

DIE BAUTECHNIK

9. Jahrgang

BERLIN, 27. März 1931

Heft 14

Alle Rechte vorbehalten.

Der Ausbau des Hafens von Åbo.

Von Hafeningenieur K. A. Lassenius, Åbo.

Schon vor der Gründung der Stadt Åbo, also vor etwa 700 Jahren, war die Gegend um Åbo ein vielgesuchter Handelshafen für den Waren- und den Austausch zwischen der Bevölkerung des Landes und den längs der Ostsee und deren Buchten wohnenden Volksstämmen. Nach der Grundlegung

Durch die an Finnlands Küsten vor sich gehende Landerhöhung war man gezwungen, die meisten Häfen des Landes im Laufe der Zeit mehrere Male näher an die See zu verlegen. Aus diesem Grunde ist auch Åbos Hafen wiederholt weiter den Aura-Fluß hinunter verlegt worden, um dann

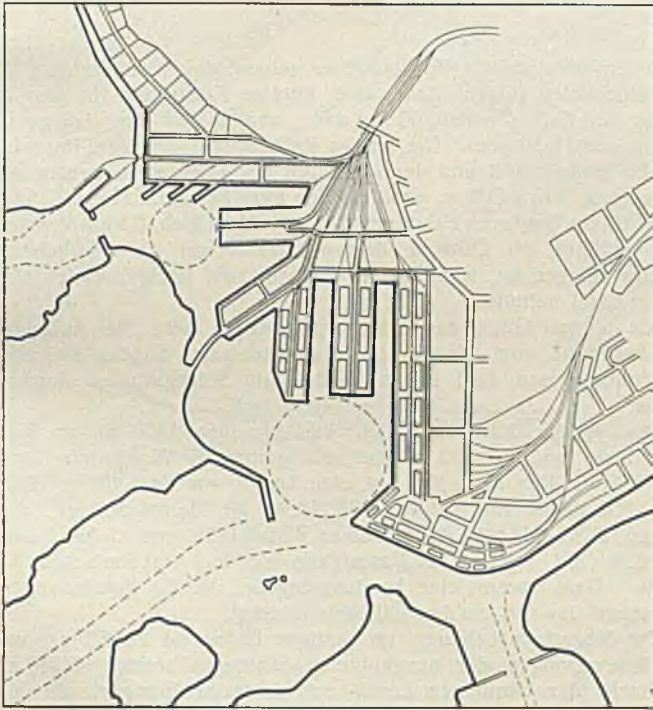


Abb. 1.

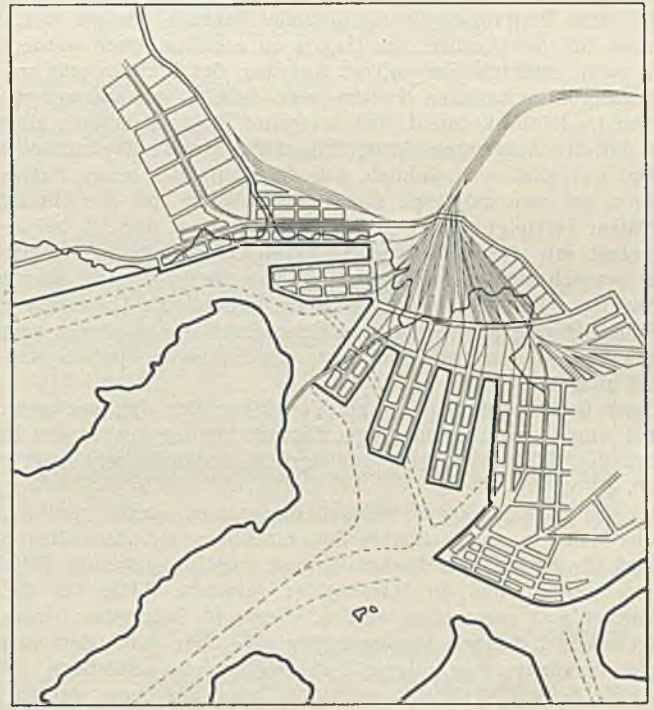


Abb. 3.

der Stadt Åbo entwickelte sie sich bald zur Hauptstadt des Landes und wurde somit im Laufe der Zeiten zum bedeutendsten Hafenplätze Finnlands. Diese leitende Stellung nahm Åbo bis zum Beginn des vorigen Jahrhunderts ein, als Finnlands Hauptstadt nach Helsingfors verlegt wurde, das sich dann bald, entsprechend seiner Bedeutung als neue Zentrale des Landes, zum bedeutendsten Seehafen Finnlands entwickelte.

Die Ausfuhr Finnlands besteht hauptsächlich aus Wald-erzeugnissen in mehr oder weniger veredelter Form. Die hierfür in Frage kommenden Rohstoffe sowie auch an sich günstigere natürliche Bedingungen finden sich hauptsächlich im Osten und Norden des Landes, aus welchem Grunde die Ausfuhr über Åbo bislang eine verhältnismäßig unbedeutende Rolle gespielt hat und mit aller Wahrscheinlichkeit auch in Zukunft spielen wird. Dagegen ist Åbo immer noch der nächstbedeutende Einfuhrhafen Finnlands und außerdem der sicherste Winterhafen des Landes, wovon der rege Seeverkehr über Åbo in besonders strengen Wintern ein beredtes Zeugnis ablegt.

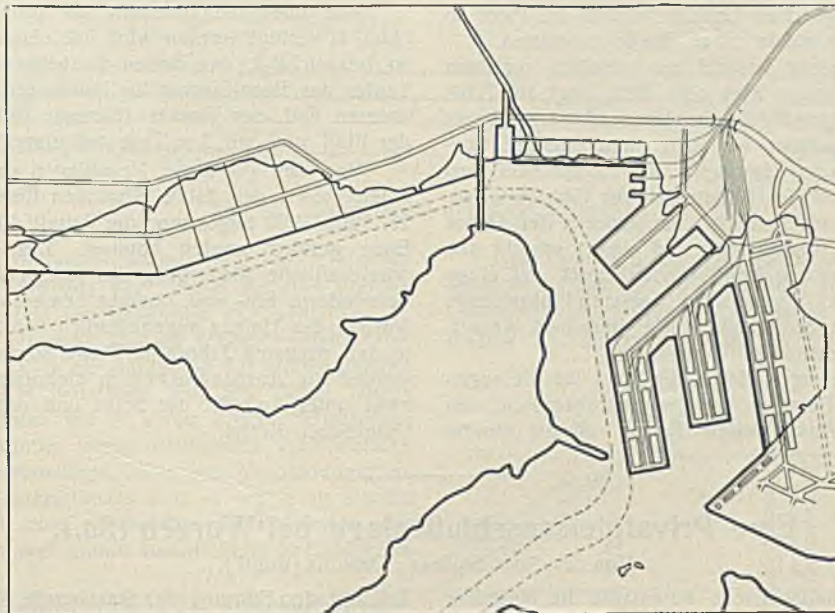


Abb. 2.

im Jahre 1900 an die Mündung des Aura-Flusses gelegt zu werden, wo der heutige Hafen liegt. Aber schon vor dem Ausbruch des Weltkrieges hatte man beobachten können, daß der Verkehr über Åbo in einem solchen Grade zunahm, daß eine Erweiterung des Hafens binnen kurzem notwendig wurde.

Bald darauf wurde hier eine private Gesellschaft gegründet, die im Hinblick auf einen Transitverkehr mit Rußland die Anlage eines größeren Hafens in unmittelbarer Nähe des Stadthafens plante und zu diesem Zweck hierfür geeignete Gebiete in einer Ausdehnung von etwa 1000 ha ankaufte. Auf Anregung dieser Gesellschaft wurden Pläne ausgearbeitet, und zwar sowohl für den privaten Hafen wie auch für die Erweiterung des städtischen Hafens. Hier-

für wurden die schwedischen Ingenieure P. K. Hörnel und Carl Semler als Sachverständige gewonnen.

Da aus hinreichend bekannten Gründen irgendeine Aussicht auf Transitverkehr mit Rußland in absehbarer Zeit nicht bestand, übernahm die Stadt Åbo das gesamte Eigentum der genannten Gesellschaft und

somit auch sämtliche Hafenpläne. Der Verfasser arbeitete hiernach einen Entwurf zur Erweiterung des Stadthafens aus, wobei die Vorschläge der Ingenieure Hörnel und Semler zugrunde gelegt und mit kleineren Veränderungen, die durch örtliche Verhältnisse und die jüngste Entwicklung des Verkehrs bedingt waren, befolgt wurden. Wegen der großen Bedeutung der Angelegenheit beschloß jedoch die Stadtbehörde, einen internationalen Wettbewerb auszuschreiben, dessen Bedingungen außer den erforderlichen Plänen nebst Höhenkurven, Angaben über Wassertiefe, Bodenbeschaffenheit usw. eigentümlicherweise auch der von mir ausgearbeitete Vorschlag zur Erweiterung des Hafens beigefügt werden sollte. Bis zum Ende der für den Wettbewerb angesetzten Frist (15. Oktober 1928) wurden 17 Vorschläge eingereicht, die von einem von der Behörde ernannten Ausschuß geprüft wurden. Die drei bestbewerteten Vorschläge sind in Abb. 1, 2 u. 3 wiedergegeben.

Die dem Preisausschreiben zugrunde liegende Absicht war, neue Gedanken für den Ausbau des Hafens zu erhalten, doch wurde dieser Zweck nicht erreicht. Ein solcher Ausgang des Wettbewerbs war von hier ansässigen technischen Kreisen auch bereits vorhergesagt worden, und zwar im Hinblick darauf, daß das ganze Problem dadurch eingengt wurde, daß der Ausgangspunkt der Eisenbahn von der Nystadlinie schon bestimmt war, und auch dadurch, daß die Gleise des neuen Hafens laut Programm auf eine möglichst zweckmäßige Weise mit den Gleisen des alten Hafens vereinigt werden sollten. Die Stadt hat nämlich bei anderer Gelegenheit mit den finnischen Staatsbahnen ein Übereinkommen getroffen, wonach die jetzige Verbindung zum Hafen in nicht allzu ferner Zeit beseitigt werden soll und die neuen Gleise zum Hafen von einem bestimmten Punkte der westlichsten Ecke des Hauptbahnhofes ausgehen sollen, oder von derselben Stelle, wo die Eisenbahn nach Nystad vom Bahnhof ausgeht.

Unter Berücksichtigung einiger Vorschläge der drei preisgekrönten Arbeiten wurde nun ein endgültiger Entwurf für den Ausbau des Hafens ausgearbeitet, der im April 1929 von der Hafenbehörde genehmigt wurde (Abb. 4).

