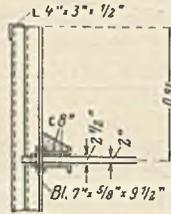


Abb. 2e. Einzelheit zu Abb. 2d. Punkt B.

Abb. 2a bis 2e. Eisenspundwand-Fangedämme für die Wiederherstellung der Widerlager und Uferanschlüsse.

Fugeneisen mit ineinandergreifenden Verzahnungen. Dr.-Ing. Heinrich Leitz, München, hat in seiner Abhandlung „Zur Berechnung des Betonstraßenoberbaues“ (s. „Die Bautechnik“ 1926, Heft 44) nachgewiesen, daß die Kanten einer Belagfläche eine bedeutend höhere Beanspruchung erfahren als die übrigen Stellen.

Durch die Verstärkung der Tragkonstruktion oder der Unterbettung an den Fugen wird aber keine größere Abnutzungsfestigkeit des Belages erreicht.

Wenn nun die Belagschicht innerhalb der Flächen für die in Frage kommende Abnutzung gerade ausreicht, so ist die Fugenkante ohne besondere Verstärkung dieser Abnutzung nicht mehr gewachsen, weil die zusammenhängende, in sich geschlossene Fläche zweifellos eine größere Verbandfestigkeit als die Kante hat. Räder, die über die aus demselben Material wie die andere Oberfläche hergestellten Fugen hin- und herrollen, dürften die so ausgebildeten Kanten leicht abstoßen und die davor- und dahinterliegenden Flächen bald uneben machen.

Hierzu kommt ferner, daß in diesen Unebenheiten das Wasser stehen bleibt. Dieses Wasser ist nicht allein bei den Flächen, die ständig der Witterung ausgesetzt sind, des Frostes wegen schädlich, sondern auch deswegen, weil feuchter Beton weniger widerstandsfähig ist als trockener. Der feuchte Beton nutzt sich auch, wie bei Abschleifversuchen in Laboratorien festgestellt worden ist, fast doppelt so stark als trockener ab, so daß das in den Unebenheiten verbleibende Wasser mit in erster Linie daran schuld ist, wenn die Abnutzung hier an der schwächsten Stelle sehr schnell fortschreitet.

Um überall eine gleichmäßige Abnutzung zu erreichen, also den Kanten dieselbe Festigkeit zu verschaffen wie der zusammenhängenden Fläche, muß für die Herstellung der Kanten ein härteres, widerstandsfähigeres Material Verwendung finden als für die inneren Flächen.

Bei den mit meinen Fugeneisen (D.R.P.) eingefassten Flächen wird nicht nur eine Verstärkung der Tragkonstruktion erreicht, so daß die sonst erforderlichen Eiseneinlagen wegfallen können, sondern es werden dadurch auch die Fugenkanten so geschützt, daß sie nicht beschädigt werden können.

Wie Abb. 1 zeigt, sind die Fugeneisen so ausgebildet, daß sie wechselseitig zahnartig ineinander greifen; sie werden so eingebaut, daß sie mit der anschließenden Oberfläche in einer Ebene liegen. Durch die wellenförmigen Vorsprünge der gegenüberliegenden Kanteneinfassungen werden die darübergehenden Räder dauernd gestützt und können so schädliche Schläge auf die andere Kante nicht ausüben; denn wenn das Rad auf der einen Seite bis zur Fuge kommt, wird es durch den Vorsprung von der anderen Seite her schon gestützt, findet somit keine Fuge vor und beansprucht daher diese Stelle genau so in bezug auf Abnutzung wie die daran anschließenden Flächen.

Die Fugeneisen sind bereits versuchsweise in Straßen von Berlin verlegt, und zwar in der Königin-Augusta-Straße unmittelbar vor dem Reichsmarineamt in einer ganzen Reihe von Fugen und auf dem Südwestkorso am Breitenbachplatz in einer Fuge, ferner in Fabrikräumen, Bahnsteighallen und Durchfahrten.

