DIE BAUTECHNIK

11. Jahrgang

BERLIN, 6. Oktober 1933

Heft 43

Alle Rechte vorbehalten.

Die Mainbrücke bei Wertheim.

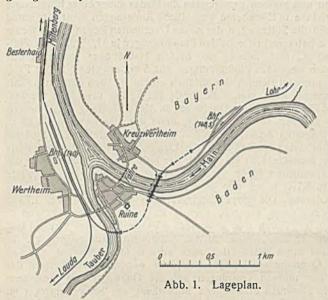
Von techn. Reichsbahn-Oberinspektor Hugo Wittenzellner, Oberingenieur a. D., München.

Wertheim, infolge seiner malerischen Lage auch Klein-Heidelberg genannt, liegt im schönsten Teil des unteren Maintales an der Mündung der Tauber in den Main. Über der Stadt erhebt sich, den Eingang des Taubertales beherrschend, auf halber Höhe eines bewaldeten Bergsporns die mächtige Ruine der Stammburg der vormaligen Grafen zu Wertheim, heute im Besitze der Fürsten von Löwenstein-Wertheim.

Da die im Jahre 1854 erbaute Hauptbahn von Würzburg nach Aschaffenburg den weit nach Süden ausgreifenden Bogen des Maintales zwischen Lohr und Aschaffenburg abschnitt, blieb Wertheim zunächst ohne Bahnanschluß. Erst in den Jahren 1867/69, durch die Erbauung der eingleisigen Hauptbahn Lauda—Wertheim, kam die erste Bahnverbindung

gekrümmt und an den Enden bis zum Untergurt herabgezogen; die Füllstäbe waren zur Verringerung der Knicklänge in der Trägerebene durch ein in der Mitte durchlaufendes Band nochmals abgestützt. Ober- und Untergurte hatten Querverbände (Abb. 2).

In dem Bestreben, die Nebenspannungen in den Fachwerkstäben tunlichst auszuschalten, hat Gerber bekanntlich als erster den Grundsatz durchgeführt, daß die Netzlinien der an einem Knotenpunkte zusammenstoßenden Fachwerkstäbe sich in einem Punkte schneiden müssen. Bei der Mainbrücke hat Gerber dann, um keinerlei Verbiegungen in die einzelnen Stäbe zu bekommen, von der Einnietung der Stäbe in Knotenbleche abgesehen und sie jeweils in Zentralbolzen zusammengeführt, deren



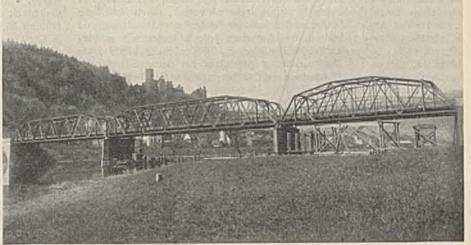


Abb. 2. Ansicht der alten Brücke.

Wertheims durch Anschluß an das badische Bahnnetz zustande. Im Jahre 1881 folgte die auf bayerisches Gebiet führende eingleisige Nebenbahn Wertheim—Lohr und 1910 eine Nebenbahn nach Miltenberg, so daß Wertheim nunmehr nach zwei Seiten an das bayerische Netz angeschiossen ist (Abb. 1).

Infolge der Lage Wertheims am Zusammenfluß von Tauber und Main hatte die das Maintal aufwärts führende Bahn nach Lohr gleich hinter dem Bahnhof Wertheim große Geländeschwierigkeiten zu überwinden. Nach Überschreitung der Tauber, kurz hinter der Station Wertheim, durchschneidet die Bahn in einem längeren Tunnel den Burgberg und führt unmittelbar beim Austritt aus dem Tunnel nach Unterführung der Maintalstraße auf einer Fachwerkbrücke mit drei Öffnungen über den Main (km 35,480 von Lohr). Etwa 200 m hinter der Brücke durchschreitet die Bahn abermals einen Tunnel und gelangt sodann zur ersten bayerischen Station Kreuzwertheim.

Unmittelbar flußabwärts der Bahnbrücke über den Main, auf gemeinsamen Unterbauten, wurde gleichzeitig mit dieser eine Straßenbrücke vollkommen gleicher Bauart erstellt.

1. Die bestehende Bahnbrücke über den Main.

Die eingleisige Bahnbrücke bei Wertheim führt in einem Winkel von 70° mit zwei Flußöffnungen von je 67,9 m Stützweite und einer Flutöffnung von 39,6 m Stützweite über den Main. Die Brücke liegt in einer Steigung von 1:423 gegen Kreuzwertheim. Während die großen Öffnungen noch in der Geraden liegen, fällt der kleine Überbau zum größten Teil schon in die zum Kreuzwertheimer Tunnel führende Gleiskurve von 300 m Halbmesser.

Das Bauwerk ist gegründet auf den in etwa 6 m unter der Mainsohle anstehenden Buntsandstein. Widerlager und Pfeiler sind in Schichtenmauerwerk aus Buntsandstein ausgeführt.

Die Fachwerküberbauten wurden im Jahre 1881 von der damaligen "Süddeutschen Brückenbau-Aktiengesellschaft" in Gustavsburg (heutigen MAN.-Werk Gustavsburg) unter der Leitung des bekannten Altmeisters deutscher Brückenbaukunst, Heinrich Gerber¹), erbaut. Sie hatten untenliegende Fahrbahn auf Quer- und Schwellenträgern; die Obergurte waren

Durchmesser bei sämtlichen Knotenpunkten einheitlich 90 mm betrug. Besondere konstruktive Durchbildung sorgte für genügende seitliche Versteifung der Gelenkknoten. Auch die Schwellenträger zeigen diese Anordnung; sie sind mit Zentralbolzen von 33,7 mm Durchm. beweglich an die Querträger angeschlos-

Die vorbeschriebene Bauweise wurde seinerzeit bei einer Reihe von Brücken der bayerischen Staatsbahn ausgeführt. Während noch einige derartige Straßenbrücken, darunter die bereits erwähnte, neben der Wertheimer Bahnbrücke liegende Straßenbrücke über den Main, vorhanden sind, ist die hier behandelte Brucke die letzte Bahnbrücke dieser Bauart, die nun auch den Anforde-

sen (Abb. 3).

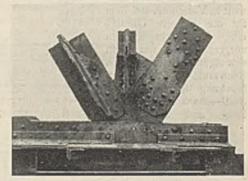
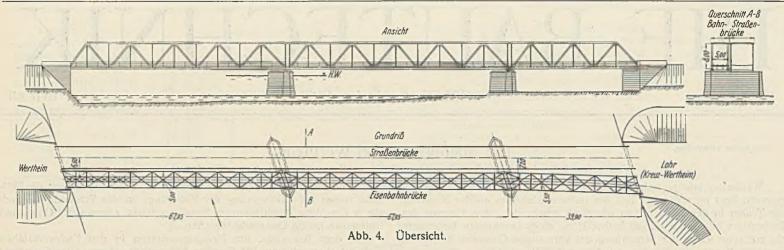


Abb. 3. Knotenpunkt mit Zentralbolzen der alten Brücke,

rungen der schwereren Lastenzuge zum Opfer gefallen ist.

Ein wesentlicher Grund des Ersatzes der alten Überbauten war der zu hohe Lochleibungsdruck der obenerwähnten Gelenkbolzen, der nach den "Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken" (BE) vom Jahre 1925 nicht mehr als das 1,3fache der zulässigen Zug- und Biegespannung der zu verbindenden Teile betragen darf, während bei der Erbauung der Brücke, entsprechend den Vorschriften der vormaligen bayerischen Staatseisenbahnen, der 2,5fache Wert zugrunde gelegt worden war.

¹⁾ Berger, Sudd. Bauzeitung 1932, Heft 32; Kapsch, Z. d. VdI 1932, Heft 48.



Da eine Verstärkung der alten Überbauten nicht in Frage kam, wurde deren Ersatz durch neue, für Lastenzug E bemessene und neuzeitlicher Brückenbautechnik entsprechende Überbauten beschlossen.

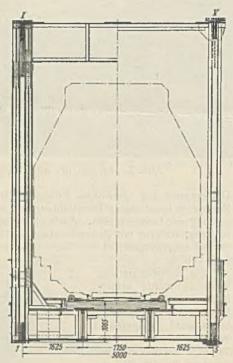
2. Die neue Eisenbahnbrücke. a) Entwurf und Konstruktion.

Für die neuen Überbauten wurde im Zentralbauamt bel der Gruppenverwaltung Bayern in München ein Entwurf aufgestellt, der zwar drei eingleisige Einzelüberbauten in Parallelfachwerk vorsah, durch Schaffung eines für das Auge durchlaufenden Bandes infolge der Anordnung von Blindstäben über den Pfeilern das Aussehen jedoch wesentlich zu ver-

bessern suchte (Abb. 4). Die nebenliegende Straßenbrücke bleibt zwar bestehen, sie wird jedoch mit ihren gegenüber der neuen Bahnbrücke sehr kleinen Querschnittsabmessungen das Gesamtbild wenig beeinflussen.

Die parallelen Gurtungen wurden durch obere und untere waagerechte Verbände ausgestelft; die Fachwerke wurden mit Zug-Druckstreben und ausgefüllt. Um die verschiedene Steigung der Endstreben möglichst auszugleichen, wurde die Feldteilung in der Brückenachse gieichmäßig durch-geführt. Die Fahrbahn auf Quer- und Schwellenträgern liegt unten zwischen den Gurtungen.

Die MAN Gustavsburg, der die Ausführung der Überbauten übertragen wurde, brachte einen Entwurf in Vorschlag, bel dem für die kleinere Öffnung Blechbalkenüberbau vorgesehen war, um damit den eigentlichen Zweck des - die Über-Bauwerks brückung des Mains durch scharfe Trennung der Flutund Strombrücke



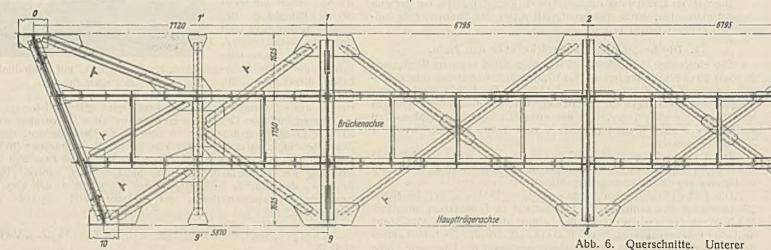
Zu Abb. 6.

klarer in Erscheinung treten zu lassen. Mit Rücksicht auf die bei diesem Vorschlag stark beeinträchtigende Wirkung des Gesamtbauwerks durch die hinter dem Blechbalkenüberbau emporragende alte Straßenbrücke wurde dieser Entwurf nicht weiter verfolgt.