Bei der Ausarbeitung des Erweiterungsplanes wurde beachtet, daß der neue Hafen in unmittelbarem Zusammenhang mit dem alten stehen muß, daß für Ausfuhr und Einfuhr, soweit möglich, getrennte Plätze angewiesen werden, daß für Massengüter getrennte Plätze für die verschiedenen Waren vorgesehen werden, ebenso für Stückgüter, ferner, daß der eigentliche Hafen ein Ganzes bilden soll, ohne durch den hindurchgehenden Straßenverkehr aufgeteilt zu werden, und schließlich, daß der Hafen ohne Schwierigkeiten in einzelnen Teilen ausgebaut werden kann, in dem Maße, wie die Zunahme des Verkehrs dies erforderlich macht. Zur Vermeidung befürchteter störender Eisanhäufungen in besonders kalten Wintern wurde der erste Pier nach Westen zu kürzer als die folgenden gewählt, und aus dem gleichen Grunde wurden die Piere so angelegt, daß die Hafenbecken nach außen zu an Breite zunehmen.

Der Baugrund des ganzen Hafens besteht aus ziemlich weichem Lehm. Der feste Grund, steingemischter Kies oder Fels, liegt auf 7 bis 32 m Tiefe unter dem tiefsten Wasserspiegel. Der Wasserstand schwankt um höchstens 2 m. Die Kaikonstruktion ist noch nicht endgültig bestimmt, wird jedoch wahrscheinlich in Eisenbeton auf Holzpfählen ausgeführt werden, mit dem oberen Teil des Kalkörpers aus Granitblöcken. Der Querschnitt wird etwa 12 m breit gemacht, um dadurch den Druck nach außen auf den Kalkörper zu vermindern und damit sowohl den Erddruck wie den von der Kaibelastung herrührenden Druck auf einen Mindestwert einschränken zu können. Wie bekannt, kommen Pfahlwürmer hier nicht vor, so daß Holzpfähle, in genügender Tiefe unter dem Wasserspiegel, als eine dauerhafte Konstruktion gelten können.

Es besteht die Absicht, den jetzigen Hafen als Platz für die regelmäßig zum Auslande gehenden Passagierdampfer beizubehalten, im übrigen wird er hauptsächlich als Ausfuhrhafen dienen. Nächst diesem

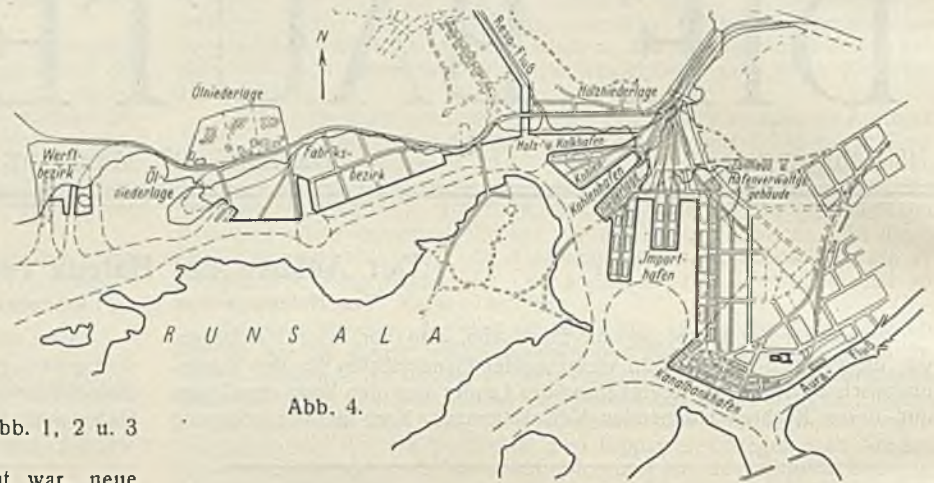


Abb. 4.

würde ein Einfuhrhafen für Stückgüter gebaut, darauf würde nach Westen der Kohlenhafen folgen, dann eine kürzere Kaistrecke für den Inlandverkehr, für Kalk, Zement, Ziegel usw., und endlich eine Anlage für die Ausfuhr von Holzwaren. Die jetzige Brücke nach der Insel Runsala wird teilweise fortgeschafft und der Weg nach der Insel weiter westwärts verlegt werden, etwa 300 m westlich des Reso-Flusses. Hierauf folgt ein auf Auffüllung liegendes Fabrikgelände und schließlich, 2,5 km vom jetzigen Hafen entfernt, ein Ölhafen, dessen Einfahrt auf der westlichen Seite Runsalas gelegen ist, während die Einfahrt zum jetzigen Hafen sich östlich der Insel befindet.

Als letztes Glied des Erweiterungsplanes wird die Ausbaggerung einer Fahrwinne vom Ölhafen längs des schmalen Sundes zwischen der Insel Runsala und dem festen Lande zum Stückguthafen durchgeführt werden.

Der jetzige Kanalbankhafen verfügt über 1350 lfd. m Kai von 6,5 m Tiefe und 170 lfd. m Kai mit geringerer Wassertiefe für Kalk, Zement usw. Der neue Kai hat eine Länge von 2445 lfd. m für Stückgüter, 800 lfd. m für Kohlen, 690 lfd. m für Holzniederlage, also zusammen 3935 lfd. m Kai mit einer Wassertiefe von 6 bis 7,5 m und 700 lfd. m Kai von 4,5 m Wassertiefe für den einheimischen Küstenverkehr. Dazu kommt eine Landungsbrücke, die die Rohrleitungen zum Aufpumpen des Öls zu den Ölbehältern trägt.

Die Magazinausdehnung im jetzigen Hafen ist 22 250 m², und das Aufnahmevermögen der neugeplanten Schuppen beträgt 93 940 m². In Anbetracht der bequemen Lös- und Ladeeinrichtungen, die für den neuen Hafen vorgesehen sind, läßt sich voraussagen, daß die Leistungsfähigkeit des Hafens nach der endgültigen Verwirklichung des gesamten Planes eine sechsmal größere sein wird.

Wie über die oberhalb der Hafenanlagen belegenen Grundstücke (Abb. 4) verfügt werden wird, ist einstweilen noch nicht bestimmt, doch ist beabsichtigt, den Boden zu beiden Seiten des kanalisierten unteren Laufes des Reso-Flusses für Fabrikanlagen frei zu lassen. Die über den unteren Teil des Flusses führende Brücke wird beweglich gebaut, und der Fluß wird auf 3 m Tiefe bei einer Sohlenbreite von 20 m kanalisiert.

Von den geplanten Neuanlagen wurde mit der Herstellung des Ölhafens sowie der dahin führenden Eisenbahngleise und Landstraßen am 28. März 1930 begonnen; die Arbeit dürfte im Laufe des Jahres 1931 zu Ende geführt werden können. Der gegenwärtig überall herrschende wirtschaftliche Niedergang hat sich leider auch in unserem Lande durch verminderte Ein- und Ausfuhr bemerkbar gemacht, weshalb ein weiterer Ausbau des Hafens augenblicklich nicht tunlich ist und auch wohl kaum in den nächsten Jahren in Frage kommen dürfte. Höchstwahrscheinlich werden die Ausbauarbeiten in mehreren Staffeln ausgeführt werden, und zwar unter Aufsicht der Stadt und unter Leitung ihrer fest angestellten technischen Kräfte.

Alle Rechte vorbehalten.

Eine Privatgleisanschlußanlage bei Wurzen (Sa.).

Von Dr.-Ing. Söllner, Oelsnitz (Vogtl.).

Die Rationalisierung der Wirtschaftsbetriebe veranlaßte die Wurzenener Kunstmühlenwerke und Biskuitfabriken vorm. F. Krietsch, ihren Speditionsbetrieb umzustellen. Die Wagenzüge der bisher zum Transport von Getreide, Kohlen und Rohmaterialien von der Bahn zur Mühle und zur Abfuhr der Fertigfabrikate dienenden gleislosen elektrischen Güterbahn bestanden aus einem Schlepper (System Schiemann), der den elektrischen Strom aus einer über der Straße gespannten Fahrleitung entnahm, und mehreren angehängten gewöhnlichen Straßenfuhrwerken. Die Linienführung der vom Bahnhof Wurzen zur Mühle führenden Bahn fiel zum

Teil mit der Führung der Staatsstraße Dresden—Leipzig durch die engen Straßen der Stadt Wurzen zusammen, so daß bei dem anwachsenden, lebhaften Kraftwagenverkehr der schwerfällige Betrieb der Güterbahn ein Hindernis bildete. Erweiterungsbauten der Mühlenwerke verursachten eine weitere Steigerung des Umschlagverkehrs zwischen Mühle und Bahn, so daß sich das Unternehmen auch zur Verminderung der Betriebsunkosten veranlaßt sah, den Transport auf der gleislosen Güterbahn aufzugeben und einen unmittelbaren Gleisanschluß zwischen Eisenbahn und Werk herzustellen.

Die im Jahre 1928 erbaute Privatgleisanlage (Abb. 1) zeigt die typische Form des Gleisanschlusses eines Werkes mit größerem Verkehrsumfang. Die Abzweigung der Privatbahn wurde zwischenzeitlich dicht am Bahnhof Wurzen aus dem Hauptgleis Dresden—Leipzig gestattet, dem Anschluß-

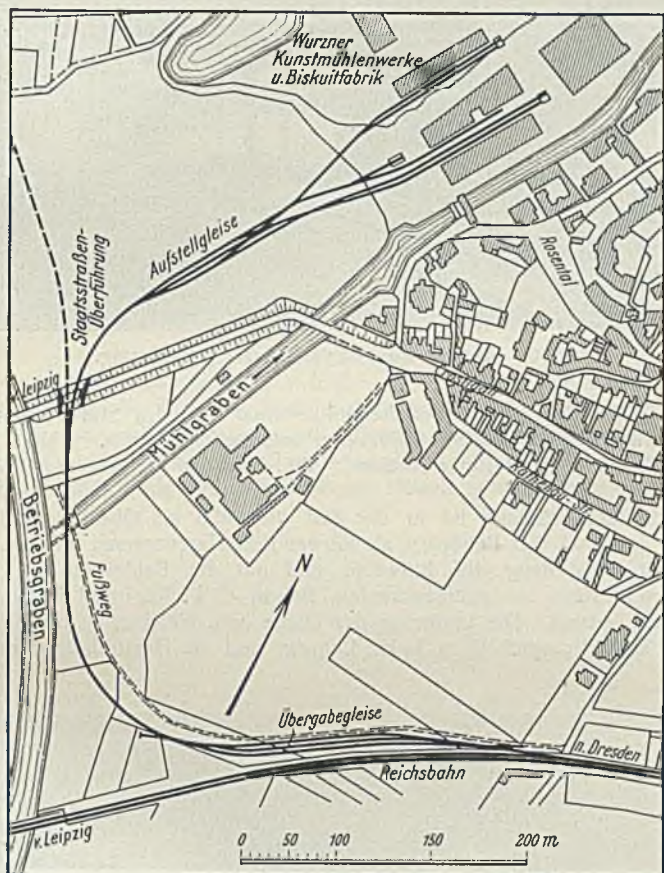


Abb. 1. Lageplan.

gleisgruppe angelegt worden. Das in den Lokomotivschuppen führende Gleis zweigt aus einem Gleisstrang ab, der am Kohlenbunker endet.