Wie die Fugen aussehen, wenn sie nicht mit Fugeneisen und wenn sie damit eingefasst sind, zeigen Abb. 2 bis 4, und zwar stellen

Abb. 2 u. 3 Stahlbetonstraßenflächen am Breitenbachplatz dar, die Ende des Jahres 1924 hergestellt sind;

Abb. 4 zeigt eine Stahlbetonstraßenfläche in der Königin-Augusta-Straße, die Juni 1925 hergestellt ist.

Die Aufnahmen sind im April 1927 gemacht worden.

Insbesondere zeigt Abb. 2 zwei zusammenstoßende Fugen ohne Fugeneisenfassung; diese Fugen sind stark abgebröckelt und ausgefahren.

Abb. 3 zeigt eine Fugeneisenfassung mit meiner patentierten Fugenausbildung; diese Fuge ist schon 3/4 Jahr nach ihrer Fertigstellung mit

unterbrochen. Eine ursprünglich vorhandene kurze, in die See vorspringende Buhne aus Steinschüttung zwischen eisernen Spundwänden war gleichzeitig mit den Uferdämmen verschwunden.

Für die möglichst rasche Wiederherstellung der zerstörten Anfahrten und die Beschränkung des Wasserlaufs auf sein ursprüngliches Bett wurde folgender Entwurf aufgestellt: Im Abstände von 15 m und parallel zur Brückenachse sollen zwei eiserne Spundwände (Abb. 2b) geschlagen, durch 2 1/2 zöllige Rundanker gegeneinander versteift und mit Sandschüttung verfüllt werden. Eben solche Doppelspundwand-Dämme sind als Bunnien nach Abb. 2d an jedem Widerlager in 45 m Länge und 7,6 m Breite mit 2 zölligen Rundankern vorgesehen, außerdem — parallel zu ihnen — auf beiden Seiten landeinwärts einfache eiserne Spundwände in Abständen von 30 m.

Tragfähiger Felsen ist in etwa 4,85 bis 5,15 m Wassertiefe festgestellt, was bei einer Straßenhöhe von 4,25 m über NW eine Gründungstiefe von etwa 9 bis 9,40 m ergibt, zu der nach den Untersuchungen eine Eindringungstiefe der Spundbohlen von mindestens 0,60 bis 0,90 m hinzutritt. Wo der Boden aus weichem Korallengestein besteht, ist die Eindringungstiefe natürlich beliebig größer.

An der südlichen Anfahrt ist für die Spundwand an der Seeseite ein Querschnitt von 211 cm²/lfd. m und eine Versteifung durch Pfähle von 135 cm²/lfd. m Querschnitt sowie eine Ausdehnung von zunächst 225 m vorgesehen, deren spätere Verlängerung vorbehalten bleibt. Der Abstand der Anker beträgt 1,60 m von Mitte zu Mitte. Die landseitige Spundwand ist nur mit 120 m Länge angenommen, worauf einzelne Pfähle von 7,60 m in 2,40 m Abstand zur Verankerung der noch auf weitere 105 m gegenüberliegenden Spundbohlen an der Seeseite dienen (Abb. 2a).

Die Ausführung auf dem Nordufer ist ähnlich gedacht, nur wird hier die Länge der seeseitigen Spundwandreihe auf etwa 135, die der landseitigen auf 60 m beschränkt. Verwendet werden sollen Larssenbohlen Nr. 2 und 3, Einzelheiten der Ausführung sind in Abb. 2 bis 4 dargestellt.

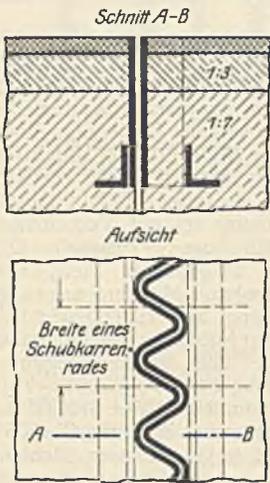


Abb. 1.