Da an dem Mauerwerk der Widerlager und Pfeiler infolge ihres einwandfrelen und statisch genügenden Zustandes außer einer Erneuerung der Auflagerbänke in Eisenbeton wesentliche Änderungen nicht notwendig waren, wurden die Stützweiten der neuen Überbauten gegen früher wenig verändert; sie betragen in den beiden Flußöffnungen je 67,95 m, in der Flutöffnung 39,90 m. Der Abstand der beiden Hauptträger wurde in den in der Geraden liegenden Flußöffnungen mit 5 m festgelegt; in der Flutöffnung, die noch im Bereich der nördlich anschließenden Krümmung mit 300 m Halbmesser liegt, mußte die Breite auf 5,50 m vergrößert werden. Zur besseren Einfügung dieses Überbaues in die Krümmung wurde dessen Achse etwas gedreht, so daß diese am Ende des Überbaues um 1,16 m von der verlängerten Achse der großen Öffnungen absteht. Die Systemhöhe der Überbauten beträgt 8 m, die Lichthöhe über S.-O. mindestens 6 m und die Bauhöhe 1,30 m, ähnlich der bisherlgen, so daß die für die Schiffahrt wesentlichen Maße keine Änderung erfuhren. Die Feldweite ergab sich zu 6,795 m bei den großen Überbauten und zu 6,65 m bei der kleinen Öffnung. Die Schwellenträger, deren Abstand durchweg 1,75 m beträgt, erhielten einen eigenen, vertleft liegenden Schlingerverband in K-Form (Abb. 5). Der untere waagerechte Verband, dessen Streben sich in den Feldern kreuzen, wurde an den Schwellenträgern aufgehängt. In den Endfeldern eines jeden Überbaues wurden in Verbindung mit den Querträgern Querscheiben²) angeordnet, um ungünstige Wirkungen der Dehnungen der unteren Gurtungen auf die Querträger zu verhindern (Abb. 6). Die hierdurch erzwungene Mitwirkung der Schwellenträger an der Aufnahme der Gurtkräfte wurde bei Bemessung der Schwellenträger berücksichtigt, bei Bestimmung der Querschnitte des Untergurtes jedoch nicht in Rechnung gesetzt. Der schräge Abschluß an den Überbauenden wurde durch Konsolen der Schwellenträger ausgeglichen, so daß ein Aufliegen der Schweilen teils auf Träger, teils auf Mauerwerk vermieden

Der obere waagerechte Verband erhielt eine rautenförmige Ausfachung, deren Endquerstäbe über den Portalen zur Stabilisierung des Rautenfachwerks durch leichte Fachwerkkonstruktionen ausgestelft wurden. Der Verband stützt sich auf senkrechte Endquerrahmen, die jeweils in der Ebene des ersten senkrechten Querträgers angeordnet wurden. Die Auflagerstühle wurden wechselweise fest und beweglich angeordnet, in der

²) Weidmann, Bauing. 1932, Heft 5/6; Hofmann, Bauing. 1932, Heft 41/42.



Weise, daß die festen Lager am unteren Lagerpunkte jeder Öffnung (gegen Wertheim) zu liegen kamen.

Die Fahrbahn wurde nach den Regelplänen der Gruppenverwaltung Bayern ausgebildet. Hiernach werden die hölzernen Querschwellen auf den Schwellenträgern satt eingekämmt und sind hierdurch in der Querrichtung festgelegt, während in der Längsrichtung eine beschränkte Verschiebung ermöglicht ist. Die Querschwellen sind beiderseits an den Enden durch eingekämmte Streichbalken verbunden. Zwischen den Schlenen ist die Fahrbahntafel mit Waffelblechen abgedeckt; die in gleicher Höhe liegenden Fußwege erhielten Holzdielenabdeckung, die in einzelne abnehmbare Tafeln zusammengefaßt und auf eigene Längsträger verlegt ist.

Um Untergurte und Fahrbahntafel von unten her besichtigen zu können, wurde in jeder Öffnung ein von Hand fortzubewegender Besichtigungswagen angebracht, dessen Fahrschienen seitlich außen, oberhalb der Untergurte liegen. Die Wagen wurden der Schiefe der Pfeiler entsprechend gebaut, um ein gutes Anlegen an die Pfeiler und damit möglichstes Freihalten des Lichtprofils unter der Brücke zu gewährleisten.

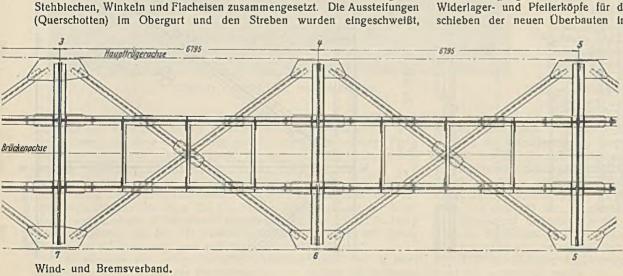
b) Ausführung.

Wie bereits erwähnt, wurden die gesamten Bauarbeiten der MAN übertragen. Die Konstruktionen für die beiden großen Öffnungen wurden im Werk Gustavsburg, die kleinere Konstruktion im Werk Nürnberg der MAN ausgeführt. Die Gesamtleitung des Umbaues lag in den Händen der RBD Nürnberg, die örtliche Bauleitung beim Betriebsamt Würzburg 2.

Die statische Berechnung, der die Belastung nach Lastenzug E der BE zugrunde gelegt wurde, und die Konstruktionszeichnungen wurden vom Unternehmer aufgestellt und im Zentralbauamt geprüft. Als Baustoff wurde für die gesamte Konstruktion, mit Ausnahme der Fußweg- und Geländerkonstruktion, St 52 mit Nieten St 44 gewählt; Fußweg- und Geländerkonstruktion sowie etwalge Futterstücke und die Besichtigungswagen mit Fahrbahnträgern wurden in St 37 mit Nieten St 34, die Lagerstühle in Stahlguß, die Rollen hierzu in geschmiedetem Stahl ausgeführt. Das Gesamtgewicht der Konstruktion ergab sich zu 723 t, worin etwa 60 t St 37 und 16 t Stahlguß enthalten sind. Auf 1 lfd. m Brückeniänge umgerechnet, beträgt das Stahlgewicht hiernach 4,1 t, auf 1 m² Grundfläche rd. 0,8 t. Vergleichende Untersuchungen hatten gezeigt, daß durch die Verwendung von St 52 eine Gewichtsersparnis von rd. 20% erzielt wurde, dementsprechend ergab sich eine Kostenersparnis von rd. 7%. Bei der reichlichen Höhe der Überbauten bleibt die statische Durchbiegung trotz der Ausführung in Baustoff St 52 in so mäßigen Grenzen, daß Befürchtungen hinsichtlich verstärkter dynamischer Einflüsse, die sich auf die Lebensdauer der neuen Überbauten nachteilig auswirken könnten, nicht begründet sind.

Das Material wurde großenteils von der Gutehoffnungshütte in Oberhausen-Sterkrade, die Breiteisen von den Hahnschen Werken in Großenbaum geliefert. Die Nachprüfung des Materials St 52 ergab Streckgrenzen von 36 bis 41,1 kg/mm², Bruchgrenzen von 52,9 bis 59 kg/mm² und Dehnungen von 20,2 bis 23,5 % das Material war sohin einwandfrei.

Für die Querschnittausbildung wurden die in Bayern wegen der besseren Übersichtlichkeit und Unterhaltung schon von jeher bevorzugten geschlossenen Querschnittformen T und H gewählt, was durch die Verwendung von St 52 besonders erleichtert wurde, da hierdurch die Querschnittdicken vermindert und damit die Nietlängen verkürzt wurden (Abb. 7). Nachdem erfahrungsgemäß beim Nieten von St 44 ein volles Ausstauchen der Bohrungen ohnehin nur durch sorgfältigste Arbeit zu erreichen ist, besonders bei größerer Länge der Bohrungen, so war die Verkürzung der Niete, ohne daß die geschlossene Querschnittform aufgegeben werden mußte, besonders erwünscht. Die Querschnitte wurden durchweg aus Stehblechen, Winkeln und Flacheisen zusammengesetzt. Die Aussteifungen (Querschotten) im Obergurt und den Streben wurden eingeschweißt,



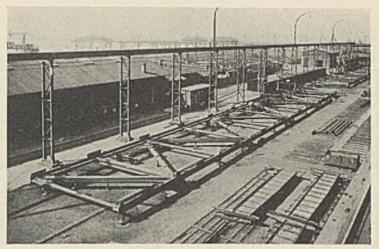


Abb. 8. Hauptträger auf der Zulage.

während im übrigen alles genietet wurde. Quer- und Schwellenträger wurden als Blechträger von gleicher Hohe ausgeführt, wodurch die Überbindung der Schwellenträger an den Querträgern mit oberen und unteren Überbindungslaschen in einfacher Weise gelöst werden konnte.

Die Ausführung in der Werkstätte geschah bei den Hauptträgern nach dem bayerischen Zulageverfahren3). Es wurden zunächst die einzelnen Hauptträgerstäbe hergestellt, wobei sämtliche Nietlöcher in den zusammengehörigen Teilen gemeinsam gebohrt wurden. Hierbei wurden die Löcher für die Heftniete gleich auf den richtigen Durchmesser, die Löcher für die Stoß- und Anschlußniete jedoch gegen den Solldurchmesser um 3 mm kleiner gebohrt. Sodann wurden die einzelnen Hauptträgerstäbe in einer waagerechten Ebene genau planmäßig, unter Beachtung der vorgeschriebenen Überhöhung, zusammengebaut und mit Heftschrauben fest verbunden (Abb. 8). Nach dem Zusammenlegen jedes Hauptträgers wurden die Stoßund Anschlußbohrungen einschließlich der zugehörigen Laschen und Knotenbleche mit Hilfe von fahrbaren Bohrmaschinen und gut geführten Bohrern auf den richtigen Durchmesser aufgebohrt. Hierdurch war Gewähr gegeben, daß bei der nachfolgenden Aufstellung alle Bohrungen einwandfrei zusammenpassen und nicht berechenbare Montagespannungen durch Zusammenziehung der Querschnittelemente, wie es beim Schablonenverfahren nicht immer vermieden werden kann, ausgeschaltet wurden. Die höheren Kosten des vorbeschriebenen sogenannten Zulageverfahrens gegenüber dem heute in der Werkstätte meist üblichen Schabionenverfahren dürften durch die einfachere Aufstellung, bei dem keinerlei Aufreiben zahlreicher Stoß- und Anschlußbohrungen mehr notwendig ist, mindestens ausgeglichen werden.

Auch im vorliegenden Falle hat sich bei der Aufstellung das vorhergegangene Zulageverfahren, besonders auch beim Freivorbau eines Teiles der Konstruktion, bestens bewährt.

c) Aufstellung.