Die Geländegestaltung stellte an die bauliche Durchführung der Anlage besondere Anforderungen. Zur Überwindung des Höhenunterschiedes zwischen den Gleisen der Reichsbahn und dem Werkgleisnetz (Abb. 2) mußten umfangreiche Erdarbeiten ausgeführt werden.

Bei der Überschreitung der eiförmigen Zementrohrschleusen (Abb. 3), die den Oberwasserkanal des Staatl. Muldenkraftwerkes mit dem Mühlgraben verbinden, wurden zwei Überbrückungen mit einer Decke aus einbetonierten Altschienen hergestellt.

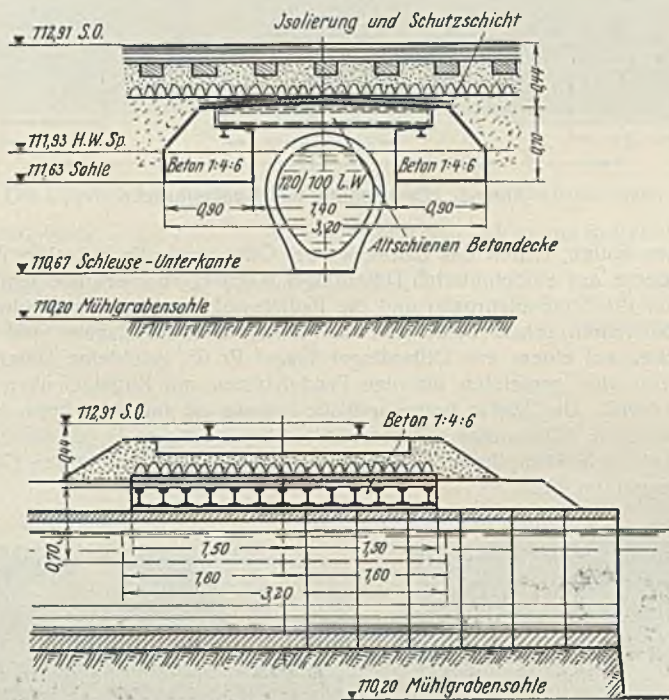


Abb. 3. Längs- und Querschnitt der Schleusenüberbrückung.

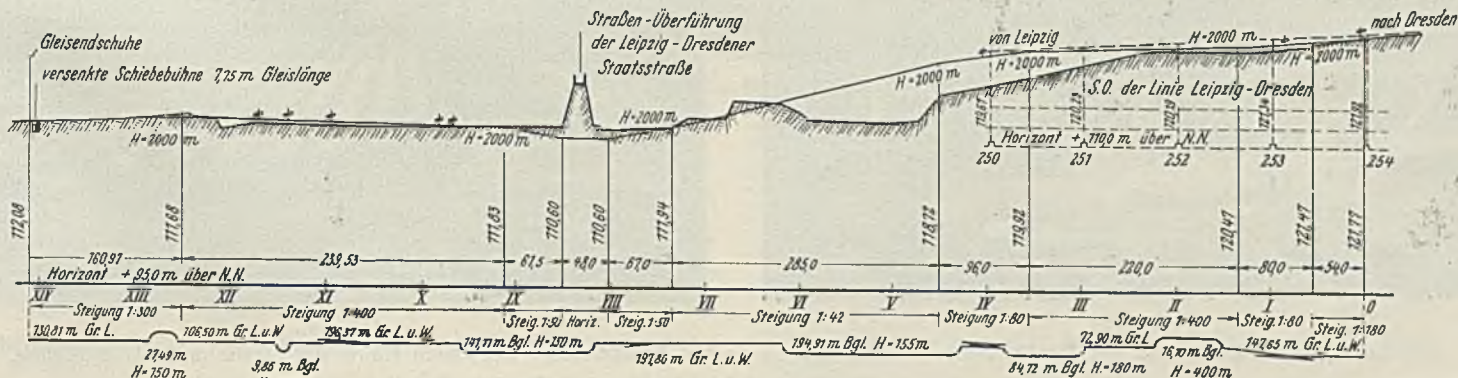


Abb. 2. Längsprofil des Anschlußgleises.

nehmer ist jedoch auferlegt, nach Durchführung des geplanten Umbaus des Bahnhofes Wurzen das Anschlußgleis bis in den Bahnhof Wurzen hereinzuführen und an ein Nebengleis des Bahnhofes anzuschließen. In unmittelbarer Folge an die Anschlußweiche sind die Wagenübergabegleise angeordnet. Sie umfassen je ein Gleis zur Aufnahme der ankommenden und abgehenden Wagen von 194 m Nutzlänge und ein 245 m langes Umfahrgleis für die Lokomotiven mit je einem kurzen Schutzgleisstumpf an den die drei vorgenannten Gleise beiderseits verbindenden Weichenstraßen. Von der Übergabeanlage führt das Verbindungsgleis unter Überwindung eines Höhenunterschiedes von rd. 10 m in starker Neigung ins Tal der Mulde hinab zum eigentlichen Werkgleisnetz, das in eine Gruppe von Aufstellgleisen und hieran anschließend in Ladegleise aufgeteilt worden ist.

Die aus dem Lageplan ersichtliche Anordnung der Werkgleise gewährleistet eine übersichtliche Betriebsführung, da alle Ladegleise unmittelbar von jedem Gleise der Aufstellgleisgruppe zugänglich gemacht sind. Die leichte Auswechslung der Wagen an den Hauptladestellen wird ferner noch dadurch erhöht, daß am Ende der Ladegleise Schiebebühnen den Übergang der Wagen auf ein parallel zum Ladegleis angeordnetes Leergleis ermöglichen. Für die feuerlose Lokomotive, die den Verschlebedienst auf dem Werkgleisnetz ausführt, ist ein besonderer Schuppen zweckmäßig in Nähe des Maschinenhauses im Anschluß an die Abstell-

Das bemerkenswerteste Bauwerk der Anschlußbahn ist die Überführung der auf etwa 5 m hohem Damm das Muldental überschreitenden Leipzig-Dresdener Staatsstraße, deren Profil neben der eigentlichen 7,70 m breiten Straßenfahrbahn noch zwei seitliche 1,5 bzw. 2,0 m breite Rad-

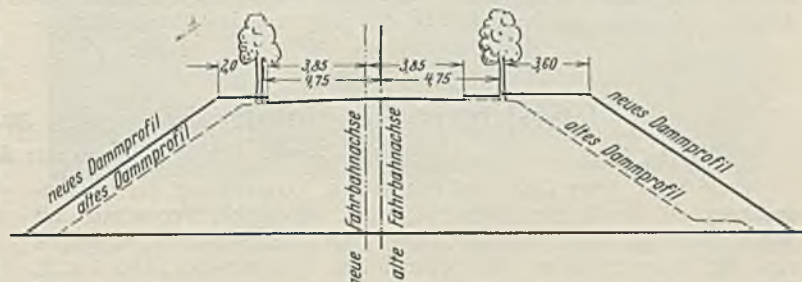


Abb. 4. Querschnitt der Staatsstraße.

fahr- und einen 3,60 m breiten Fußweg aufweist; die Gesamtbreite der Brücke beträgt demnach 14,80 m (Abb. 4).

Da neben dem Anschlußgleis der Krietschmühle noch das aus diesem Gleis vor der Unterführung mit einer Weiche 1:13 abzweigende Privatgleis nach der Wurzener Teppichfabrik unter der Straße hindurchgeführt

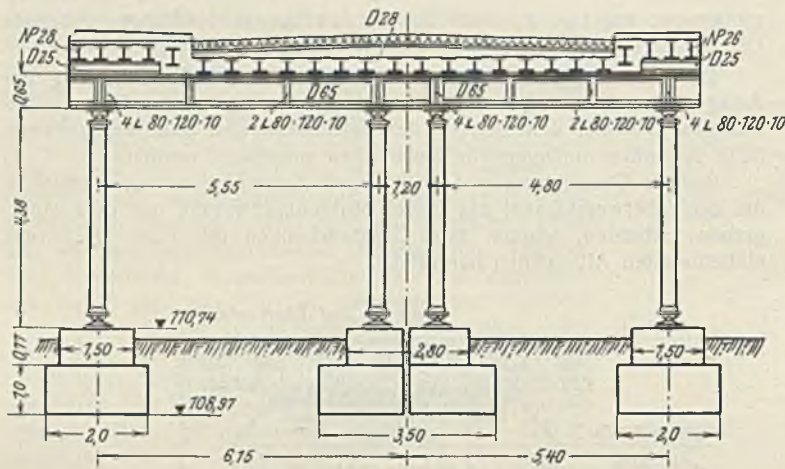


Abb. 5. Querschnitt der Straßenbrücke.

werden mußte, erhielt das Bauwerk zwei Öffnungen, die mit einer Fahrbahndecke aus einbetonierten Differdinger Walzträgern überbrückt wurden. Die für die Straßenfahrbahn und die Radfahrwege getrennt angeordneten Fahrbahnplatten ruhen beiderseits auf Stampfbetonwiderlagern und dazwischen auf einem aus Differdinger Träger Pr. 65 gebildeten Unterzug, der von vier genieteten eisernen Pendelstützen mit Kugelgelenken gestützt wird. Der 3,60 m breite seitliche Fußweg ist auf einer besonderen Brücke ohne Mittelstütze mit zwei Differdinger Trägern D. 55, die ebenfalls auf den Stampfbetonwiderlagern aufrufen, über die beiden Gleise hinweggeführt (Abb. 5).

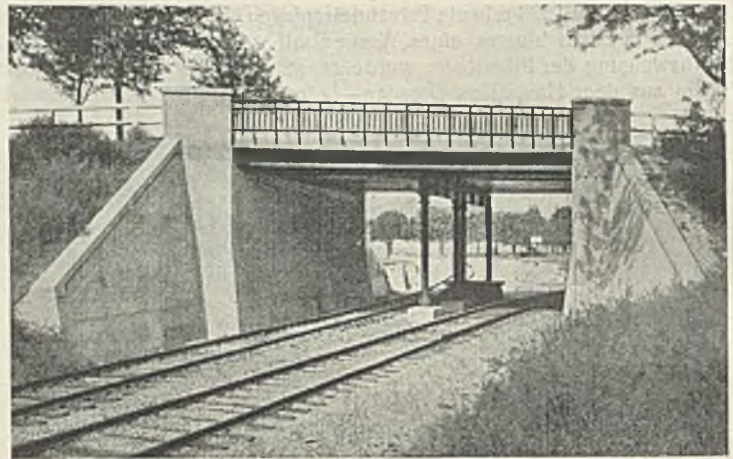


Abb. 6. Ansicht der Staatsstraßen-Überführung.

teiles gegen den zunächst stehengebliebenen Teil des Straßendamms, der vorübergehend den Straßenverkehr aufzunehmen hatte. Abb. 6 gibt eine Ansicht der fertigen Brücke, Abb. 7 u. 7a zeigen die Brücke im Bau.