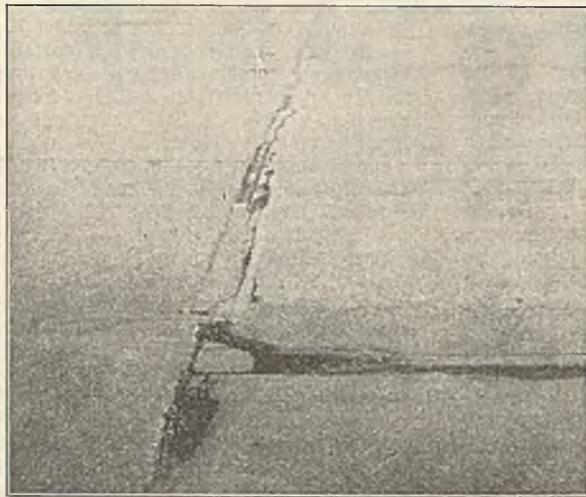


Abb. 2.

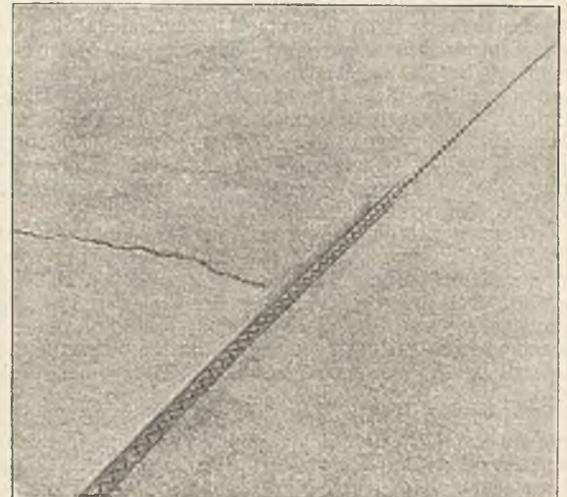


Abb. 3.

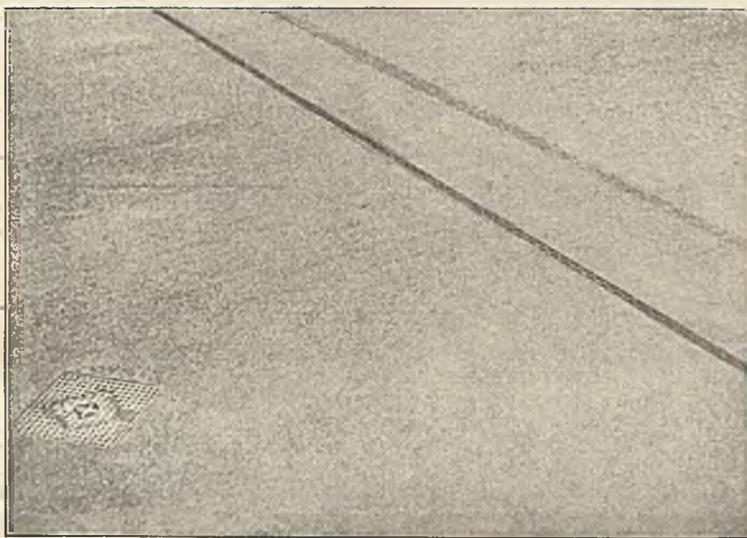


Abb. 4.