Aus den gegebenen Verhältnissen, eingleisige Anlage der Bahnlinie Lohr-Wertheim und unmittelbare Nähe der Straßenbrücke stromab der Bahnbrücke, ergab sich für die Auswechslung der Überbauten der Bahnbrücke folgender Aufstellungsvorgang:

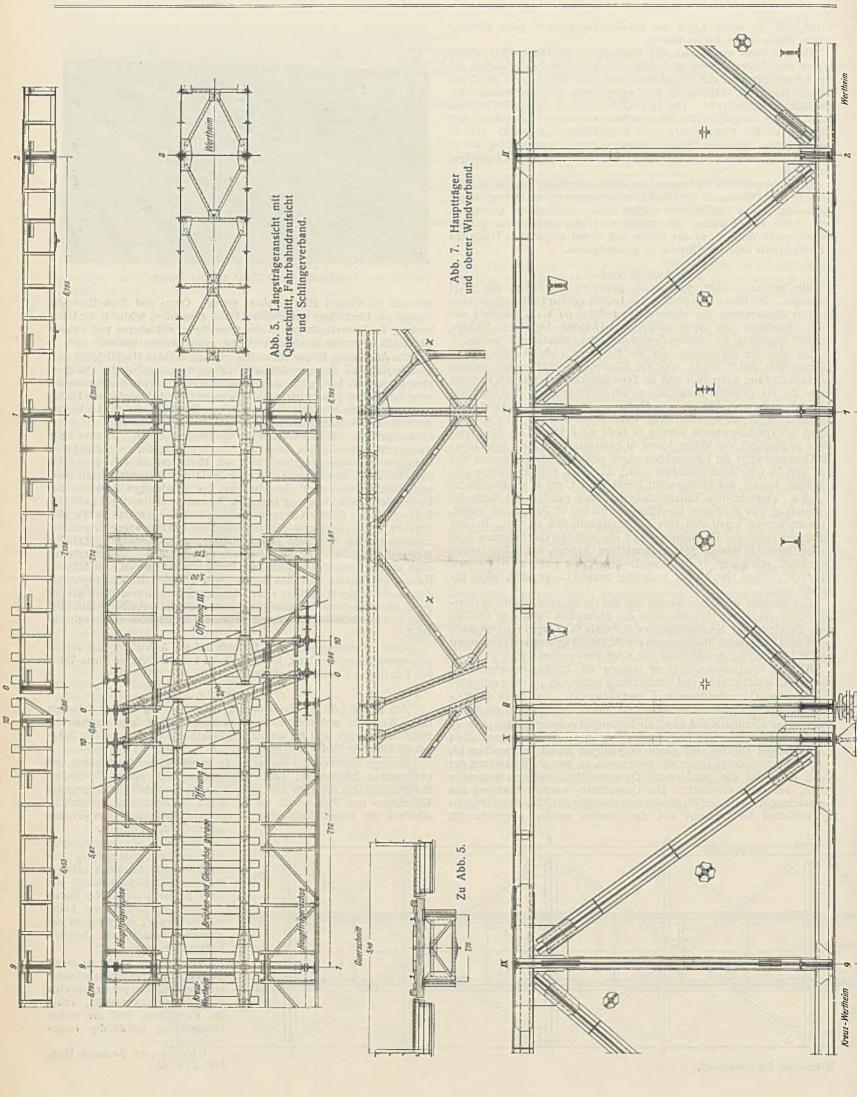
Montage der neuen Überbauten in beheifmäßiger Lage neben der bestehenden Bahnbrücke; nach Fertigstellung der neuen Überbauten Betriebstillegung, Abbruch der alten Konstruktion und Abänderung der Widerlager- und Pfeilerköpfe für die neuen Auflagerbänke, sodann Einschieben der neuen Überbauten in ihre endgültige Lage und Wieder-

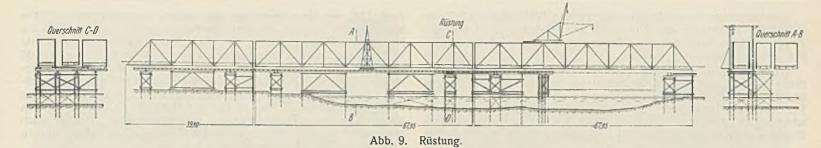
aufnahme des Verkehrs.

Von der Wasserbaubehörde war zur Aufrechterhaltung des Schiffs- und Floßverkehrs auf dem Main eine Schiffahrtöffnung von 30 m lichter Breite in der linken Stromöffnung (Wertheimer Seite) vorgeschrieben, die während der gesamten Bauzeit von Gerüsten freizuhalten war.

Demzufolge wurde stromaufwärts der bestehenden Bahnbrücke ein Montagegerüst mit eingebauten Verschubgerüsten erstellt, wobei die Flutöffnung und die rechte Stromöffnung vollständig einge-

³⁾ Weidmann, Bautechn. 1926, Heft 20 u. 22.





rüstet wurden (Abb. 9). In der linken Stromöffnung wurde die Unterrüstung nur bis Knotenpunkt 3 geführt. Unter diesem Punkte wurde ein Gruppenjoch angeordnet und für den weiteren Tell des rechten Stromüberbaues — über der Schilfahrtoffnung — Freivorbau vorgesehen, wobei das Gruppenjoch für einen Auflagerdruck von 220 t zu bemessen war. Die Ausbildung des Gerüstes war die allgemein übliche. Das Gruppenjoch bestand aus acht Holzpfählen für jeden Auflagerpunkt; zur einwandfreien gleichmäßigen

joch für einen Auflagerdruck von 220 t zu bemessen war. Die Ausbildung des Gerüstes war die allgemein übliche. Das Gruppenjoch bestand aus acht Holzpfählen für jeden Auflagerpunkt; zur einwandfreien gleichmäßigen Übertragung des Stützendruckes auf die einzelnen Pfähle erhielt es eine eiserne Verteilungskonstruktion.

Konstrukt linken St dadurch e Freivorbar wurden m

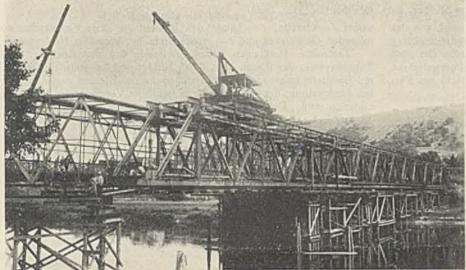


Abb. 10. Frelvorbau des linkseitigen Stromüberbaues.

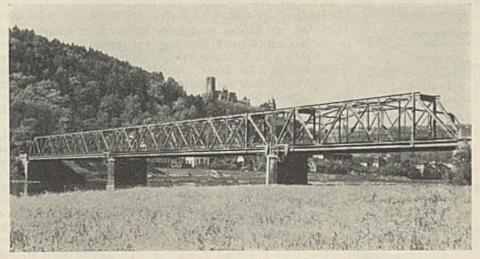


Abb. 11. Ansicht der fertigen Brücke.

Für die Schiffahrt wurde stromaufwärts eine Einweisvorrichtung in die Fahrrinne nach Angabe der Flußaufsichtsbehörden geschaffen. Zur Durchführung der ohne eigene Treibkraft flußabwärts kommenden Flöße wurde ein Motorboot als Schlepphilfe während des ganzen Baues vorgehalten.

Das Montagegerüst war mit dem Bahndamm auf Kreuzwertheimer Seite durch eine Zufahrtbrücke verbunden. Auf diesem Bahndamm stand ein Ablade-Portaikran, mit dem die von Station Kreuzwertheim auf Bahnwagen ankommende Konstruktion ausgeladen wurde. Mit Hilfe eines Schmalspurgleises wurden die zusammenzubauenden Teile der neuen Überbauten auf Transportwagen zum Montagegerüst befördert.

Die Montage der neuen Stahlkonstruktion gliederte sich in zwei Abschnitte. Der Überbau der Flutöffnung und der rechten Stromöffnung

wurde in der üblichen Weise mittels eines auf dem Gerüst laufenden, elektrisch betriebenen Portalkranes aufgestellt, ebenso der linke Stromüberbau bis Punkt 3. Von hier ab begann der Freivorbau. Um diesen durchführen zu können, wurde nach dem Abnieten der bis dahin montierten Konstruktion der mittlere Überbau mit der Teilkonstruktion 0—3 des linken Stromüberbaues über dem rechten Strompfeiler verbunden und dadurch ein genügend langer Ankerarm für den sechs Felder umfassenden Freivorbau (Punkt 3—9) geschaffen. Die frei vorzubauenden Teile wurden mit Hilfe eines auf den Obergurten der bereits fertiggesteilten

Konstruktion laufenden Derricks von 12 m Ausladung feldweise zusammengebaut (Abb. 10). Bei Beendigung des Freivorbaues ergab sich eine Durchbiegung der Freivorbauspitze von 95 mm, die mit der rechnungsmäßigen gut übereinstimmte. Nach Heraushebung dieser Durchbiegung mittels Druckwasserpressen wurde die Verbindung des mittleren mit dem linken Überbau über dem Pfeiler gelöst und jeder der drei nunmehr fertiggestellten Überbauten auf Verschub-



Abb. 12. Ansicht der Brücke von Westen (badisches Ufer).

wagen gesetzt. Dadurch wurde das Montagegerüst frei, und es konnte nunmehr an den Abbruch der alten Überbauten gegangen werden.

Da Wertheim von zwei Seiten an die Hauptbahn Würzburg—Aschaffenburg angeschlossen ist, konnte für die Auswechslung der Überbauten der Bahnverkehr zwischen Wertheim und Kreuzwertheim ganz gesperrt werden. Der Güterverkehr wurde über Aschaffenburg—Miltenberg umgeleitet, während der Personenverkehr mit Kraftomnibussen aufrechterhalten wurde.

Der Abbruch der alten Konstruktion geschah auf einem Abbruchgerüst, dessen Pfähle schon mit dem Montagegerüst gerammt worden waren, während die Oberrüstung aus dem freigewordenen Montagegerüst hergestellt wurde. Auch beim Abbruchgerüst mußte selbstverständlich die vorgeschriebene Schiffahrtöffnung freigehalten werden. Nach Stillegung des Bahnverkehrs wurden die alten Überbauten auf dem Gerüst abgestützt, sodann in Teile von etwa 3 t Gewicht autogen zerschnitten und diese mit dem auf dem Obergurt der neuen Brücke laufenden, vorher zum Freivorbau benutzten Derrick herausgehoben und abtransportiert. Über der Schiffahrtöffnung geschah der Abbruch durch freies, rückwärtiges Abbauen. Um dies zu ermöglichen, mußte die Abbruchfolge naturgemäß umgekehrt zur Richtung der Neumontage — also vom Wertheimer Widerlager aus — vor sich gehen.

Sogieich nach Freiwerden der betreffenden Widerlager und Pfeller folgte die Umänderung der Widerlager- und Pfellerköpfe, zu welchem Zweck die alten Sandsteinquader herausgehoben und durch Eisenbetonbänke ersetzt wurden.

Nach Abbruch des jeweiligen alten Überbaues und Fertigstellung der neuen Auflagerquader wurde der betreffende neue Überbau mittels Verschubwagen, die sich auf entsprechend vorgerichteten Laufbahnen der Verschubgerüste bewegten, eingeschoben. Nach Beendigung der Verschlebung und Aufbringen des neuen Gleises konnte der Verkehr zwischen Werthelm und Kreuzwertheim wieder aufgenommen werden (Abb. 11 u. 12).

d) Bauzeiten und Verschiedenes.

Mit der Planbearbeitung wurde Anfang September 1931 begonnen; nach Durchführung der Materialbeschaffung wurde im Januar 1932 in die Bearbeitung der Stahlteile in der Werkstätte eingetreten. Da von der Wasserbaubehörde bestimmt wurde, daß während der Hochwasser- und Eisperiode keinerlei Gerüste im Flußbett stehen dürfen, konnte erst im

April 1932 mit der Herstellung der Gerüste begonnen werden. Die Montage und Nietung der drei Überbauten wurde vom 30. Mai bis 10. August 1932 durchgeführt. Der Abbruch der alten Überbauten dauerte 10 Tage, die neuen Überbauten wurden vom 3. bis 6. September 1932 eingeschoben. Nach Fertigstellung des Oberbaues wurde am 12. September 1932 die Probebelastung, die eine einwandfreie und der Berechnung entsprechende Tragfähigkeit der Überbauten ergab, vorgenommen, worauf unmittelbar der Verkehr über das Bauwerk wieder aufgenommen wurde. Die gesamte Unterbrechung des Bahnverkehrs zwischen Wertheim und Kreuzwertheim dauerte drei Wochen. Größere Schwierigkeiten haben sich durch die Stillegung nicht ergeben.