Die Gesamtanlage ist in der Zeit vom Mai bis Oktober 1928 errichtet und von den Behörden als einwandfrei abgenommen worden.

Mit Aufstellung der Entwürfe und mit der Bauleitung war das Technische Büro für Ingenieurbauten, Baurat C. F. Richard Müller in Dresden, betraut. Die Lieferung der Gleise und Weichen wurde an die Firma Erich Brangsch G. m. b. H., Leipzig, und die Herstellung der Erd-

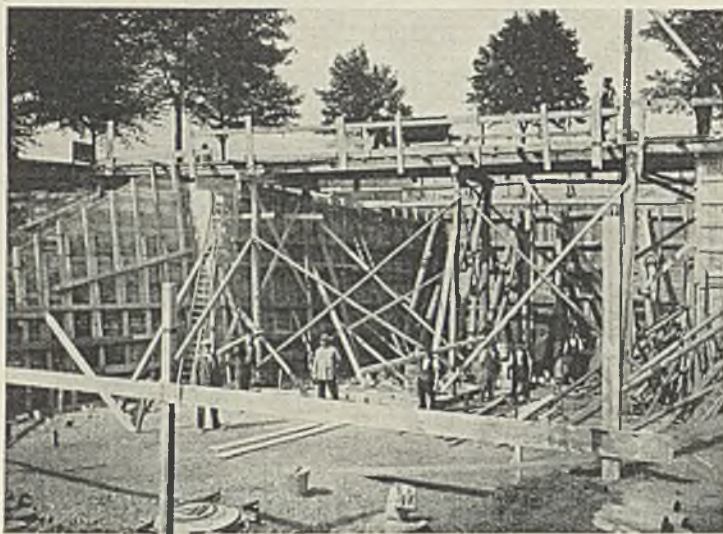


Abb. 7.
Einschalung der ersten Hälfte der Staatsstraßen-Überführung.

Da der lebhafte Straßenverkehr während der Bauzeit aufrechterhalten werden mußte und seine zwischenzeitliche Umleitung nicht möglich war, wurde die Brücke in zwei Bauabschnitten derart ausgeführt, daß zunächst die eine Brückenhälfte bis zur Straßenmitte zur Ausführung gelangte. Nach Überleitung des Straßenverkehrs auf diesen Brückenteil wurde die andere Brückenhälfte fertiggestellt. Schwierig gestalteten sich bei diesen Arbeiten besonders die Abstufungen der Baugrube des ersten Brücken-

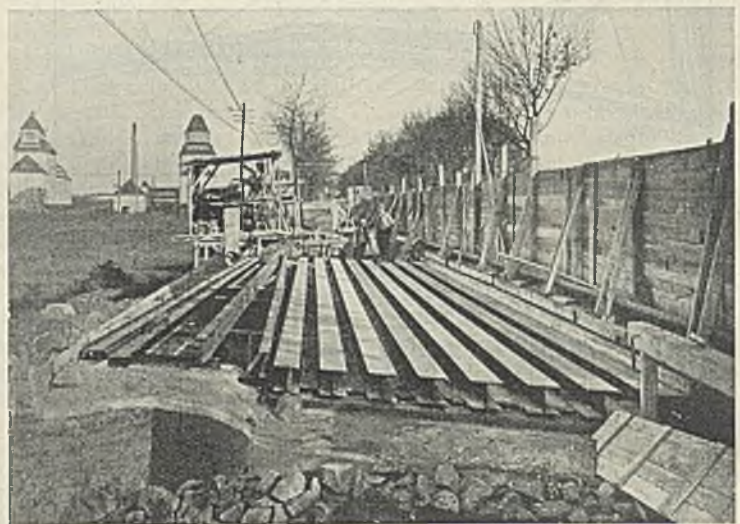


Abb. 7a.
Brückendecke der ersten Hälfte der Staatsstraßen-Überführung.

und Oberbauverlegungsarbeiten an die Tiefbaufirma Robert Berndt Söhne, Filiale Leipzig, vergeben. Mit der Ausführung der Staatsstraßenüberführung waren die Firmen Eduard Steyer, Leipzig, Erd- und Betonarbeiten und Hugo Jässing, Wurzen, Eisenkonstruktion, betraut.

Die staatliche Aufsicht über den Bau wurde von der Reichsbahndirektion Dresden und der Amtshauptmannschaft Grimma bzw. dem Straßen- und Wasserbauamt Leipzig ausgeübt.

Gesichtspunkte für das Entwerfen weitgespannter Kastenträgerbrücken.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reg.-Baumeister A. Schäfer, Stuttgart.

Freie Sicht, klare Geh- und Fahrteilung, Verhinderung der Straßenkreuzung auf der Brücke durch Fußgänger, organisches Verwachsen mit dem Landschafts- oder Städtebild, ruhige Lage unter schweren Fahrzeugen sind die Hauptrichtlinien des neuzeitlichen Brückenbaues (Abb. 1 u. 2). Trotz großer Wirtschaftlichkeit verbannt man die reine Fachwerkkonstruktion immer mehr aus dem städtischen Brückenbau, weil die harten Linien der Stäbe ein unruhiges Bild geben und dadurch die Harmonie eines Stadtbildes stören. Bogenbrücken mit aufgehängter Fahrbahn oder durch Stabbogen versteifte Blechträger erfordern unschöne, den freien Ausblick beeinträchtigende Hängestäbe und stellen sich in den Kosten um dem Baustoffaufwand, wie neueste Angebote zeigten, nicht billiger als

Blechträgerbrücken, die überdies die obigen Bedingungen vollständig erfüllen. Abb. 3 u. 4 zeigen, wie sehr ein leicht geschwungenes Band, gepaart mit Wucht und Masse, bei der Überbrückung großer Weiten das Auge befriedigt. Aus all diesem folgte der kühne Sprung der Stützweitenvergrößerung der Blechträgerbrücken von 30 m, der derzeitigen Höchstgrenze, auf mehr als die doppelte Weite, ohne daß allerdings eine strenge statische und dynamische Untersuchung diesem raschen Entschluß vorausgegangen oder gefolgt wäre. Im folgenden wird, unter Benutzung einfachster Verfahren, eine Lösung dieser Probleme gegeben, und hierbei auf Ersparnismöglichkeiten bei der konstruktiven Durchbildung hingewiesen.



Abb. 1.



Abb. 2.

Die Durchbiegung.

Ohne Bedenken kann man sich über die zu erwartende starke Durchbiegung infolge der Eigenlast hinwegsetzen, obwohl diese bei der niedrigen Trägerart etwa 1/400 bis 1/300 der Stützweite beträgt, weil man die Hauptträger schon aus ästhetischen Gründen stark überhöhen wird. Bekanntlich ist die Durchbiegung bei gleichförmiger Belastung und konstantem Träg-

Die Überhöhung der Hauptträger geschieht am einfachsten nach dem Parabelgesetz $y = 4f \cdot \frac{lx - x^2}{l^2}$ oder, wenn man sich an die Biegelinie für Eigenlast hält, nach der Formel $y = 3,2f \left(\frac{x}{l} - 2 \cdot \frac{x^3}{l^3} + \frac{x^4}{l^4} \right)$, wo f = Überhöhung in Trägermitte. Ist das Gefälle $z\%$ der Zufahrtrampen



Abb. 3. Ebertbrücke Mannheim (M. A. N.).

heitsmoment $\max y = \frac{5}{48} \cdot \frac{\max M l^2}{EJ}$. Könnte die Materialverteilung der Träger dem Momentenverlauf genau angepaßt werden, so erhielte man aus der Gleichung der elastischen Linie $\frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{M_x}{EJ_x} = -K'_x$ die

Formel $\max y = \frac{1}{8} \cdot \frac{\max M l^2}{E \max J}$. Gewöhnlich wird bei veränderlichem Trägheitsmoment ein Mittelwert aus diesen beiden Formeln $\max y = \frac{5,5}{48} \cdot \frac{\max M l^2}{\max J \bar{E}}$ verwendet. Man wird die Erfahrung machen, daß dieser Wert nicht besonders gut mit den tatsächlichen Messungen übereinstimmt und eine genaue Berechnung, die möglichst unter Berücksichtigung der parabelförmigen Gewichtsverteilung der Gurtlamellen, nach dem Verfahren:

Einsenkung = Moment aus der $\frac{M_x}{EJ_x}$ -Flächenbelastung + Einsenkung infolge der Formänderung durch die Querkräfte, die mit genügender Genauigkeit $y' = \frac{\max M}{8 \cdot EF_{steg}}$ beträgt, durchgeführt wird, sich nicht umgehen

läßt. Um so mehr, als aus einer stärkeren als der rechnermäßigen Durchbiegung = f' Schlüsse auf den Nestschlupf der Halsnieten gezogen und die dadurch bedingte Mehrbeanspruchung des Stehbleches, wegen verspäteter Mitwirkung der Gurtung, aus den Beziehungen: $\sigma = \frac{M}{J} \cdot \frac{h}{2}$ und $f' = \frac{5}{48} \cdot \frac{M l^2}{EJ}$ zu $\sigma = f' \cdot \frac{4,8 h E}{l^2}$ berechnet werden kann. Das Maß der Einsenkung liefert den Indizienbeweis für eine gute oder schlechte Vernietung. Leider kann die Bleische Formel $\max y = \frac{\max M l^2}{E \max J} \left(1 + \frac{3}{25} \cdot \alpha \right)$, wo $\alpha = \frac{\max J - J_0}{J_0}$ ist, wegen der oft großen Differenz zwischen J_0 = Trägheitsmoment am Auflager und $\max J$ keine Verwendung finden.

oder eine bestimmte Neigung der Endtangente für die Überhöhung maßgebend, so erhält man durch Differenzieren die entsprechenden Formeln:

$$y = \frac{z\%}{100} \cdot \frac{lx - x^2}{l} \quad \text{bzw.} \quad y = \frac{z\%}{100} \left(x - 2 \cdot \frac{x^3}{l^2} + \frac{x^4}{l^3} \right).$$



Abb. 4. Rosensteinbrücke Cannstatt (M. A. N.).

Soll die Bestimmung DIN 1073: Durchbiegung der Trägermitte infolge Verkehrs $\leq \frac{l}{600}$ eingehalten werden, so bestimmt sich die Trägerhöhe aus der Formel $h \geq 138 \cdot \frac{l}{E} \cdot \frac{M_p}{M_g + M_p} \cdot \sigma_{zul}$ oder einfacher $h \geq 138 \cdot \frac{l}{E} \cdot \frac{\varphi p}{g + \varphi p} \cdot \sigma_{zul}$, wo φp = Verkehrslast für 1 lfd. m Brücke mit Stoßzahl, g = Eigenlast für 1 lfd. m Brücke.