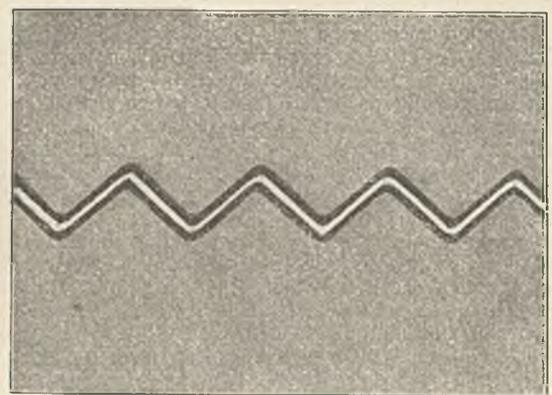


Abb. 5.

meinem Fugeneisen eingefaßt worden, weil sie vollständig abgebrockelt war. Die daran anstoßenden Flächen haben gut gehalten, Ausbesserungen sind bisher nicht nötig geworden. In der Mitte der 7,5 m breiten Straße sieht man einen Riß, bei Feldern von 5 m Breite hat sich kein Riß gezeigt.

Abb. 4 zeigt das in Mischung 1:2 hergestellte, an der Wasserseite liegende Feld zwischen der 6. und 7. Fuge,¹⁾ das bisher nicht ausgebessert zu werden brauchte. Auch zeigt dieses Feld im Innern keine Risse, im Gegensatz zu den Feldern am Breitenbachplatz, die durchweg gerissen sind, weil dort Felderflächen von 50 m² geschaffen sind, während in der Königin-Augusta-Straße nur Feldergrößen von $5 \times 3,75 = 18,75$ m² vorkommen.

Das neue Fugeneisen (Abb. 1) hat gegenüber dem aus Z-Eisen hergestellten Fugeneisen den Vorteil, daß es nur mit einer Blechstärke von 1 mm in der Oberfläche liegt und sich daher mit den anschließenden Flächen gleichmäßig abnutzt. Da bei dieser Ausbildung eine Biegungsbeanspruchung des Fugeneisens durch irgend eine Belastung nicht eintreten kann, dürfte die Haftfestigkeit des Eisens im Beton vollständig ausreichen, so daß sich eine weitere Verankerung mit dem Unterbeton erübrigt: der Beton, der zwischen den Versteifungswinkeln und den gewellten Blechen eingestampft wird, dürfte eine hinreichende Verankerung ergeben.

Abb. 5 zeigt die Aufsicht auf eine mit dem neuen Fugeneisen ausgeführte Fläche.

Der Zwischenraum zwischen den Fugeneisen muß mit Asphaltbitumen ausgegossen werden; dieser bleibt auf die Dauer elastisch, während teerhaltige Stoffe unter Lufteinwirkung im Laufe der Zeit verspröden und dadurch unwirksam werden.

Regierungsbaumeister a. D. Schumann, Berlin-Tempelhof.

Zuschriften an die Schriftleitung.

Die Delaware-River-Brücke zwischen Philadelphia und Camden. Zu diesem Aufsätze von Prof. Schachenmeier in der „Bautechnik“ 1926, Heft 55, bemerke ich, daß der Verfasser mit dem Rechnungsverfahren,

¹⁾ Vergl. Klose, Beton u. Eisen 1925: Eine Straßenversuchstrecke mit Stahlbeton in Berlin, ferner Riepert, Betonstraßenbau, Zementverlag, 1926, S. 95, und Petry, Deutsche Betonstraße 1925, S. 53.

das bei der Berechnung der Delaware-Brücke angewandt worden ist, nicht vertraut ist. Er stellt eine Behauptung auf, ohne mit den Tatsachen näher bekannt zu sein. Wohl nimmt die „Deflection-Theorie“ ihren Ausgang von den Melanschen Untersuchungen, aber das heißt noch keineswegs, daß die Delaware-Brücke nach dem Melanschen Rechnungsbeispiel berechnet wurde.