Die Gesamtkosten des Brückenumbaues belaufen sich auf 465 000 RM. Die gesamten Arbeiten wurden von der MAN in altgewohnter Sorgfalt einwandfrei und ohne wesentlichen Unfall durchgeführt. Die Deckanstriche wurden in silbergrauer Tönung mit Eisenglimmerfarbe durch Malermeister der Umgegend hergestellt; die Farbe wurde vorschriftsgemäß durch die RBD beschafft.

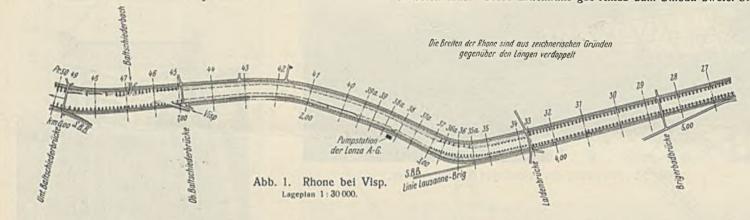
Das Längenprofil geschiebeführender Flüsse als Gleichgewichtslinie zwischen Räumungskraft und Geschiebegröße.

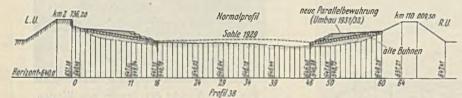
Von A. von Steiger, eidg. Oberbauinspektor, Bern.

In Bautechn. 1930, Heft 9, S. 126, hat der Verfasser gezeigt, wie das Längenprofil der geschlebeführenden Flüsse einer Gleichgewichtskurve zustrebt, die neben Wassertiefe und Gefälle in der Hauptsache nur noch von der Größe der Geschiebe abhängig ist, wobei merkwürdigerweise die Geschiebemenge nicht wesentlich in Betracht fällt; es besteht das Verhältnis:

wobei J= Gefälle, l= Länge des größten in einer Flußstrecke noch rollenden Geschlebes und t= größte Tiefe bei höchstem Hochwasser. Zahlreiche Messungen haben erwiesen, daß der Koeffizient n im

Zahlreiche Messungen haben erwiesen, daß der Koeffizient n im Buhnensystem der Rhone etwa 0,035 beträgt und bei einheitlichem Profil mit Parallelbewehrung auf 0,020 sinken kann. Hieraus ergibt sich, daß bei Ausschaltung der Buhnen eine wesentliche Verringerung des Gefälles eintreten muß. Diese Erkenntnis gab Anlaß zum Umbau zweier Strecken





der mit Buhnen korrigierten Rhone durch Auffüllung der Buhnenfelder und Schüttung von Steinen in Leitwerkform (Abb. 1 bis 3). Diese Versuche wurden in zwei Abschnitten von je 3 km Länge unterhalb Martigny und oberhalb der Vispmündung durchgeführt. Das Füllmaterial wurde an geeigneten Stellen durch tiefe Baggerung dem Flußbett entnommen und die Ausbildung der Sohle dem nächsten Hoch-

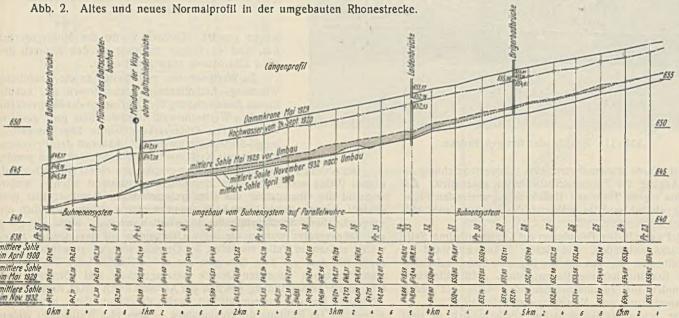


Abb. 3. Längenprofil. Etwa 1:40 500.

Während das an die Versuchstrecke unten anschließende, in bezug auf Räumungskraft und Geschiebegröße nähernd im Gleichgewicht befindliche Flußbett unverändert blieb (Abb. 4), vertlefte sich die Sohle vom unteren Anfangspunkte der Umbauten ausgehend flußaufwärts einer regelmäßigen Linie (Abb. 5), wobei in der Strecke von Visp das Gefälle innerhalb der umgebauten Strecke von 2,13 % auf 1,67 % auf 1,67 % herabgesunken ist. In einer Entfernung von 2 km oberhalb

wasser überlassen.



Rhone. Blick von der oberen Baltschiederbrücke.

Abb. 4. Alte Korrektion mit Buhnen, flußabwärts.

Abb. 5. Umgebaute Strecke mit neuen Parallelwuhren, flußaufwärts.

des unteren Endes der umgebauten Strecke betrug somit die Sohlenvertiefung rd. 1 m.

An dieser Stelle ragen die außergewöhnlich langen Buhnen des linken Ufers noch ins neu geschaffene Kanalprofil hinein, und soweit der Abfluß durch diese von einer Seite einspringenden Bauten gestört wird, nämlich auf 300 m Länge, ist die Vertiefung nur in beschränktem Maße eingetreten.

Die dortige auffällige, vorläufig noch andauernde Verengung des Kanals vermochte die hemmende Wirkung der Einbauten bisher nicht voll aufzuwlegen. Am oberen Ende der neuen Korrektion ist die Vertiefung von 1 m wieder vorhanden; sie wird anwachsen, sobald die erwähnten Buhnenköpfe zerfallen oder entfernt werden.

In den umgebauten Strecken hat sich im zweiten und dritten Jahre keine wesentliche Änderung der Sohlenlage mehr gezeigt, dagegen reichen die nunmehr eingetretenen Vertiefungen in der oben anschließenden, an den Ufern unveränderten, im Buhnensystem ausgebauten Strecke bis auf eine Entfernung von 2 km hinauf. Es zeigt sich somit, daß ein Umbau bei weitem nicht überali notwendig ist, wo man eine Einsenkung der Wasserstände anstrebt.

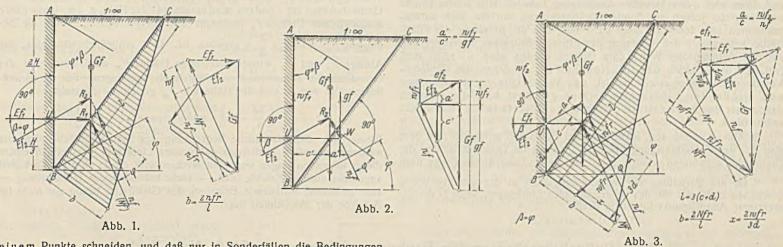
In früheren Jahren wurde oftmals versucht, mittels Baggerung das Flußbett zu entlasten; der ausgehobene Kanal füllte sich aber sofort wieder ganz auf, und die Erhöhung der Hochwasserdämme bei stetig ansteigender und gleichzeitig auch immer breiter werdender Flußsohle konnte auf die Dauer nicht mehr als Abwehrmittel gegen Überschwemmungen genügen. Das neu eingeführte Verfahren zur Eintiefung der Rhone und entsprechenden Senkung der Wasserspiegellagen des Flusses wird in den vorher bedrohten Gegenden sehr geschätzt.

Alle Rechie vorbehalten.

Neues vom Erddruck.

Von Ingenieur Max Buchwald, Konigsberg (Pr.).

In vielen Abhandlungen über Erddruck wird als unwiderlegliche Tatsache betont, daß die Theorie von Coulomb in ihren Voraussetzungen einen Widerspruch enthält, daß sich nämlich die das Gewicht des Gleitkelles stützenden Kräfte mit dessen Schwerlinie in der Regel nicht in kraft, nicht aber auf ihre Lage, die unveränderlich sein soll, und zwar weil der Einheitsdruck auf die Gleitfläche (ebenso wie der auf die Wand) immer nur geradlinig wachsen könne, die Druckverteilung also an die Dreieckform gebunden sei. Damit freilich wäre der eingangs angeführte

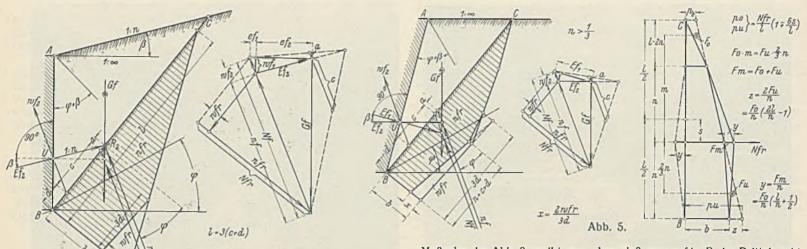


einem Punkte schneiden, und daß nur in Sonderfällen die Bedingungen für eine statisch einwandfreie Begründung seiner Theorie gegeben sind. Die Berechtigung dieser fast schon zum Dogma gewordenen Angabe soll in folgendem untersucht werden.

Zunächst werde der einfachste Beiastungsfall, lotrechte Wand und waagerechtes Gelände, betrachtet, wobei nach Abb. 1 die Richtung des Erddruckes auf die Wand je nach deren Beschaffenheit zwischen Ef_1 und Ef_2 liegen kann. Im ersten Grenzfalle, dem Sonderfall der glatten oder starren Wand, schneiden sich Gf, Ef_1 und Nf im Punkte R_1 , und Kräftespiel wie Spannungsverteilung auf Wand und Gleitfläche sind eindeutig bestimmt bzw. festzustellen. Im zweiten Grenzfalle — rauhe Wand — müßten sich die Gf stützenden Kräfte, Ef_2 und nf, in R_2 schneiden. Nach der bisherigen Anschauung hat nun die Wandreibung, abgesehen vom Erddruck auf die Wand, nur allein Einfluß auf die Größe der Gleitflächenstütz-

Mangel der Coulombschen Theorie erwiesen — wenn diese Auffassung einer näheren Prüfung standhält.