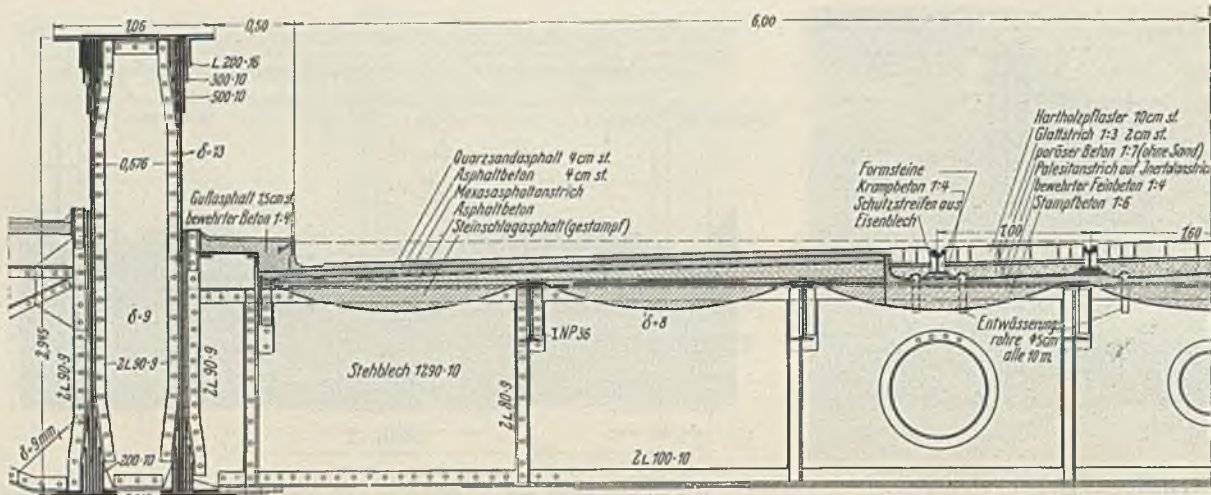


Abb. 5. Querschnitt der Rosensteinbrücke.

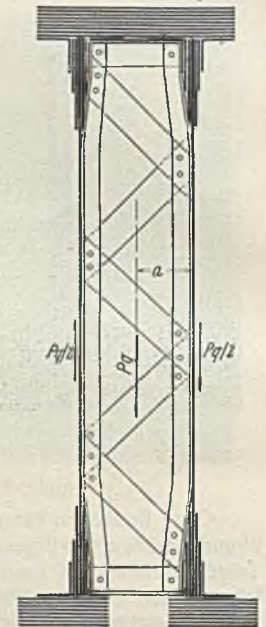


Abb. 6. Schnitt in Brückenmitte.

Die Formeln entwickeln sich aus $f = \frac{5,5}{48} \cdot \frac{M_p l^2}{\max J E}$ und $\sigma_p = \frac{M_p}{\max J} \cdot \frac{h}{2}$,
woraus $M_p = \frac{\sigma_p \cdot 2 \max J}{h}$. Ferner ist $\frac{\sigma_p}{\sigma_{zul}} = \frac{M_p}{M_p + M_g}$, daher auch
 $\sigma_p = \sigma_{zul} \cdot \frac{M_p}{M_p + M_g}$. Das Endergebnis ist leicht zu ersehen,
Bei Bahnbrücken soll $f_{\text{Verkehr}} \leq \frac{l}{900}$ sein, daher muß $h \leq 206 \cdot \frac{l}{E}$.

Entsprechend ist bei Eisenbahnbrücken mit $\frac{\sigma_p}{g + \varphi p} \approx \frac{1}{1,75}$ die Trägerhöhe $h \geq \frac{l}{8,5}$ bzw. $h \geq \frac{l}{12,5}$ zu wählen.

Es ist also nicht möglich, Eisenbahnbrücken aus schönheitlichen Gesichtspunkten niedrig zu halten, ohne die zulässige Spannung zu ermäßigen.

Das dynamische Problem.

Fährt ein Fahrzeug über eine Brücke, so wird diese durch Stöße, die ihre Ursache entweder in der Unebenheit der Fahrbahn oder einer defekten Bereifung haben, in erzwungene Schwingungen versetzt. Es ist einleuchtend, daß eine Abfederung des Wagenkastens die Druckwirkung auf die Räder und somit auch auf die Brücke wenig verbessert, weil sich der Lastdruck durch die Schwingung des Wagenkastens auf das Mehrfache der statischen Last steigern kann, wie die Formel $P' = P \left(1 + \frac{1}{g} \cdot \frac{dv}{dt} \right)$ und auch die dynamische Durchbiegung der Federn selbst zeigen. Allerdings bringt die Abfederung den Vorteil, daß beim Überfahren eines Hindernisses der Stoß des Fahrgestells und die dynamische Druckwirkung des Wagenkastens mit Nutzlast zeitlich nicht zusammentreffen, so daß bei der Untersuchung der Stoßwirkung auf die Brücke gewöhnlich nur das statische Gewicht des Wagens in Rechnung gesetzt zu werden braucht. Von Fall zu Fall ist nun zu untersuchen, ob bei einem abgedeuterten Wagenkasten mit Nutzlast, der in der Periode $T = 2\pi \sqrt{\frac{f}{g}}$, z. B. $2\pi \sqrt{\frac{5}{981}} = 0,45$ sek schwingt (wenn $f = 5$ cm die statische Durchbiegung der Feder des Lastwagens ist), Resonanzwirkung mit den Eigenschwingungen der Brücke, die nach der Periode $T = \frac{2l^2}{\pi \sqrt{9,81 E J_m}}$ schwingt ($q =$ Eigenlast für 1 lfd. m der Brücke für einen Hauptträger), möglich ist. Im Falle der Resonanz sollte die Annahme gemacht werden, daß dieser Lastwagen nahe der Trägermitte über ein $h = 2$ cm hohes Hindernis fährt. Man erhält die dynamische Durchbiegung der Trägermitte zu $f_d = f \left(1 + \sqrt{1 + \frac{48 E J_m 2 h}{l^3 (P + \frac{G}{2})}} \right)$, wo $P =$ das Gewicht des Lastwagens, $G =$ das Gewicht der ganzen Brücke für einen Hauptträger, $f =$ statische Durchbiegung des Hauptträgers $= \frac{P l^3}{48 E J_m}$. Bei Berücksichtigung des Faktors der inneren Dämpfung des Hauptträgers, der bei großen Spannweiten ≈ 1 ist, wäre zu setzen $f_d = f \left(1 + e^{-\frac{32}{l} \sqrt{\frac{J_m}{l G}}} \sqrt{1 + \frac{48 E J_m 2 h}{l^3 (P + \frac{G}{2})}} \right)$. Nach-

dem der Wagen auf diese Weise in Schwingungen versetzt ist, folgen in obiger Periode die weiteren Impulse des Wagenkastens, dessen Druckwirkung wie geschildert sein Eigengewicht übertreffen kann. Je nach der Geschwindigkeit des Fahrzeuges werden in der Nähe der Trägermitte eine Reihe von Stößen auf die Brücke ausgeübt; die dadurch hervorgerufene Spannungszunahme des Hauptträgers ermittelt sich aus den Ansätzen $f = \frac{P l^3}{48 E J} = \frac{M l^2}{12 E J}$ und $\sigma = \frac{M h}{J \cdot 2}$ unter Berücksichtigung der Superposition

der Einzelausschläge zu $\sigma_{\text{Resonanz}} = \frac{24 E h}{l^2} [f_d + \sum f_{\text{des Wagenkastens}}]$. Es zeigt sich, daß die Spannungserhöhung bei der weitgespannten niedrigen Brückenart verhältnismäßig gering ist. Diese Brücken sind gegenüber der Verkehrslast elastisch. Überdies, volle Resonanz wird nur in dem Falle vorhanden sein, wenn alle Systeme, Hauptträger, Längsträger und Lastwagen in der Periode des Hauptträgers oder in einem ganzen Vielfachen davon schwingen. Der stark dämpfende Einfluß der Fahrbahn erklärt sich daraus, daß dies nie der Fall ist. Resonanzwirkung mit den Schritimpulsen einer im Gleichschritt marschierenden Kolonne, Periode $T = 0,7$ bis 1 sek, wird bei dem massigen, weitgespannten und daher langsam schwingenden Träger vorhanden sein — der Marschschritt großer Kolonnen ist daher wie üblich zu verbieten —, während Menschengedränge und mehrere Lastwagen keine gefährliche Resonanzerscheinungen erzeugen können, weil sie, durch die zu rasche Folge der Stöße, die Eigenschwingung der Brücke stören. Besondere Sorgfalt ist der Ausbildung eines stoßdämpfenden Fahrbahnbelages zu widmen, da die Quer- und Längsträger durch die Stöße unmittelbar getroffen und somit am meisten gefährdet sind. Ein sehr gutes Beispiel zeigt Abb. 5, elastische Grund- und Zwischenlagen geschützt durch eine harte, zähe Fahrbahndecke, Vermeidung von Wellenbildung des Fahrbahnbelages durch Walzen in mehreren Lagen, absolute Wasserundurchlässigkeit usw. Wichtig ist die Durchbohrung sämtlicher Buckelplatten, damit das Regenwasser während der Fahrbahnherstellung rasch abgeführt werden kann.

Das Torsionsproblem.

Ein vollkommen statisches Zusammenwirken des Kastenquerschnittes in Beziehung auf die Biegungsspannungen ist durch eine genügende Anzahl Querverbindungen sicher zu erreichen, denn diese zwingen beide Hauptträgerteile, sich um denselben Betrag durchzubiegen. Folgen die Querschotten in den Abständen der Querträger, so muß das Strebenfachwerk (Abb. 6) imstande sein, die halbe Querkraft des Querträgers auf den zweiten Hauptträgerteil zu übertragen. Vollwandige Querschotten sind, obwohl konstruktiv ideal, unwirtschaftlich und unpraktisch, da der Träger schlupfbar sein soll; am besten eignet sich eine unter 45° geneigte Querstrebenverbindung. Die Strebenkraft ist $S = \frac{P \cdot q}{2 n} \sqrt{2}$, wo $n =$ Anzahl der tragenden Knotenpunkte. Zu vermeiden ist die waagerechte Querlaschenverbindung ohne Querstreben, weil die geringe Nietzahl der Laschen das Moment $M = \frac{P \cdot q}{2} \cdot 2 a$ nicht aufnehmen kann und daher die Obergurtnleitung sehr ungünstig beansprucht wird.