Die folgenden Ausführungen werden, wie ich hoffe, dazu beitragen, den Irrtum Prof. Schachenmeiers aufzuklären. Melan hat das große Verdienst, als Erster auf diese genauere Berechnung hingewiesen zu haben. In der zweiten Auflage (1886) seines Werkes „Theorie der Bogen- und Hängebrücken“, nachdem er die angenäherte Theorie vollständig behandelt hat, entwickelt er in Kürze die Gleichung des Biegemoments und bemerkt dann:

„Nach Gl. 151 (Momentengleichung) sind nun die auf den Versteifungsträger bei einer bestimmten Belastung entfallenden Momente in ihrer genauen Größe zu berechnen, wenn der Horizontalschub H bekannt ist. Da die Formänderungen der Kette im allgemeinen doch nur sehr gering sein werden, so wird, wie sich vorweg behaupten läßt, dieser Horizontalschub nur sehr wenig von jenem Werte verschieden sein, der sich nach den früheren Näherungsformeln (der Näherungstheorie) ergibt. Man kann sich daher zumeist damit begnügen, die Momente mit diesem angenäherten Werte des Horizontalzuges nach Formel 151 zu berechnen.“

Für den Fall, daß man genauer vorgehen wolle, entwickelt dann Melan eine Gleichung für den Horizontalzug, die angenähert durch numerische Versuche zu lösen ist. Tatsächlich benutzt er aber in einem Zahlenbeispiel einer Eisenbahnbrücke von 150 m Spannweite den Näherungswert des Horizontalzuges, wie er sich aus der Annäherungstheorie ergibt. Darin begeht er einen Fehler, der manchmal bedeutend werden mag.

In der dritten Auflage (1906) erweitert Melan seine Ausführungen etwas. Er wiederholt hier das erste Zahlenbeispiel und bringt noch ein zweites Beispiel, das einer Straßenbrücke von derselben Spannweite. Auch hier begeht er denselben Fehler.

In seinem Werke „Theorie und Berechnung der eisernen Brücken“, 1924, in dem Kapitel „Der Einfluß der Formänderungen auf die Größe der inneren Kräfte bei Hängebrücken“ befaßt sich Fr. Bleich mit der „genaueren“ oder Deflection-Theorie. Er leitet unabhängig die Gleichungen für das Biegemoment und den wagerechten Schub ab für den einfachen Fall einer Brücke ohne Seitenöffnungen und geht dann zu Zahlenbeispielen über für die Voll- und Halbbelastung einer Kabelbrücke mit 200 m Spannweite. Er berechnet, korrekterweise, den Schub durch annähernde Versuche und vergleicht dann die berechneten Biegemomente mit denjenigen, die sich ergeben, wenn man die Näherungswerte aus der Elastizitätstheorie benutzt. Hiermit bringt er den Beweis, daß der Melansche Vorgang in den Zahlenbeispielen unrichtig ist.

Nun ist es nicht glaubwürdig, daß es irgend einem ernstem Ingenieur einfallen würde, beim Bau einer bedeutenden Brücke das Annäherungsverfahren für den wagerechten Zug, wie es Melan vorschlägt, zu verwenden. So hat es Melan auch selber wohl nicht gemeint. In der vierten Auflage der „Theorie der Bogen- und Hängebrücken“, 1925, korrigiert denn auch tatsächlich Melan seinen Fehler mit der Bemerkung: „Man kann aber wegen der Abhängigkeit der Größe c von H doch einen größeren Fehler begehen, wenn man die Momente nach Formel 145 (früher 151) mit diesem angenäherten Werte des Horizontalzugs berechnet.“ Er rechnet auch die Zahlenbeispiele danach um.

Diese Berichtigung scheint Prof. Schachenmeier unbekannt zu sein. Die hier aufgezählten Tatsachen sollen nur zur Aufklärung des Irrtums dienen, haben aber mit der eigentlichen Deflection-Theorie nichts zu tun. Bei den Berechnungen der Delaware-River-Brücke wurde der jeweilige wagerechte Zug unmittelbar bestimmt, ohne irgendwelche Benutzung der Elastizitätstheorie, und die Biegemomente sind dieselben, die sich bei irgend einer anderen Ableitung der Gleichungen ergeben würden.