Wird nun aber im zweiten Grenzfalle die Wandreibung in ihrer vollen Auswirkung berücksichtigt, so ergibt sich das in Abb. 2 dargestellte Bild. Die teilweise Stützung des Gleitkeiles durch die Wand, durch wf_1 , bedingt eine ergänzende senkrechte Stützkraft gf, deren Lage durch die Beziehung $\frac{a'}{c'} = \frac{wf_1}{gf}$ bestimmt ist. Legt man nun nf durch R_2 , so wird die Linie UW zur Waagerechten bzw. eine Parallele zu ef_2 , das Krafteck wird zugleich Seileck, und die Lage von nf ist unanfechtbar festgelegt. Die Druckverteilung auf die Gleitfläche bleibt hierbei ungeklärt, sicher ist nur, daß die Spannungsfläche kein Dreieck sein kann. Um Aufschluß über ihre Gestalt zu erhalten, ist es nötig, vom Kräftespiel



der reibungslosen Wand auszugehen und nach Abb. 3 eine Nf gleichgerichtete Seitenkraft der Wandreibung, wf_2 , durch ihren Angriffspunkt U zu legen. 1) (Die damit entstehende waagerechte Seitenkraft ef_1 kommt in der Verminderung des Erddruckes auf die Wand zur Erscheinung.) An Stelle der ursprünglichen Stützkraft Nf haben wir jetzt deren zwei, wf_2 und nf, als deren Mittelkraft Nf anzusprechen ist, und von denen die erstere die Entlastung der Gleitfläche durch die Wandreibung, gewissermaßen durch die infolge dieser Reibung wirksam werdende Aufhängung des Gleitkeiles an der Wand darstellt, deren Einfluß auf die Verteilung der Belastung auf jene Fläche irgendwie sichtbar werden muß. Ihre Lage zueinander ist durch die im Krafteck angedeutete Beziehung $\frac{a}{c} = \frac{wf_2}{nf}$ gegeben. Nun ist es möglich, die Druckverteilung auf die Gleitfläche festzustellen und die Spannungsfläche aufzutragen, zu welchem Zwecke, wenn mit Nf, und wf, die zur Gleitfläche senkrechten Seitenkräfte von Nf und wf, bezeichnet werden, anzusetzen ist $\frac{2Nf}{3(c+d)}$ und $\frac{2wf}{3d}$.

Abb. 4.

Die damit erhaltene schraffierte Restdruckfläche nf_r (= $Nf - wf_r$) zeigt nun zwar eine, von der für den gleichen Fall in Abb. 1 verzeichneten Druckfläche abweichende Gestalt, sie gibt aber zweifellos ein richtigeres Bild der tatsächlichen Belastung der Gleitfläche, als jene unter

willkürlichen Voraussetzungen zustande gekommene. Im vorliegenden Beispiel ist die Länge der Gleitfläche $l=3\,(c+d)$, und diese wird daher in voller Ausdehnung belastet; eine solche Druckverteilung ist jedoch auf Sonderfälle beschränkt, auf die noch zurückzukommen ist. Jedenfalls aber steht fest, daß die Belastung der Gleitfläche keineswegs den Gesetzen des Flüssigkeitsdruckes unterliegt und nur bei reibungsloser Wand zum Dreicck werden kann — nicht muß (vgl. Abb. 5) — sowie daß in allen Fällen, in denen das Coulomb-Verfahren überhaupt anwendbar ist, das Verhältnis zwischen Lage und Größe der Stützkräfte immer gewahrt bleibt und sich diese mit der Schwerlinie des Gleitkeils stets in einem Punkte schneiden.

In Abb. 4 ist ein sog. Rankinescher Sonderfall untersucht, in dem also Ef_2 der Geländeneigung gleichläuft, womit die Dreieckbelastung der Gleitfläche erzwungen werden soll. Die Behandlung dieses Falles nach

 1) Da die Verteilung der Wandreibungskraft in der gleichen Weise geschehen muß, wie die des sie erzeugenden Erddruckes, so ist U der gemeinsame Angriffspunkt für beide Kräfte.

Maßgabe der Abb. 3 ergibt nun aber, daß zwar nf in R_2 im Drittelpunkte der Gleitsläche angreift, nicht aber die Mittelkraft Nf, von der die Gestaltung der Drucksläche abhängt, und daß die mit der Richtungssestlegung von Ef_2 verbundene Wandreibung wf_r eine weitere Veränderung jener Fläche mit sich bringt. D. h., die vorerwähnte Voraussetzung ist infolge Vernachlässigung der Wandreibung irrig, und alle an den Gleichlauf von Erddruck und Geländelinle geknüpften Folgerungen sind hinfällig. Es scheint also in der Tat nur eine mustergültige Erddrucktheorie zu geben: die des Charles Augustin de Coulomb vom Jahre 1773.

Zum Schluß sei noch darauf hingewiesen, daß nur in ganz wenigen Belastungsfällen - bei lotrechter Wand und waagerechtem Gelände, bei geboschter Wand und abfallender und bei unterschnittener Wand und anstelgender Hinterfüllung - eine reine, über ihre ganze Länge ausgedehnte Dreieckbelastung der Gleitfläche möglich ist, für die, wie schon bemerkt, die reibungslose Wand Voraussetzung ist. In allen anderen und den weitaus meisten Fällen liegt der Angriffspunkt der Stutzkraft im unteren oder mittleren Drittel der Gleitsläche, und es ergeben sich Druckflächen ähnlich der der Abb. 4 oder solche nach Abb. 5. Die erstere Lastverteilung, bei der der obere Teil der Gleitsläche spannungsfrei ist, hier also ein Spalt klaffen könnte, darf als durchaus möglich betrachtet werden, die letztere ist unbestimmt, und es sind für sie nur die beiden Bedingungen gegeben: daß im Punkte C kein Druck herrschen kann und daß die Schwerlinie der Druckfläche mit der Mittelkraft zusammenfallen muß. Von den vielen möglichen ist eine einfache, diese Bedingungen erfüllende Spannungsverteilung in Abb. 5, rechts, angegeben, die in folgender Weise bestimmt und verzeichnet werden kann. Nach Ermittlung der Randspannungen p_o und p_u wird von dem mit diesen erhaltenen Trapez oben ein Dreieck F_o von der Höhe $l-2\,n$ abgetrennt, dessen Größe bekannt ist. Sodann wird unten mit der Höhe n das, jenes obere ausgleichende Dreieck F_u bestimmt und fortgenommen, wofür die Be-

dingung $F_o \cdot m = F_u \cdot \frac{2}{3} n$ gegeben ist. Und schließlich wird eine, die Abzüge F_o und F_u wieder ersetzende Fläche F_m als Dreieck mit der Grundlinie 2n symmetrisch zur Mittelkraft angetragen. Für die Grundlinienbreite von F_u und die Hohe von F_m gelten die Formeln

$$z = \frac{F_o}{n} \left(\frac{2l}{n} - 1 \right)$$
 und $y = \frac{F_o}{n} \left(\frac{l}{n} + \frac{1}{2} \right)$.

Wenn auch die tatsächliche Begrenzung der Spannungsfläche nicht die nach vorstehendem bestimmte gebrochene Linie sein, sondern in einem dieser folgenden Bogen verlaufen wird, so gibt dieses Beispiel doch den augenscheinlichen Beweis, daß — auch bei fehlender Wandreibung — eine geradlinig wachsende Belastung der Gleitfläche häufig gar nicht im Bereiche der Möglichkeit liegt.

Neue Polizeivorschriften für Baukonstruktionen der Stadt New York.¹)

Als Ersatz für die seit 1915 gültigen Baupolizeivorschriften der Stadt New York ist ein neuer Entwurf aufgestellt worden, an dem schon seit 1928 von namhaften amerikanischen Ingenieuren gearbeitet wird. Die neuen Vorschriften haben für die V. St. A. insofern eine besondere Bedeutung, als viele größere nordamerikanische Städte sich in ihren Baupolizeivorschriften im wesentlichen nach den New Yorker Bestimmungen richten. Um die neuen Bestimmungen nicht allzubald wieder ändern zu müssen, werden, im Gegensatze zu den bisher bestehenden Vorschriften, weniger technische Einzelheiten vorgeschrieben, sondern mehr allgemeingültige Regeln aufgestellt. Für Einzelheiten wird vielfach auf die Normen der "American Society of Testing Materials" (A. S. T. M.) verwiesen.

Von den fünfzehn Abschnitten des Entwurfs seien nur solche Neuerungen erwähnt, die von den alten Vorschriften abweichen und auch für deutsche Verhältnisse von gewissem Interesse sind.

Gründungsarbelten.

Bodenuntersuchungen: Es werden nach den neuen Vorschriften stets Bodenuntersuchungen verlangt, die von einem behördlich zugelassenen Ingenieur oder Architekten überwacht werden müssen, und zwar für je 230 m² Bodeniläche mindestens ein Bohrloch. Für Gebäude über 23 m Höhe oder mit höheren Gesamtlasten (Eigengewicht und Nutzlast) als 4880 kg/m² müssen sich die Untersuchungen bis zum gewachsenen Feisboden erstrecken; sie dürfen nur wegfallen bei Häusern, die niedriger als 15 m sind und im Höchstfalle Nutzlasten von 367 kg/m² erhalten.

¹⁾ Nach Eng. News-Rec. 1933 vom 20. u. 27. April.

Bodenpressungen: Die Einteilung und Abstufung der zulässigen Bodenbeanspruchungen in fünf Klassen, je nach der Bodenart, ist bei-behalten worden und muß auch, wenn erforderlich, innerhalb eines Bauwerks durchgeführt werden. Bei Gründungen in größeren Tiefen als 30 m unter der Bordschwelle dürfen die Bodenpressungen im Höchstfalle bis um 50% erhöht werden. Eine weitere Erhöhung ist zulässig, wenn Belastungsversuche ergeben, daß bei erhöhter Bodenpressung keine größere Setzung als 19 mm eintritt und auch bei 50% Überbelastung diese Setzung nicht mehr als um 60% überschritten wird.

Pfähle: Rammlisten werden vorgeschrieben. Die Baupolizei kann

in Zweifelfällen Belastungsproben von einzelnen Pfählen oder Pfahlgruppen verlangen. Die Probelast muß das 1½ fache der zuläsigen Last betragen; die Setzung darf nach 24 Std. nicht 3 mm je t Versuchslast überschreiten. Das Einspülen von Pfählen ist nur in Ausnahmefällen zulässig.

Die zulässige Höchstlast von Holzpfählen wird von 18 auf 13,6 t herabgesetzt, wenn nicht Pfähle mit mehr als 20 cm Durchm. verwendet werden; die Pfähle müssen mindestens 3,6 m im Boden stehen. Die höchste zulässige Verjüngung von 1:40 bei Betonpfählen ist beibehalten worden. Die in Zusammenstellung i angegebenen Vergleichszahlen nach den alten und neuen Bestimmungen für Betonpfähle mit Stahlrohrmantel gelten nur unter der Voraussetzung, daß ihre Spitze bis zum gewachsenen Felsboden reicht und das Stahlrohr mindertens 10 mm Wanddicke hat.

Zusammenstellung I. Zulässige Höchstlasten für Betonnfähle mit Stahlrohrmantel

Pfahldurchmesser in cm	25	30	35	38	41	46	51	56
Höchstlast in t: Neue Vorschrift Alte Vorschrift	50	64	73	82	91	109	127	136
	35	46	58	65	72	88	105	124

Mauerwerk.

Ziegelsteine: Für Ziegelsteine gelten unverändert die Vorschriften der A. S. T. M., die eine Druckfestigkeit von 210 kg/cm² vorschreiben.

Hohlsteine: Für Hohlsteine wird die Druckfestigkeit bei Steinen mit lotrechten Trennwänden von 84 auf 98 kg/cm² und bei Steinen mit waagerechten Trennwänden von 21 auf 49 kg/cm² erhöht.

Betonsteine: Betonhohlsteine mußten nach den alten Vorschriften eine Druckfestigkeit von 49 kg/m², Betonvollsteine von 175 kg/cm² aufweisen; nach den neuen Vorschriften wird nicht zwischen Betonhohl- und -vollsteinen unterschieden. Werden die Betonhohlsteine mit den Trennwänden in lotrechter Richtung untersucht, so müssen sie eine Druckfestigkeit von 52.5 kg/cm² bei wagegerechter Richtung 21 kg/cm² 21 kg/cm² eine Druckfestigkeit von 52,5 kg/cm², bei waagerechter Richtung 21 kg/cm² aufweisen.