So einfach die Kupplung der beiden Träger gegenüber den Biegungsspannungen ist, um so schwieriger wird diese Frage in Hinsicht der Torsionsspannungen, die erstens durch eine teilweise Einspannung der Querträger in der Nähe der Auflager und zweitens durch ihre außermittige Lagerung entstehen. Sind Kugelkipplager als Auflager vorhanden (Abb. 7), so ist, bei gleichmäßiger Belastung sämtlicher Querträger, eine nahezu

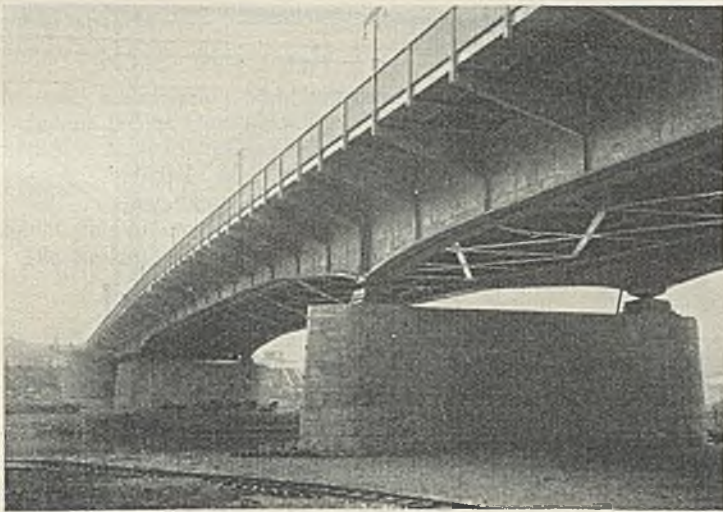


Abb. 7.

spannungslose Verdrehung der Hauptträger, entlang ihrer ganzen Länge möglich. Werden jedoch, wegen der erheblichen Auflagerkräfte, Linienklipplager verwendet oder, bei Kugelklippagern, ein größeres Brückenfeld durch Verkehrslast belastet, so kommen in die Hauptträger Torsionsspannungen, die aus Symmetriegründen in Trägermitte (bzw. bei Kugelklippagern in der Mitte des zusätzlich belasteten Abschnittes) gleich Null sind und gegen die Auflager anwachsen (Abb. 8). Man beobachtet, daß sich der Obergurt der Brückenspanne zu nach innen und der Untergurt nach außen ausbiegt. Eine genaue Ermittlung der Torsionsmomente ist mit den heutigen Hilfsmitteln nicht möglich. Wir gehen daher, um die Summe der Momente am Hauptträgerauflager zu erhalten, von folgender Betrachtung aus: Freie Auflagerung der Querträger ist dort vorhanden,

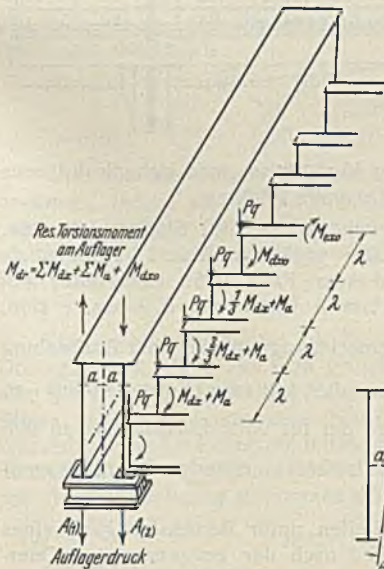


Abb. 8.

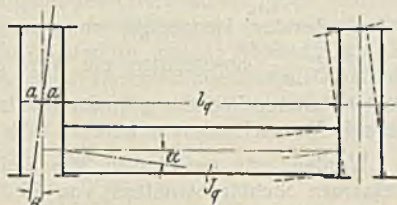


Abb. 9.

wo der Biegewinkel der elastischen Linie am Auflager (bei freier Auflagerung) $\alpha = \frac{M_q l_q}{3 E J_q}$ den Verdrehungswinkel des Hauptträgers $\beta = \sum l_x \gamma_x = \sum l_x \cdot \frac{M_{dx}}{G J_d}$ erreicht (s. Abb. 9). An jedem Querträgeranschluß muß der Torsionswinkel des Hauptträgers gleich dem Drehwinkel des Querträgers $\vartheta = \frac{M_{ex} l_q}{2 E J_q}$, der an der Anschlußstelle bei voller Einspannung = 0 wäre, sein. Das diesem Drehwinkel entsprechende Moment, das die vollkommene Einspannung $M_e = \frac{2}{3} \cdot M_q$ des Querträgers vermindert, wird M_{ex} genannt. Unbekannt ist die Verteillänge l_x der Torsionsmomente entlang dem Hauptträger; sie ist so lange zu ändern, bis die Kontrolle $\sum \frac{M_{dx}}{G J_d} \cdot l_x = \frac{M_q l_q}{3 E J_q}$ stimmt. Der Berechnungsgang ist demnach folgender:

A. Nur eine Feldweite berücksichtigt und $\beta = \vartheta$ gesetzt, gibt als erste Bedingung:

$$\frac{M_{dx} + M_a}{G J_d} \lambda = \frac{M_{ex} l_q}{2 E J_q}, \text{ oder } \frac{M_{ex} G l_q J_d}{2 E \lambda J_q} = \frac{M_{ex}}{2} 0,4 i K$$

$$= M_{dx} + M_a, \text{ wo } M_a = P_q a, \frac{G}{E} \approx 0,4, i = \frac{l_q}{\lambda}, K = \frac{J_d}{J_q} \text{ ist.}$$

Als zweite gilt: Das gesuchte Torsionsmoment $M_{dx} = M_e - M_{ex}$ bzw. volle Einspannung — deren Verminderung = dem vorhandenen Einspannungsmoment des Querträgers.

Hieraus folgt:

$$M_{dx} = M_{dx(1)} = \frac{0,2 i K M_e - M_a}{1 + 0,2 i K} \text{ und } M_{ex} = \frac{M_a + M_e}{1 + 0,2 i K}$$

Die Kontrollbedingung ist: $\beta = \gamma \lambda = \alpha$, d. h.

$$\frac{M_{dx} + M_a}{G J_d} \lambda = \frac{M_q l_q}{3 E J_q}, \text{ oder wenn man hier } M_{dx} = M_{dx_2} \text{ setzt,}$$

$$M_{dx(2)} = 0,133 M_q i K - M_a.$$

Ergibt sich $M_{dx_1} < M_{dx_2}$ so ist α noch nicht erreicht, und es muß ein weiteres Feld herangezogen werden.

B. Zwei Felder berücksichtigt und geradlinige Abnahme des Torsionsmomentes infolge der Querträgeranspannung vorausgesetzt, ergibt folgende Gleichung am ersten Querträgeranschluß (s. auch Abb. 8):

$$\frac{\frac{3}{2} M_{dx} + 2 M_a}{G J_d} \lambda = \frac{M_{ex} l_q}{2 E J_q}, \text{ und da } M_{dx} = M_e - M_{ex}$$

$$M_{dx} = M_{dx_1} = \frac{0,2 i K M_e - 2 M_a}{\frac{3}{2} + 0,2 i K}$$

Die Kontrollgleichung $\sum l_x \gamma = \alpha$ heißt

$$\frac{1}{G J_d} \left\{ (M_{dx} + M_a) \lambda + \left(\frac{1}{2} M_{dx} + M_a \right) 2 \lambda \right\} = \frac{M_q l_q}{3 E J_q},$$

hieraus $M_{dx} = M_{dx_2} = \frac{1}{2} (0,133 M_q i K - 3 M_a)$. Wird $M_{dx_1} < M_{dx_2}$, so müssen

C. drei Felder berücksichtigt werden (s. Abb. 8). Man erhält aus $\frac{2 M_{dx} + 3 M_a}{G J_d} \lambda = \frac{M_{ex} l_q}{2 E J_q}$ schließlich $M_{dx_1} = \frac{0,2 i K M_e - 3 M_a}{2 + 0,2 i K}$, womit in den meisten Fällen α erreicht sein wird.

Die Kontrollbedingung ist:

$$\frac{1}{G J_d} \left\{ (M_{dx} + M_a) \lambda + \left(\frac{2}{3} M_{dx} + M_a \right) 2 \lambda + \left(\frac{1}{3} M_{dx} + M_a \right) 3 \lambda \right\}$$

$$= \frac{M_q l_q}{3 E J_d}, \text{ woraus } M_{dx_2} = \frac{3}{10} (0,133 M_q i K - 6 M_a).$$

Der kleinere Wert von beiden ist maßgebend.

Werden nur ein bis drei Querträger durch Verkehrslast belastet, so darf das hieraus entstehende Torsionsmoment vernachlässigt werden, weil sich bei der kleinen Wirkungsweise der waagerechte Biegungswiderstand der Gurtungen des geschlossenen Kastenprofils, der einer Verdrehung entgegenwirkt, stark bemerkbar macht.

Jeder weiteren Verdrehung durch die Momente der außermittigen Lagerung der Querträger $M_a = P_q a$ stemmen sich nunmehr die Querträger selbst entgegen, so daß anstatt einer weiteren Summierung der Momente M_a am Auflager nur noch ein Zusatzmoment im Hauptträger = M_{dx_0} wie auch im Querträger = M_{ex_0} entsteht. Offenbar gilt für jedes weitere Trägerfeld die Beziehung $M_a = M_{dx_0} + M_{ex_0}$ und, da die Verdrehungswinkel gleich sein müssen,

$$\frac{M_{dx_0}}{G J_d} \lambda = \frac{l_q M_{ex_0}}{2 E J_q}$$

Man erhält für das Zusatzmoment des Querträgers $M_{ex_0} = \frac{M_a}{0,2 i K + 1}$.

Man erhält für das Zusatzmoment des Hauptträgers $M_{dx_0} = \frac{0,2 i K M_a}{0,2 i K + 1}$.

Das resultierende Torsionsmoment am Hauptträgerauflager ist demnach $M_{dr} = \sum M_{dx} + \sum M_a + M_{dx_0}$.