Der Unterzeichnete hat die Zahlenbeispiele Bleichs nach den Gleichungen der Deflection-Theorie berechnet und in allen Fällen dieselben Zahlenwerte gefunden, sowohl für den wagerechten Zug als auch für die Biegemomente. Prof. Schachenmeier spricht von einem „nicht unbedenklichen Fehler, der auf einer unzulässigen Näherungslösung einer transzendenten Gleichung beruht“. Er ist im Irrtum. Die grundlegende Momentengleichung, die Melan entwickelt, kann auf verschiedenen Wegen abgeleitet werden und ist vollständig korrekt. Bleich kommt auch zu derselben Momentengleichung.

Die Ursachen der größeren Ersparnis bei Anwendung der Deflection-Theorie gegenüber der Elastizitätstheorie an Biegemoment und Scherkraft bei der Delaware-River-Brücke gegenüber den Beispielen bei Melan und Bleich sind die weitaus größere Spannweite der Brücke, ihr großes Eigengewicht und hohe Nutzlast. Bei Melan ist $l = 150$ m, bei Bleich $l = 200$ m, bei Delaware-River $l = 533,4$ m. Die von Melan und Bleich benutzten Beispiele sind im Vergleich mit der Delaware-River-Brücke kleine und steife Bauten.

Die Deflection-Theorie wurde von mir erweitert und für Hängebrücken mit Seitenöffnungen entwickelt und zuerst im Jahre 1903 bei der Berechnung der Manhattan-Brücke in New York angewendet. In dem Bericht Modjeski über diese Brücke im Jahre 1909 wurde sie, von Turneaure nachgerechnet, als korrekt gutgeheißen. Später habe ich diese Theorie bei der Verstärkung der Williamsbrücke in New York benutzt und zuletzt bei dem Entwurf und der Berechnung der Delaware-River-Brücke angewendet.

New York, 21. Februar 1927.

Leon S. Moisseiff.

Da in dem Aufsatz des Herrn Prof. Dr. Schachenmeier über die Delaware-Brücke wie auch in der vorstehenden Äußerung des Herrn Ingenieur Moisseiff wiederholt auf meine „genauere Theorie der versteiften Hängebrücken“ Bezug genommen und von Fehlern bei ihrer Anwendung gesprochen wird, so sei es mir gestattet, die nachstehende Aufklärung zu geben.

Bei einer Hängebrücke werden infolge der Durchbiegung η des Versteifungsträgers die auf ihn wirkenden positiven Momente um $H\eta$ verringert. Für die Größe dieser Verminderung ist der Wert $c^2 = \frac{H}{EJ}$ maßgebend, worin H den wagerechten Zug der Kette und J das mittlere Trägheitsmoment des Versteifungsträgers bedeuten. Die gewöhnliche, als Näherungstheorie bezeichnete Berechnung nimmt auf diese Korrektur $H\eta$ keine Rücksicht, was bei genügend steifen Trägern nur kleine, auf Seite der Sicherheit gelegene Fehler, bei biegsamen Trägern aber einen unwirtschaftlichen Mehraufwand an Baustoff zur Folge haben kann. Die Anwendung der genaueren Theorie erscheint daher im letzteren Falle berechtigt. Allerdings ist sie nur auf dem Wege wiederholter Annäherungsrechnung durchführbar. Die Größe c , die in der Gleichung für die Biegemomente auftritt, ist nämlich vom wagerechten Zug H abhängig, dieser selbst wird aber wieder durch die Biegsamkeit des Versteifungsträgers, also durch c beeinflusst. In den früheren Auflagen meines Buches „Theorie der Bogen- und Hängebrücken“ habe ich zwar die richtige Formel für H aufgestellt, aber in dem darin gerechneten Beispiel mich damit begnügt, den nach der Näherungstheorie ermittelten Wert von H einzuführen. Die Momente wurden dadurch etwas zu klein erhalten, doch war der Fehler bei den in dem Beispiel vorliegenden Verhältnissen nur gering. In der 1925 erschienenen letzten Ausgabe des Buches habe ich aber darauf hingewiesen, daß es notwendig ist, die Rechnung zu wiederholen, wenn sich zwischen dem nach der strengen Formel gerechneten Werte von H und jenem, der in c eingesetzt wurde, eine größere Abweichung ergibt. Dies wurde auch an einem Beispiel gezeigt. Ein anderes Verfahren zur strengeren Berechnung versteifter Hängebrücken mit biegsamen Versteifungsträgern ist mir nicht bekannt, und wenn bei der Berechnung der Delaware-Brücke so vorgegangen wurde, so kann von deren Unrichtigkeit nicht gesprochen werden.