Beton: Nicht bewehrter Beton darf höchstens im Verhältnis 1:5¹/₂ (Zement zu grobem + feinem Zuschlag) verwendet werden und muß eine Festigkeit von mindestens 140 kg/cm² erreichen. Die zulässigen Beanspruchungen der alten und neuen Vorschriften sind nachstehend zusammengestellt:

Zusammenstellung II.

Zulässige Druckbeanspruchungen von Ziegel- und Betonsteinen.

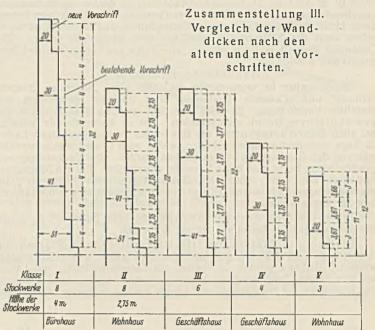
		Zulässige Druckbeanspruchung		
Art des Mauerwerks		nach den neuen Vorschriften kg/cm²	nach den alten Vorschriften kg/cm²	
Ziegelwand Vollsteine aus	Portlandzement Naturzement Zementkalk Kalk	22,7 a 17,5 7	17,5 14,7 11,2 7,7	
Hohlsteine aus	Portlandzement Naturzement Zementkalk	10,5 8,7 3,5	a a a	
Ziegelsteine Trennwände lotrecht Trennwände waagerecht	Portlandzement Zementkalk Portlandzement Zementkalk	8,7 7 4,9 4,2	7 b 3,5 b	
Betonsteine Trennwände lotrecht . Trennwände waagerecht	Portlandzement Zementkalk Portlandzement Zementkalk	4,9 4,1 4,9 4,1	5,2 b 2,1 b	
Nicht bewehrter Beton	1:5 ¹ / ₂ 1:2:4 1:2 ¹ / ₂ :5	35 a a	a 35 28	

a == keine Angabe; b == nicht zulässig.

Mörtel: Für Mörtel gelten gleichfalls die Normen der A. S. T. M. Bei Zementmörtel wird als Mindestverhältnis von Sand zu Zement 3:1 vorgeschrieben.

Tragende Wände.

Eine Erleichterung bieten die neuen Vorschriften dadurch, daß ohne Verstärkung einer tragenden Wand die Öffnungen in einem waagerechten Schnitt 50%, und nicht wie bisher nur 30% betragen dürfen. Die Wanddicken sind nur bis zu einer Höhe von 32 m angegeben, da bei höheren Bauwerken reine Mauerwerkbauten unwirtschaftlich werden. Die größte Stockwerkhöhe wird mit 4 m begrenzt. Aus Zusammenstellung III sind die Mauerdicken nach den alten und neuen Vorschriften zu erkennen.



Nutzlasten.

Die Deckennutzlasten sind gegenüber den bestehenden Vorschriften erheblich geändert worden. Für Büroräume sind sie von 292 m auf 244 kg/m² vermindert worden, jedoch sind für Trennwände 98 kg/m² hinzuzufügen; in den alten Vorschriften wurden Trennwände als Teil der Nutzlast aufgefaßt. Die bestehenden Vorschriften setzen die Nutzlast für alle Versammlungsräume, Klassenzimmer ausgenommen, mit 488 kg/m² fest; die neuen Vorschriften sehen eine Dreiteilung vor, und zwar 1. Klassenräume und Kirchen mit festen Sitzplätzen und Lesezimmern, 2. Theater und Versammlungsräume mit festen Sitzplätzen und 3. Hallen in Hotels, öffentlichen Gebäuden, Gängen, Treppen, Ausstellungsräume usw. Für diese drei Gruppen betragen die neuen zulässigen Lasten 293, 366 bzw. 488 kg/m². Für Restaurants und sonstige Speiseräume, in denen nicht getanzt wird oder deren Grundfläche kleiner als 150 m² ist, werden nunmehr 342 kg/m² im Gegensatze zu 585 kg/m² der alten Vorschriften als Nutzlast vorgeschrieben. Die größte Lastverminderung von 585 auf nunmehr 342 kg/m² im Gegensatze zu 585 kg/m² der alten Vorschriften als Nutzlast vorgeschrieben. Die größte Lastverminderung von 585 auf 366 kg/m² ist für Läden, Ställe und Personenwagengaragen vorgesehen. In Garagen sind 855 kg/m² für die Decken und 585 kg/m² bzw. eine Einzellast von 2700 kg für die Träger, Unterzüge und Stützen anzunehmen. Parkplätze (in Gebäuden) und Fußwege sind für 1220 kg/m² (1470 kg/m² in den alten Vorschriften) bzw. Einzellasten von 11 t zu berechnen. Für flache Dächer ist die Last von 196 auf 147 kg/m² vermindert worden. In mehrstöckigen Gebäuden war in den bestehenden Vorschriften für das Dach- und das oberste Geschoß die volle Last vorzusehen, für jedes darunterliegende Stockwerk jedoch je 50/o Abzug der Nutzlasten erlaubt; In den neuen Vorschriften dürfen bereits beim obersten Geschoß die Nutzlasten um 150/o vermindert werden und bei den darunterliegenden die Nutzlasten um $15^{\circ}/_{\circ}$ vermindert werden und bei den darunterliegenden jeweils um $5^{\circ}/_{\circ}$ für jedes weitere Stockwerk. In keinem Falle sollen jedoch mehr als $50^{\circ}/_{\circ}$ der Nutzlast abgezogen werden. In Lagerhäusern darf dieser Abzug $15^{\circ}/_{\circ}$ nicht überschreiten.

Stahlskelettbauten.

Schon 1930 wurden die zulässigen Beanspruchungen bei Stahlbauten aus gewöhnlichem Hochbaustahl erhöht, und zwar für Zug von 1120 auf 1260 kg/cm², in Druckstäben mit einem Schlankheitsgrade zwischen 60 und 120 um etwa 30%. Für die Werkstoffe, auch für hochwertige Stähle, werden die Normen der A. S. T. M. zugrunde gelegt.

Deckenträger: Stählerne Deckenträger müssen entsprechend den Vorschiften feuersicher ummantelt werden. Ihre Stützweite wird auf das

Vorschriften feuersicher ummantelt werden. Ihre Stützweite wird auf das 550 fache des Trägheitshalbmessers des Obergurtes und auf das 24 fache der Trägerhöhe beschränkt. Die Durchbiegung darf ¹/₃₈₀ der Stützweite, der Trägerabstand 61 cm nicht überschreiten; nur bei Holz- oder Blechdächern darf der Abstand bis 2,13 m erreichen.

Schweißen.

Schweißen ist nur unter besonderen Vorsichtsmaßnahmen erlaubt, die sich im besonderen auf eine strenge Überwachung erstrecken. Es gelten die Vorschriften des "American Bureau of Welding" von 1931; hier wird auch auf eine Überwachung durch erfahrene Schweißingenieure

großer Wert gelegt. Die zulässigen Beanspruchungen in Schweiß-nähten betragen auf Abscheren und Zug 910 kg/cm² und auf Druck 1050 kg/cm², bezogen auf die aus der Kehinahttiefe (a) sich ergebende Schweißnahtfläche. — Schneiden mit Gasschneidbrennern ist im allgemeinen zulässig, jedoch nicht an Baugliedern, die unter Spannung stehen, und an Stellen, die abgefräst werden sollen.

Schraubenverbindungen.

Während bei den alten Vorschriften Schraubenverbindungen nur bei Gußstahlteilen und bei Trägeranschlüssen zugelassen sind, werden sie nunmehr durchweg erlaubt, sobald die Gebäudehöhe 38 m oder die 2½ fache Gebäudetiefe nicht überschreitet. Bleibt die Gebäudehöhe unter 61 m oder der 2½ fachen Gebäudetiefe, so dürfen die Stützenstöße verschraubt werden. Überschreitet das Gebäude 61 m Höhe oder beträgt seine Höhe mehr als die 21/2 fache Gebäudetiefe und mehr als 30 m, so sollen auch die Stützenstöße vernletet bzw. geschweißt werden. Gebäuden über 38 m Höhe müssen alle Trägeranschlüsse genietet bzw. geschweißt werden.

Eisenbetonkonstruktionen.

Hierfür gelten im wesentlichen die 1928 vom "American Concrete Institute" und "Concrete Reinforcing Steel Institute" gemeinsam aufgestellten Vorschriften. Es wird zwischen zu überwachendem und gewöhnlichem Beton unterschieden. Der zu überwachende Beton ist bei allen Bauten anzuwenden, die ihre vollen rechnungsmäßigen Lasten 28 Tage nach Fertigstellung erhalten, wobei auch Druckversuche vor und während des Bauvorgangs vorgeschrieben werden. Bei Verwendung von gewähllehem Beton ist bei die Verwendung von gewöhnlichem Beton sind keine Versuche erforderlich. Für ein Mischungsverhältnis von $1:5^{1}/_{2}$ wird eine Druckfestigkeit von $122~{\rm kg/cm^2}$, für ein Mischungsverhältnis von $1:4^{1}/_{2}$ eine Druckfestigkeit von $154~{\rm kg/cm^2}$ nach 28 Tagen verlangt.

Die zulässigen Beanspruchungen für die Bewehrung gehen aus nebenstehender Zusammenstellung IV hervor.

Platten und Säulen: Für allseitig aufliegende Platten mit Bewehrung in zwei Richtungen sind die Vorschriften wesentlich ergänzt worden. Stützen werden in Säulen mit Längsbewehrung, mit Längsund umschnürter Bewehrung, mit Normalprofil und umschnürter Bewehrung und schließlich mit Normalprofil und Längs- sowie umschnürter Bewehrung

Zusammenstellung IV. Zulässige Beanspruchungen der Betonbewehrung.

A thread in the production of	nach den neuen Vorschriften kg/cm²	nach den alten Vorschriften kg/cm²			
Gewöhnlicher Baustahl Schienenstahl	1250 bis 1400 1400 1120 1400	1120 1120 1120 1120 1400			

eingeteilt. Stützen mit geringerem Durchmesser als 28 cm, bei eingeschossigen Bauten 15 cm, sind unzulässig. Die geringste Dicke von tragenden Wänden wird auf ½5 der freitragenden Höhe, jedoch nicht unter 15 cm, bei Decken und Dächern auf 9 cm festgesetzt.

Feuersichere Bauten.

Sie werden in zwei Klassen eingeteilt. So müssen Elsenbetonbauten der Klasse I mit mindestens 15 cm dicken Wanden bei 5 cm Betonüberdeckung der Bewehrung eine vierstündige Feuerprobe, Träger und Unterzüge mit 3,8 cm Überdeckung und Decken mit 2 cm Überdeckung eine dreistundige Feuerprobe, entsprechend den Vorschriften der A. S. T. M., aushalten. Für Bauten der Klasse II, in erster Linie Wohnhäuser, wird die dreistündige Feuerprobe auf 1½ Stunden ermäßigt.