Da es gleichgültig ist, ob die Verdrehung zum α durch die Einspannmomente der Querträger oder durch deren außermittige Lagerung entsteht, genügt zur Berechnung des resultierenden Torsionsmomentes die Formel:

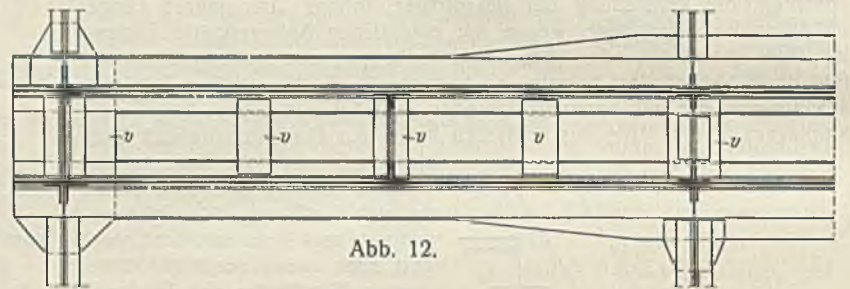
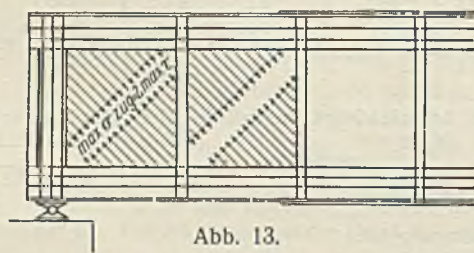
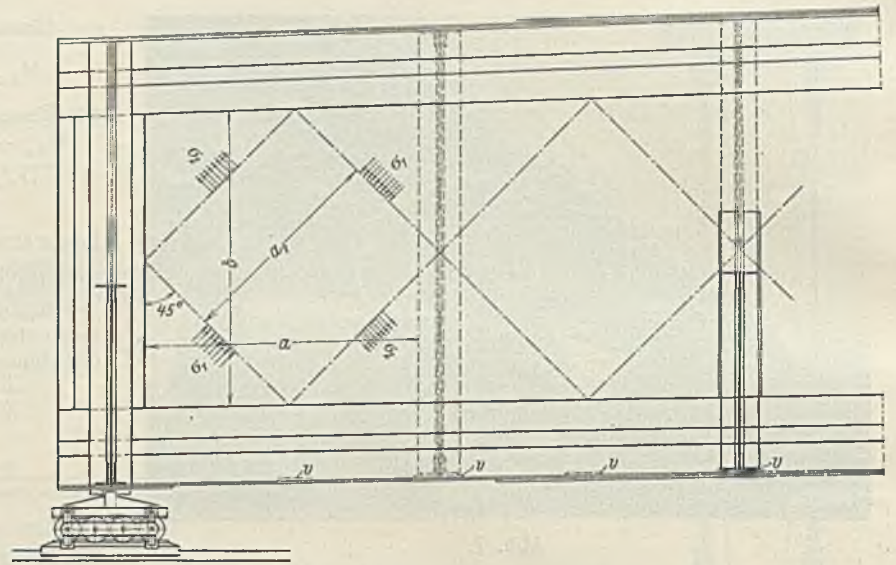
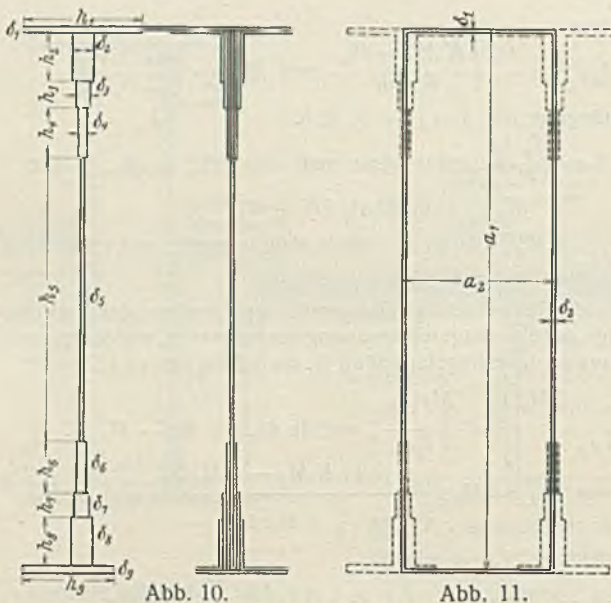
$$M_{dr} \approx \frac{6}{10} (0,133 i K M_q) + M_{dx_0}$$

Es ist einleuchtend, daß die Obergurtmörtelung eines offenen Kastenprofils, ohne untere Verbindungslaschen (v), den Torsionsspannungen, die in diesem Falle bei zusätzlicher Belastung einzelner Querträger infolge Verkehrs stark anwachsen und sich zu $\max \tau = \frac{M_{dr}}{J_d} \max \delta$ ergeben, nicht

widerstehen kann. (Drillmoment $J_d = \frac{1}{3} \sum h \delta^3$ (s. Abb. 10). Man ist gezwungen, ein teilweise geschlossenes Kastenprofil, dessen spez. Ver-

drehung $\gamma = \frac{M_d}{4 G a_1^2 a^2} \left(\frac{a_1}{\delta_1} + \frac{a_2}{\delta_2} \right)$ ist, herzustellen. Beim Vergleich

mit $\gamma = \frac{M_a}{G J_d}$ ergibt sich das Drillmoment des Kastenquerschnittes zu



$$J_{d\Box} = \frac{4 a_1^2 a_2^2}{\frac{a_1}{\delta_1} + \frac{a_2}{\delta_2}} \approx \frac{4 a_1^2 a_2^2}{a_1 + a_2} \delta \text{ (s. Abb. 11). Meist wird } \frac{1}{3} \text{ bis } \frac{1}{4} \text{ der}$$

unteren Schlupföffnung des Kastenträgers durch Lamellen geschlossen, infolgedessen kann nur $\frac{1}{3}$ bis $\frac{1}{4} J_{d\Box}$ als Drillmoment in Frage kommen.

Die Torsionsspannungen berechnen sich beim Kastenprofil zu $\tau = \frac{M_{dr}}{2 a_1 a_2 \delta}$.

Nicht zu übersehen ist, daß sich die Torsionsspannung zu der größten Schubspannung am Auflager $\tau = \frac{\max AS}{J \delta}$ addiert. Es ist weder ratsam,

noch wirtschaftlich, durch starke untere Verlaschung einen sehr verdrehungssteifen Kastenträger auszubilden, weil sonst die Einspannmomente der Querträger ebenfalls anwachsen und auf diese Weise die Torsionsspannungen der Hauptträger in die Höhe gehen. Zum Schluß ist zu beachten, daß die Auflager durch das resultierende Torsionsmoment eine außerordentliche Beanspruchung erhalten.

Das Stehblechproblem.

Unsicherheit herrscht noch in der Bestimmung der Stehblechstärke, obwohl diese auf die Wirtschaftlichkeit der Kastenträger einen sehr großen Einfluß hat. Nach Reissner wäre $\delta = \frac{h}{110}$, nach Vianello $\delta = 0,7 + \frac{h}{250}$

und nach einer alten Regel $\delta = 0,9 + \frac{L}{10\,000}$ (alle Maße in cm) zu setzen.

In unserem Falle sind zwei Stehbleche vorhanden, und es ist nicht klar, ob man diese Werte auf die Summe der Stehbleche oder einzeln anzuwenden hat. Im ersten Falle würde das Stehblech zu schwach, im zweiten zu reichlich bemessen. Versuche haben gezeigt, daß auf Biegung beanspruchte hochgestellte Bleche infolge der an Trägerauflager unter 45° verlaufenen Hauptspannungen nach unter 45° in der Hauptzugrichtung geneigten, gewellten Flächen ausknicken bzw. sich falten. Neuerdings hat Dr. Zing. Bleich in seinem Buche „Theorie und Berechnung der eisernen Brücken“ unter Benutzung des Knickkriteriums von Timoschenko einer allseitig gelagerten Platte, die, wie dies am Auflager auf Biegung beanspruchter Träger zutrifft, an den Rändern von Schubspannungen beansprucht wird, folgende Formel für den Wert der kritischen Schubspannung aufgestellt:

$$\tau_k = \left(11\,000 + \frac{7500}{\alpha^2} \right) \frac{\delta^2}{b}, \text{ wo } \alpha = \frac{a}{b} \text{ und } a = \text{die größere Rechteckseite ist.}$$

Die Knicksicherheit soll gegenüber $\tau = \frac{\max Q}{F_{Steg}}$ mindestens

eine zweifache sein. So groß der Fortschritt dieses Verfahrens ist, befriedigt es doch in unserem Falle in wirtschaftlicher Hinsicht nicht, weil eine vollkommene Einspannung entlang den gegenseitig versteiften und daher unnachgiebigen Gurt- und Streifenrändern sicher zu erwarten ist.

Bei Berücksichtigung der vorliegenden Verhältnisse wird sich die kritische Knickspannung um mindestens das Doppelte erhöhen.

Eine engere Unterteilung durch senkrechte Steifen als die, die sich durch Diagonalen unter 45° ergibt (s. Abb. 12), sollte als unwirtschaftlich unterbleiben. In diesem Falle läßt sich unter Benutzung der Hauptspannungen, die am Auflager $\sigma_1 = \sigma_2 = \max \tau$ sind,

($\max \tau = \frac{\max A}{F_{Steg}} + \tau_{Torsion}$) bei Vernachlässigung der einer Ausbeulung

widerstrebenden Hauptzugspannungen die kritische Knickspannung zu $\sigma_k = 7,6 E \frac{\delta^2}{a_1^2}$ anschreiben, ein Wert, der für volle Einspannung an den

nicht belasteten Rändern gilt, der hier sicher zu erwarten ist. Eine zweifache Sicherheit ist ausreichend.

Werden, wie gewöhnlich, die Steifen unter Berücksichtigung eines wirksamen Stehblechstreifens von 35 δ nach der entsprechenden Querkraft Q_x auf Knickung bemessen und sind kräftige Gurten vorhanden, so kann der Träger als Fachwerk mit Zug- und Druckdiagonalen aufgefaßt werden. Ähnlich wie bei dem doppelten, unter 45° geneigten Querstrebenfachwerk wird bei dem Versagen der Druckdiagonale die Zugdiagonale durch Mehrbelastung einspringen, d. h. σ_2 kann sich von $\max \tau$ auf höchstens 2 $\max \tau$ erhöhen. (In Wirklichkeit wird jedoch auch nach dem elastischen Ausbeulen ein gewisser Knickwiderstand, der σ_2 vermindert,

vorhanden sein, daher wird im folgenden $\max \tau = \frac{\max A}{F_{Steg}}$ gesetzt; die

Schubspannung in Stehblechmitte weicht bei Kastenträgern von diesem Werte wenig ab. Aus dieser Voraussetzung ergibt sich für die Bemessung der Stehblechstärke nach der größten Hauptzugspannung die Gleichung:

$$\sigma_2 = 2 \max \tau = \sigma_{zul} = 2 \left(\frac{\max A}{F_{Steg}} + \tau_{Torsion} \right) = 2 \left(\frac{A}{\delta h} + \tau_T \right).$$

Hieraus die



Abb. 14. Straßenbrücke Feudenheim bei Mannheim (Aug. Klönne).

Stehblechstärke $\delta = \frac{\max A}{h \left(\frac{\sigma_z}{2} - \tau_T \right)}$. Diese einfache Formel gibt wirtschaft-

liche und ausreichende Stehblechstärken. Die zusätzlichen Biegungsspannungen in den Gurtungen, die durch die diagonalen Zugspannungen des Stehbleches entstehen (s. Abb. 13), brauchen, wenn die Gurtungen nach der Regel $\frac{\text{Querschnitt des Stehblechhalses}}{\text{Querschnitt der Gurtplatten}} = 0,75$ (in Trägermitte) ausgebildet werden, nicht besonders nachgewiesen zu werden.