J. Melan.

Zu den beiden vorstehenden Zuschriften bemerke ich, daß es mir fern lag, den hohen wissenschaftlichen Wert der zuerst von Melan gegebenen strengeren Theorie der versteiften Hängebrücke zu bezweifeln. Es mag sein, daß nicht, wie ich vermutete, jene Näherungslösung schuld ist an gewissen mir unwahrscheinlich vorkommenden Ergebnissen, sondern daß diese andere Ursachen haben. Aber daß ich nichts gegen die Melansche Theorie an sich, sondern nur gegen die Art der Anwendung und

Weiterbildung durch die Amerikaner etwas sagen wollte, geht aus dem Wortlaut meines Aufsatzes S. 838 klar hervor.

Ich gebe auch zu, daß ich anstatt von „Fehlern“ besser von Abweichungen gesprochen hätte; denn ich bin der Meinung, daß die „gewöhnliche Theorie“ nach der sicheren Seite, die „Deflection-Theorie“ aber nach der unsicheren Seite abweicht von den wirklichen Werten der Biegemomente. Meine Zweifel in die Richtigkeit der Zahlenergebnisse der amerikanischen Rechnungsweise wurden vor allem erweckt durch die Stelle in einer Veröffentlichung Moisseiffs im „Journal of the Franklin Institute“, Oktober 1925, Vol. 200, Nr. 4, S. 459, die etwa wie folgt lautet:

„Nehmen wir einmal an, die Mittelloffnung sei mit Verkehrslast belastet, die eine Durchsenkung in der Mitte um 5' erzeugt. Die verformte Kabelkurve hat dann einen um 5' größeren Pfeil, also bei ursprünglich 200' wird er jetzt 205' betragen. Mit dem ursprünglichen Pfeil betrug der wagerechte Kabelzug aus Eigengewicht $H = 25\,000\,000$ lbs; nach der Verformung wird der Kabelzug dagegen nahezu 2,5%, d. h. um 610 000 lbs kleiner sein. Nun ist das Biegemoment an irgend einer Stelle des Versteifungsträgers $M = \mathfrak{M} - Hy$.

Wenn man jetzt die Änderung von H , nämlich $\Delta H = 610\,000$ lbs multipliziert mit der neuen Ordinate der Kabelkurve, d. h. mit $f = 205'$, so erhält man ein Moment von 125 000 000 ft. lbs. Dieses Moment wirkt als Entlastungsmoment insofern, als es das Biegemoment im Versteifungsträger vermindert. Dasselbe gilt für die Verkehrslastwirkung H_p , die ihren Anteil zu der Stabilität des Polygons liefert und entsprechend das Moment im Träger vermindert. Der hohe Betrag des entlastenden Moments beleuchtet zur Genüge die wirtschaftliche Bedeutung dieser Theorie der Berechnung.“

Hiergegen habe ich folgendes einzuwenden:

1. Wenn H kleiner wird um ΔH , so wird das Moment nicht kleiner, sondern größer um ΔHy ; denn es ist $M' = \mathfrak{M} - (H - \Delta H)y = \mathfrak{M} - Hy + \Delta Hy = M + \Delta Hy$.

Von einer „Entlastung“ kann also wenigstens in diesem Zusammenhange keine Rede sein.