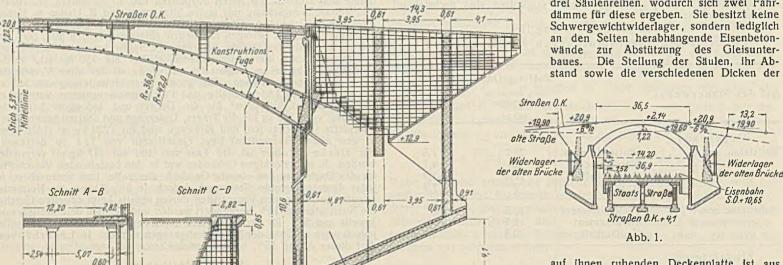
Durch die Zusammenstellung aller konstruktiven Bestimmungen für fast alle Baustoffe in einem einzigen Bande ergibt sich eine ungewöhnlich umfangreiche Vorschrift. Auch in amerikanischen Kreisen sind bereits Zwelfel über die Zweckmäßigkeit dieser Zusammenfassung laut geworden.

Im allgemeinen passen sich die Vorschriften den neueren Versuchs ergebnissen an, was vielfach zu Ersparnissen infolge Erhöhung der zu lässigen Beanspruchungen und durch Verringerung der erforderlichen Lastannahmen geführt hat. Gerade diese wirtschaftlich ausschlaggebenden Veränderungen sind für einen Vergleich mit den deutschen Vorschriften bemerkenswert. R. Bhd.

Vermischtes.

Brückenbauwerke für eine örtliche Kreuzung zweier Straßen und einer Eisenbahnstrecke in Newark, N. J. Nach einem Bericht in Eng. News-Rec., 1933, Bd. 110, Nr. 6 vom 9. Februar, S. 179, wurden kürzlich in Newark, N. J., zwei sich kreuzende Eisenbetonbrücken über einer unter ihnen hindurchlausenden Landstraße errichtet. Die oberste, eine Elsenbeton-Bogenbrücke von 37 m Spannweite, überführt eine Landstraße mit 12,2 m Dammbreite nebst zwei 2,4 m breiten Fußwegen. Darunter liegt eine Eisenbetonplattenbrücke von schiefem Grundriß im Winkel von 28° zu der unter ihr verlaufenden Landstraße. Diese Plattenbrücke liegt im Zuge der Haupteisenbahnlinie nach New York. Einen Querschnitt durch das Bauwerk zeigt Abb. 1.

Die untere der beiden Brücken, also die Eisenbahnbrücke, liegt im Einschnitt des Bahndammes und hat in Richtung der darunter verlaufenden Straße drei Säulenreihen, wodurch sich zwei Fahr-dämme für diese ergeben. Sie besitzt keine



L-D

395-

Abb. 3.

7.9

5,63-

37,0

4,72

auf ihnen ruhenden Deckenplatte ist aus dem Grundriß und den Schnitten in Abb. 2 ersichtlich. Bemerkenswert ist noch die aus Durchlaufträgern von ⊤-förmigem Querschnitt bestehende Säulenunterstützung. Die ebenfalls durchlaufende Deckenplatte der Brücke ist durch eine wasserdichte Asphaltdichtung gegen die Feuchtigkeit des Gleisbettes geschützt.

Die rechtwinklig zur Eisenbahnstrecke verlaufende Bogenbrücke besteht aus vier einzelnen Tragrippen von 1,22 m Breite und rd. 5 m Achsabstand. Die Rippen tragen Pfosten, auf denen die Fahrbahndecke ruht. Diese hat eine Dicke von 30,5 cm. Die übrigen wichtigsten Maße der Rippenhöhen und Pfostenentfernungen sowie des sonstigen Tragwerkes sind aus Abb. 3 ersichtlich.

Diese Abbildung zeigt auch die Ausführung der Rippenwiderlager in aufgelöster Bauweise sowie die Gründung der Flügel-

matern.

Die Eisenbahnbrücke wurde unter der Leitung von G. T. Hand, Oberingenieur der Lehigh Valley Eisenbahn, ausgeführt. Für die Bogenbrücke hatte J. H. Philips, Oberingenieur der Essex County Park Commission, die Oberleitung. Die Bauausführung der beiden Brücken lag auf Grund getrennter Vertigen den Hinden der Rutt Eigenbering Co. träge in den Händen der Rust Engineering Co., Pittsburg.

Die Erweiterung des Hafens Southampton. Im Jahre 1892 übernahm die englische Südwest-Eisenbahn, die Vorgängerin der heutigen Großen West-Eisenbahn, den Hafen von Southampton. Seitdem ist die Figentümerin ständig bewüht de ist die Eigentümerin ständig bemüht ge-wesen, den Hafen weiter auszubauen; auch zur Zeit sind umfangreiche Erweiterungs-bauten im Gange, obgleich die vorhandenen Anlagen wegen der allgemeinen wirtschaftlichen Notlage nicht voll ausgenutzt sind. Die Planungen rühren aber aus einer besseren Zeit her, und nachdem die Arbeiten einmal

begonnen sind, setzt man sie in der Hoffnung fort, daß es nicht mehr lange dauern möge, bis der Verkehr sich wieder belebt und die Neu-

lange dauern möge, bis der Verkehr sich wieder belebt und die Neuanlagen zur Geltung kommen.

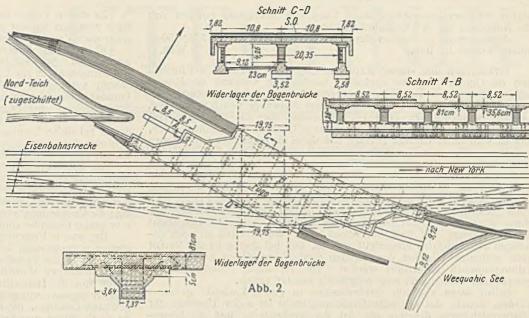
Zu den im Gang befindlichen Arbeiten, die im Hafenjahrbuch 1933
der Westbahn (s. a. Rallway Gazette 1933 vom 20. Januar) eingehend beschrieben werden, gehört zunächst eine rd. 2,3 km lange Kaimauer am
Ufer des Test-Flusses, auf der Schuppen für den Personen- und den
Güterverkehr in einer Gesamtlänge von 1,5 km errichtet werden. Vor
dieser Mauer wird das Flußbett auf 11 bis 14 m Wassertiefe bei NW
ausgebaggert, und die dabei und beim Ausbaggern der Zufahrt zu den
Liegenlätzen an der Kaimauer gewonnenen Massen werden zum Teil Liegeplätzen an der Kaimauer gewonnenen Massen werden zum Teil dazu verwendet werden, um eine Fläche von

rd. 160 ha hinter dieser Mauer aufzuhöhen, so daß dort neben den Hafengleisen noch gewerb-

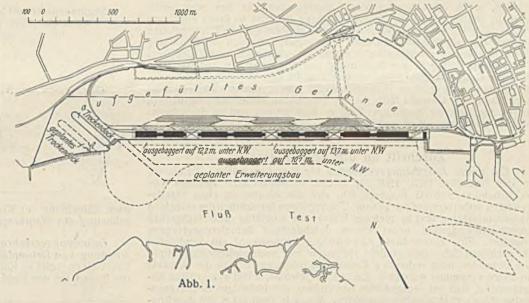
liche Anlagen errichtet werden können (s. Abb. 1).
Bei den Baggerarbeiten sind etwa 20 Mill. t Massen zu gewinnen, von denen etwa ein Drittel als unverwendbar rd. 40 km von der Küste entfernt ins Meer ausgeschüttet wird, während der Rest zum Teil Kies ist, der sich zur Betonbereitung eignet, zum Teil aus Sand mit Ton besteht und zu der erwähnten Aufhöhung verwendet wird. Diese Massen werden die ble sein 1900 m. durch verschwenkbare Rohre, die bis auf 800 m verlängert werden können, über den Rücken der Ufermauer mit Hilfe von Spülwasser befördert und über die aufzuhöhende Fläche vertellt.

Um die Ufermauer bauen zu können, wurde Tunächst ein hochwasserfreier Damm aus Kles geschüttet, dessen Außenfläche mit Faschinen befestigt wurde. Dieser Damm bildete einerseits einen Abschluß der aufzuhöhenden Fläche, anderseits den Werkplatz bei Errichtung der Mauer. Diese ruht auf 146 Senkkasten von 13.75 × 13.75 m Grundfläche (Abb. 2), die mit 13,75 × 13,75 m Grundfläche (Abb. 2), die mit Zwischenräumen von 1 bis 2 m versenkt sind. Sie sind mit einem stählernen Schuh von 1,7 m

Hohe bewehrt, auf dem sich ein 3 m hoher Eisenbetonkörper hebt. Über dieser Höhe werden die Gründungs-körper, die 24 bis 32 m tief versenkt werden, aus Betonblöcken gebildet. In der Decke des Schuhes und in dem Beton darüber sind neun achteckige Öffnungen ausgespart, durch die der Boden aus dem Innern mit Hilfe von Greifern ausgebaggert wird. Das Absinken wird durch Aufbringen von gußelsernen Blöcken befördert. Die Senkkasten wiegen an sich bis 7000 t, und bei einigen war es nötig, Belastung bis zu 4500 t aufzubringen, damit sie versanken. Um sich schiefstellende



gefüllt. Um die vordere Kante zu entlasten, blieben die vorderen Räume frei von der Ausfüllung, und zu demselben Zwecke wurden einige Teile der Kaimauer nicht hinterfüllt, sondern man ließ hinter ihnen einen freien Raum, an den sich die Aufschützung unter dem natürlichen Böschungswinkel anschloß; dieser freie Raum wurde mit einer schweren Fischbetonplatte abgedeckt die sich vorn auf die Keimauer schweren Eisenbetonplatte abgedeckt, die sich vorn auf die Kaimauer,







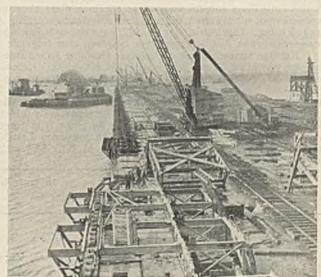


Abb. 3.

hinten auf Eisenbetonpfähle stützt. Über den Senkkasten erheben sich die Aufbauten auf der Kaimauer (s. Abb. 3).

Außerdem ist in Southampton noch ein Trockendock von 366×50 m

innerer Fläche im Bau.

Straßenbau und -unterhaltung in England. Nachdem der Ausbau und die Unterhaltung der englischen Landstraßen während der Kriegsjahre vollständig vernachlässigt werden mußte, sind die dadurch ver-ursachten Schäden mittlerweile mit einem Aufwande von 500 Mill. Pfd. beseitigt worden. Seit etwa 1½ Jahren sind aber aus Mangel an verfügbaren Mitteln alle Arbeiten auf diesem Gebiete eingestellt worden, und es wird bitter darüber geklagt, daß dabei die englischen Landstraßen verfallen. Was als Sparsamkeit erscheinen soll, ist tatsächlich Verschwendung, denn es wird eines Tages nötig sein, die Straßen mit Kosten instand zu setzen, die weit höher sind, als wenn man die Straßen dauernd in gutem Zustande erhalten hätte, und außerdem sind die Kosten nutzlos aufgewendet, mit denen das Straßennetz nach dem Kriege instand gesetzt worden ist, weil diese Arbeiten, wenn die Verhältnisse einen Wiederaufbau des Straßennetzes gestatten, nochmals ausgeführt werden müssen. Es sind neuerdings sogar die Arbeiten an noch unfertigen Straßenbauten eingestellt worden, und bei diesen ist der Verfall noch schlimmer als bei den fertigen Straßen, an denen keine Unterhaltungsarbeiten ausgeführt werden. Die für diese Teilarbeiten aufgewendeten Kosten sind also vollständig nutzlos vertan.