2. In der genauen Formel für das Moment, s. Melan, Handb. 1925, S. 56, Gl. 145; bzw. Bleich, S. 458, Gl. a oder Müller-Breslau II. 2. 1925, S. 294, Gl. 5, nämlich

$$M = \mathfrak{M} - H_p(y + \Delta y) - H_g \Delta y$$

kommt überhaupt nicht $\Delta H_g y$, sondern $H_g \Delta y$ vor, was keineswegs dasselbe ist.

Bei einer so unklaren und unzutreffenden Darstellung des Sachverhalts durch Herrn Moisseiff ist es nicht zu verwundern, wenn auch mein Zutrauen zu den Zahlenergebnissen seiner „Deflection-Theorie“ geschwunden ist. Jedenfalls handelt es sich hier um ein wichtiges und noch nicht völlig geklärtes Problem, dessen sachlich-kritische Behandlung in der Öffentlichkeit von Nutzen sein kann. Es wäre gut, wenn die „Deflection-Theorie“, die ja nach Moisseiff etwas ganz anderes ist als die Melansche Theorie, in vollem Umfange bekanntgegeben und zur Besprechung gestellt würde.

Der geringe mir zur Verfügung gestellte Raum gestattet es leider nicht, alles das auszuführen, was ich zur Sache noch zu sagen hätte. Vielmehr muß ich mir vorbehalten, bei anderer Gelegenheit in einem besonderen Aufsatz nochmals darauf einzugehen.

München, März 1927.

Dr. W. Schachenmeier.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnoberräte Montag, Mitglied der R. B. D. Königsberg (Pr.), als Mitglied zur R. B. D. Erfurt, Hellwig, Mitglied der R. B. D. Erfurt, als Mitglied zur R. B. D. Berlin und Scheele, Mitglied der R. B. D. Stettin, als Mitglied zur R. B. D. Königsberg (Pr.), die Reichsbahnräte Dr. jur. Fehtkötter, Vorstand des R. V. A. Stargard (Pom.), als Mitglied (auftrw.) zur R. B. D. Stettin, Krischer, bisher bei der R. B. D. Köln, als Vorstand zum R. V. A. Osnabrück, Kadatz, bisher bei der R. B. D. Berlin, zur R. B. D. Essen, Brill, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Trier, als Leiter einer Abteilung zum R. A. W. Nied, Hirn, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Nied, als Leiter einer Abteilung zum R. A. W. Trier, Erich Müller, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Königsberg (Pr.), nach Berlin als Leiter der Versuchsabteilung für Bremsen beim R. A. W. Grunewald und Schwager, Leiter der maschinentechnischen Neubaubteilung beim R. A. W. Braunschweig, als Leiter einer Abteilung zum R. A. W. Götha.

Überwiesen: die Reichsbahnräte Friedrich König vom R. B. A. Stuttgart 2 zur dortigen R. B. D. und Neuber von der R. B. D. Frankfurt (Main) zum R. B. A. 1 daselbst sowie der Reichsbahnratmann Eberhard, Vorsteher der Bahnstation Stuttgart Hbf., zum R. B. A. Stuttgart 2.

Übertragen: den Reichsbahnräten Dr. jur. Karl Hermann in Altona, Rimrott in Halle (Saale), Dr. jur. Pischel in Breslau und Dr. jur. Wick in Elberfeld die Stellung eines Mitgliedes bei der dortigen R. B. D.

Gestorben: Reichsbahnoberrat Buhtz, Vorstand des R. V. A. Frankfurt (Main) und die Reichsbahnräte Hülsner, bisher bei der R. B. D. Hannover, und Johannes Schröder, Vorstand des R. B. A. Eschwege.

INHALT: Der Umbau der Murgbrücke bei Rastatt, km 96,9 der Badischen Hauptbahn. — Auskleidung von offenen Abwasserkanälen. — Über Binder von Lokomotiv- und Ötterschuppen. — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Berechnungsgrundlagen für eiserne Straßenbrücken. — Eiserne Spundwände bei Behebung von Hochwasserschäden. — Fugeneisen mit ineinandergreifenden Verzahnungen. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Personalnachrichten.