Selbst wenn aber die Straßendecken in gutem Zustande gehalten würden, könnte das englische Straßennetz nicht im vollen Umfange der Leistungsfähigkeit, die ihm die Art der Straßendecke und die Linienführung verleihen, ausgenutzt werden. Zahlreiche veraltete Straßenbrücken, deren Tragfähigkeit heutigen Ansprüchen nicht mehr genügt, bilden auf vielen Strecken ein Hindernis für schweren Verkehr, der infolgedessen zu weiten Umwegen gezwungen ist. Der Umstand, daß vielen Straßen ein Fußweg fehlt, beeinträchtigt ebenfalls die Möglichkeit einer Ausnutzung der Straßen im vollen Umfange dessen, was der Fahrverkehr erfordert. Die Fußgänger gehen infolge des Fehlens des Fußweges auf der Fahrbahn und behindern dadurch den Fahrverkehr. Die Rückständigkeit der Straßenbrücken ist so groß, daß ein amtlicher Bericht den Umbau von 1000 Straßenbrücken jährlich verlangt. Außerdem müßten gefährliche Ecken und Kreuzungen, sowie unübersichtliche sonstige Stellen beseitigt werden, und auch das Quergefälle mancher Straßen mußte geändert werden, wenn diese Straßen den Anforderungen, die der neuzeitliche Verkehr stellt, in vollem Umfange genügen und das in ihnen angelegte Kapital, die auf sie verwendete Arbeit den größtmöglichen Ertrag bringen sollen. Der 46. Jahresbericht einer Vereinigung, die sich die Förderung des Straßenbaues zur Aufgabe gemacht hat, weist darauf hin, daß jetzt der richtige Zeltpunkt zur Ausführung von Straßenbauten und sonstigen Arbeiten an den Straßen wäre. Straßenbaustoffe sind heute ohne Schwierigkeiten und zu günstigen Bedingungen zu haben, und — was vielleicht noch mehr ins Gewicht fällt — der Straßenbau bietet die Möglichkeit, ungelernte Arbeiter in größerer Zahl zu beschäftigen und so die Arbeitslosigkeit wirkungsvoll zu bekämpfen.

Zuschrift an die Schriftleitung.

Ein neues Ausrüstungsverfahren für Massivgewölbe. Zu diesem in der Bautechn. 1933, Heit 24, S. 307 veröffentlichten Aufsatze von Reichsbahnrat Scholl bemerke ich, daß die Ausrüstung eines Massivgewölbes selbstverständlich genaue Überlegungen hinsichtlich der einzelnen Absenkungsstufen und in gleicher Weise ein sorgfältig und sachgemäß Absenkungsstufen und in gleicher Weise ein sorgfältig und sachgemäß konstruiertes Gerüst nebst einem durchdachten Betonierungsvorgang erfordert. Eine einwandfreie Ausrüstung gelingt sowohl mlt Sandtöpfen als auch mit Schraubenspindeln, ja sogar mit noch einfacheren Mitteln wie liegenden oder stehenden Kellen, die noch kürzlich in der Schweiz mehrfach verwendet wurden¹). Zahlreiche Gewölbe, selbst von größten Abmessungen, sind bei sachgemäßer Anwendung der bisherigen Absenkungsweise störungsfrei abgelassen worden. Wenn in dem auf S. 308 beschriebenen Falle Risse aufgetreten sind, so scheinen diese eher auf örtliche Besonderheiten hinzuweisen, die mit dem Ausrüstungsvorgang an sich nichts zu fun haben. Hinsichtlich der Durchführung des vom Reichsbahrraf Scholl zu tun haben. Hinsichtlich der Durchführung des vom Reichsbahnrat Scholl

vorgeschlagenen Ausrüstungsganges bestehen aber folgende Einwände: Kräftige Senkschrauben für größere Gewölbe haben einen Kerndurchmesser von etwa 70 mm und können bei 800 kg/cm² Kernbeanspruchung mit rd. 30 t belastet werden. Die bel derartigen Schrauben angewendeten Steigungen liegen zwischen 12 und 18 mm (3 bis 5°)²). Die Reibungszahl beträgt bei solchen Spindeln (absätzige Bewegung von Gleitflächen) in geschmlertem und sonst einwandfreiem Zustande etwa 0,15 bis 0,20. Im folgenden sind die Kräfte angegeben, die an einem 1 m langen Hebelarm angreifen müssen, um derartige Spindeln zu bewegen. Last 30 t, mittlerer Gewindedurchmesser 70 mm, Reibungszahl 0,15 bzw. 0,20, Steigung 12 bzw. 18 mm:

11	12 mm 3	Steigung aufwärts	18 mm Steigung abwärts aufwärts		
	kg	kg	kg	kg	
0,15	105	216	70	-247	
0,20	152	270	122	300	

1) Limmatbrücke Baden, Eisenbahnbrücke bei Schwanden; vgl. Schweiz. Bauztg., Bd. 74.

2) Die angegebenen Abmessungen stammen von Senkschrauben, wie sie von mir verschiedentlich verwendet wurden.

Zu diesen Zahlen ist noch der Anteil aus der Reibungskraft im Spurlager zwischen Spindel und Kopfplatte hinzuzuschlagen. Dieser beträgt

unter normalen Verhältnissen etwa 65 kg.

Wie auch die Erfahrung lehrt, sind die anzuwendenden Kräfte nicht unerheblich. Sie sind in jedem Falle so groß, daß ein gefühlsmäßiges Unterscheiden der zur Lockerung notwendigen Kraft ("Schwergang" nach Scholl) aussichtslos erscheint, wenn nur einigermaßen Last aufruht. Darüber hinaus können allein schon durch die zufällig größere oder kleinere Spindelreibung wesentliche Kraftunterschiede auftreten. Ein auch nur halbwegs einwandfreier Rückschluß auf die tatsächliche Last der Spindel dürfte bei dieser Sachlage wohl kaum möglich sein. Ganz ausgeschlossen erscheint aber ein Zurückdrehen der Spindeln, das nach vorstehender Tabelle Kräfte von 280 bis 365 kg, waagerecht angreifend, erfordern würde.

Für mittlere und größere Gewölbe dürfte daher dieses Verfahren der Spindellastenkontrolle nicht anwendbar sein. Abgesehen davon können auch die übrigen Voraussetzungen — Gerüstausbildung so, daß alle Spindeln theoretisch gleiche Lastanteile tragen — oft nicht erfüllt werden. Manchmal

mag die Verwendung von Spindeln überhaupt nicht erwünscht sein. Viele sehr große Gewölbe sind mit Sandtöpfen ausgerüstet worden.

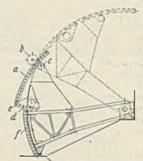
Der zweite Vorschlag Scholls, die Lastkontrolle mit Druckwasserhebeböcken vorzunehmen, vermeidet die Mängel des ersten Vorschlages und würde m. E. das Verfahren erst anwendbar machen. Die Anordnung von vielen derartigen Vorrichtungen (bei großen Gewölben 80 bis 100 Stück) würde aber die Herstellung von Gewölben sowohl verteuern als auch den Ausrüstvorgang wesentlich umständlicher machen, abgesehen von gewissen Gefahren, die der Vorgang und die Apparate zur Folge haben. An Stelle dieses umständlichen Probierverfahrens tritt dann wohl besser das Expansionsverfahren, das bei höchstens gleichem Aufwande neben einer einwandfreien, gefahrlosen und einfachen Ausrüstung wesentliche Vorteile hinsichtlich der Ausschaltung von Nebenspannungen usw. bietet. Dr.=Ing. Pistor.

Herr Reichsbahnrat Scholl erklärt, von einer Erwiderung auf die vorstehende Zuschrift vorläufig abzusehen, und zwar mit Rücksicht auf einen erst nach Abschluß weiterer Beobachtungen in Aussicht genommenen Aufsatz, in dem auch die von Herrn Pistor aufgeworfenen Fragen behandelt werden sollen.

Die Schriftleitung.

Patentschau.

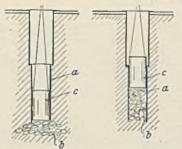
Segmentwehr mit Stauaufsatz. (Kl. 84a, Nr. 550 110 vom 6. 3. 1929 von Firma Louis Eilers in Hannover-Herrenhausen und Dipl.-Ing. Ernst



Otto Besser in Hannover.) Um das Antriebritzel am Pfeiler erheblich niedriger legen und die Pfeilerhöhe wesentlich einschränken zu können, bildet der mit der Antriebstange gelenkig verbundene Stellhebel des Stauaufsatzes einen Teil der Zahnstange. In die Triebstange a, die an der Rolle c geführt wird, greift das Ritzel b ein; durch das Gelenk e sind die Stange a und die Verzahnung h bzw. der Klappenhebel d miteinander nung b bzw. der Klappenhebel d miteinander verbunden. Bei umgelegter Klappe schließt an das untere Ende des verzahnten Klappen-

hebels d eine am Wehrkörper angeordnete Verzahnung f an. Beim Heben des Wehres kommt am Ritzel zunächst die Triebstange a, nach Aufrichtung der Klappe die Verzahnung d und schließlich die Verzahnung f des Wehrkörpers zum Eingriff.

Gründungsverfahren in wenig tragfähigem Boden unter Anwendung von Betonpfählen. (Kl. 84c, Nr. 537 358 vom 11. 3. 1926 von Emil Gerbracht in Köln-Lindenthal.) Durch das später zum Einbringen des Betons für den Pfahl dienende Vortreibrohr a werden zunächst dickere



Steine oder Steinbrocken b (Schotter) ohne Mörtelzusatz eingebracht, auf die durch den Rammbären c starke Schläge ausgeübt werden. Hierdurch werden die Steine b nicht nur nach unten, sondern vor allem auch seitlich auseinandergetrieben, so daß sie den weichen Boden seitlich verdrängen und verdichten. Dies wird besonders wirksam, wenn das Vortreibrohr während der Einschüttung und des Rammens allmählich ein wenig hochgezogen wird. Man schättet so lange

gezogen wird. Man schüttet so lange nach und rammt so lange, bis ein metallisches Klingen des Rammbären erkennen läßt, daß die betreffende Blockschicht unverrückbar und in sich nicht mehr verdichtbar geworden ist. Nach Fertigstellung des Blockes beginnt das Einstampfen des Betons für den Betonpfahl, der sich fest an den Block anschließt.

INHALT: Die Mainbrücke bei Wertheim. — Das Längenprofil geschiebeführender Flüsse als Gleichgewichtslinie zwischen Räumungskraft und Geschiebegröße. — Neues vom Erddruck — Neue Polizeivorschriften für Baukonstruktionen der Stadt New York. — Vermischtes: Brückenbauwerke für eine örtliche Kreuzung zweier Straßen und einer Eisenbahnstrecke in Newrk, N. J. — Erweiterung des Hafens Southampton. — Straßenbau und -unterhaltung in England. — Zuschrift an die Schriftleitung. — Patentschau.

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