Die Neckarbaudirektion Stuttgart hat bereits im Jahre 1926, als man

dieser Konstruktionsart noch mit Zweifeln gegenüberstand, die in Abb. 14 dargestellte Straßenbrücke über den Neckar bei Feudenheim mit 53 m Stützweite und 3,08 m Stehblechhöhe aus St 37, ferner im Jahr 1929 die in Abb. 2 u. 4 dargestellte Straßenbrücke über den Neckar in Cannstatt mit 68,58 m Stützweite 2,95 m Stehblechhöhe am Auflager und 3,35 m in Trägermitte aus St Si zur Ausführung gebracht.

Möge sich diese geschlossen und wichtig wirkende Brückenart, die wegen ihrer Massenträgheit und Elastizität gegen Überlastung unempfindlich ist, sich noch weitere Freunde erwerben und namentlich ihre Stützweiten noch vergrößern, ein Wagnis, das einzig von einer guten Vernietung abhängt.

Ermittlung von Spaltweiten aus der Menge des Sickerwassers und aus dem Druckgefälle.

Alle Rechte vorbehalten.

(Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Technische Hochschule Danzig.)

Von Prof. Dr.-Ing. R. Winkel, Danzig.

Bei Mauern, die an einer Seite durch Wasserdruck belastet werden, zeigen sich zuweilen an Stellen, wo durch irgendwelche Ursachen Risse im Mauerwerk entstanden sind, mehr oder weniger stark ausfließende Sickerwassermengen. Nun ist es manchmal wertvoll, einige Anhaltspunkte über die durchschnittliche Weite solcher Risse zu erlangen; in den meisten Fällen werden diese Spaltweiten sehr klein sein, so daß auch die Durchfließgeschwindigkeit des Sickerwassers in diesen so gering bleibt, daß die Wasserbewegung als Bandströmung im laminaren Strömungsgebiete liegt. Das laminare Gebiet reicht ungefähr bis zur Kennzahl $\nu s \rho = 0,002$, worin die Geschwindigkeit ν in m/sek, die Spaltweite s in m einzuführen ist, während der von der Wasserwärme abhängende Wert ρ in sek/m^2 ausgedrückt ist, so daß das Produkt der drei Werte eine dimensionslose reine Zahl darstellt.¹⁾

Für eine Wasserwärme von

	0	5	10	(13,2)	15	20	25	30° C
ist $\rho =$	0,68	0,79	0,92	(1,0)	1,05	1,19	1,32	1,46.

Wird die aus einem Mauerriß in 1 sek ausfließende Wassermenge q bestimmt, indem sie in einen geometrisch einfach geformten Behälter unter gleichzeitiger Zeitbestimmung der Zuflußdauer eingeleitet wird, so ergibt sich bei einer Breite b eines angenähert fast waagrecht verlaufenden Risses zunächst

$$(1) \quad \nu = q : (b s).$$

Eine zweite Beziehung zur Bestimmung von s ergibt sich aus dem Druckgefälle h , etwa aus dem geodätischen Höhenunterschiede zwischen dem Wasserstande hinter der Mauer und der Höhenlage des betreffenden Risses. Die Rechnungsansätze hierfür sind in meiner Abhandlung „Die Wasserbewegung in Leitungen mit Ringspalt-Durchflußquerschnitt (Labyrinthdichtungen)“, Z. ang. Math., Bd. 3, 1923, S. 251 bis 257, mitgeteilt worden, auf die deshalb Bezug genommen wird. In der dort gegebenen Gleichung

$$(2) \quad h = (\lambda/4) \frac{L \nu^2}{(s/2)^2 \rho},$$

worin L hier die Rißlänge in der Strömungsrichtung, also etwa die Mauerdicke bedeutet, kann nach den am anderen Ort in Abb. 2 [bzw. auch Abb. 5 u. 6] dargestellten Ergebnissen der Wert λ eingesetzt werden zu

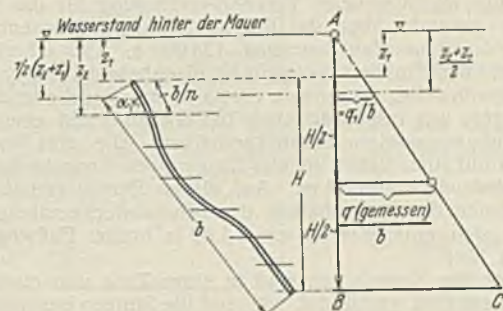
$$\lambda = 0,000\,057\,6 (\nu s \rho)^{-1} \dots \dots [\text{bzw. } \lambda = 0,000\,041 \div 43 (\nu s \rho)^{-1}].$$

Da ein Mauerriß kaum überall gleich große Weite haben wird, werden die wirklichen Verhältnisse wohl am besten durch die am anderen Orte in den Abb. 5 u. 6 dargestellten Verhältnisse wiedergegeben, so daß als Näherungswert zweckmäßig etwa $\lambda = 0,000\,042 (\nu s \rho)^{-1}$ gewählt werden kann. Damit ergibt die Gl. 2 dann mit $g = 9,81$ nach einigen Umformungen

$$(3) \quad h = 0,000\,001\,1 \frac{L \nu}{s^2 \rho}.$$

Hierin sind h , L , s in m und ν in m/sek einzusetzen. Aus dieser Beziehung Gl. 3 ergibt sich ferner, daß ν und damit auch q mit größer werdenden h -Werten in einem linearen Verhältnisse zunehmen, wie es bekanntlich bei laminaren Strömungsvorgängen der Fall ist. Dieser Umstand ermöglicht nun eine recht einfache Berechnung auch von Mauerrissen, die entweder senkrecht liegen oder schräg von oben nach unten verlaufen, etwa so wie es hier die beigegebene Abbildung zeigt; der Riß von der Gesamtbreite b wird in n Teile unterteilt, die nach dem oben entwickelten Verfahren einzeln berechnet werden können. Ein solcher Teilstreifen reiche von der Tiefe z_1 unter dem Wasserstande hinter der Mauer bis zur Tiefe z_2 (vgl. die Abbildung), dann ist dort das wirk-

same Druckgefälle $h = 1/2 (z_2 + z_1)$, während der betrachtete Streifen die Länge $b/n = (z_2 - z_1)/\sin \alpha$ besitzt. Die Wassermenge q_1 , die durch diesen Teilstreifen hindurchfließt, ist nun, da nach Gl. 3 jeweils q mit dem größer werdenden h linear zunimmt, zeichnerisch so zu ermitteln, wie es in der Abbildung hier auf der rechten Seite dargestellt ist: die gemessene Wassermenge q des ganzen Risses würde sich auch dann ergeben, wenn er etwa in seiner Mittelhöhenlage $(z_1 + H/2)$ unter dem Wasserspiegel vollständig waagrecht liegen würde.²⁾ Auf die Breitereinheit $b = 1$ bezogen, ergibt sich weiterhin ein Anteil der Sickerwassermenge von q/b ; tragen wir diesen Betrag in irgendeinem Maßstabe in der erwähnten Mittelhöhe $(z_1 + H/2)$ auf und beachten, daß in der Wasserstandshöhe gemäß Gl. 3 der Abfluß $q = 0$ sein würde, so erhalten wir das Dreieck ABC , dessen waagerechte Abszissen in jeder Höhenlage den auf die Breitereinheit in der betrachteten Höhe entfallenden Sickerwassermengen-Anteil ergeben, z. B. q_1/b in der Tiefe $1/2 (z_2 + z_1)$.



Nach Gl. 1 und 3 ergeben sich für diesen Streifen $(z_2 - z_1)$ die Ansätze

$$I) \dots 1/2 (z_2 + z_1) = 0,000\,001\,1 \frac{L_1 \nu_1}{s_1^2 \rho} \quad \text{und} \quad II) \dots \nu_1 = q_1 : (s_1 b/n),$$

aus denen sich die beiden Unbekannten ν und s errechnen lassen. Im allgemeinen nehmen die Mauerstärken nach unten hin zu, daher ändern sich für tiefere Streifenanteile des Risses die L -Werte, die Rechnung ist demnach für alle Teile b/n durchzuführen, wobei die sich ergebenden Spaltweiten $s_1 \dots s_n$ kleine Abweichungen voneinander aufweisen können; gegebenenfalls läßt sich alsdann der Mittelwert $s = 1/n (s_1 \dots s_n)$ als Endergebnis betrachten.

Ein einfaches Berechnungsbeispiel möge die Anwendung dieser Ergebnisse zeigen. Wenn Gl. 1 in Gl. 3 eingesetzt wird, ergibt sich

$$(4) \quad s = \sqrt[3]{\frac{1,1 L q}{10^6 h b \rho}}.$$

Ein waagrecht liegender Riß von 22 m Seitenlänge (b) befindet sich 8 m unter dem Wasserstande hinter der Mauer (h), die dort eine Stärke von 6 m besitzt (L). Durch Raumfüllung in einer bestimmten Zeit wurde die in 1 sek austretende Sickerwassermenge zu $q = 3,7\,1/\text{sek} = 0,0037\, \text{m}^3/\text{sek}$ bestimmt; die Wasserwärme war 10°C , mithin $\rho = 0,92\, \text{sek}/\text{m}^2$. Werden diese Zahlen in Gl. 4 eingesetzt, so ergibt sich $s = 0,000\,53\, \text{m}$ oder $s = \text{rd. } 0,5\, \text{mm}$ als durchschnittliche Spaltweite des Mauerrisses.

Da bei Wasserbauten Risse in Mauern nicht zu den Seltenheiten gehören, kann dieses Berechnungsverfahren vielleicht in manchen Fällen praktische Bedeutung haben, um damit näherungsweise die durchschnittliche Weite solcher Mauerrisse zu ermitteln.

¹⁾ Die Kennzahl ist in der hier mitgeteilten Form von H. Krey eingeführt worden.

²⁾ Wenn die Mauerdicke nach unten hin zunimmt, trifft dies nicht mehr ganz zu, ist aber als Näherungsverfahren zulässig.

Vermischtes.

Professor R. Kohnke †. Am 11. März verstarb in Zoppot der Professor für Eisenbetonbau a. d. Technischen Hochschule Danzig Richard Kohnke im Alter von 57 Jahren. Der Verstorbene war Mitarbeiter am Handbuch für Eisenbetonbau, 1. Auflage, Band IV; von ihm stammt das Kapitel Kuppelgewölbe. In der „Bautechnik“ hat er für das Jubiläumshft der Technischen Hochschule (1929, Heft 31) den Aufsatz „Die Eisenbetonkonstruktionen in dem Deutschen Studentenhaus zu Danzig“ veröffentlicht, für „Beton u. Eisen“ ist er fachliterarisch mehrfach tätig gewesen.

Die Deutsche Gesellschaft für Bauwesen, in der die beiden bisherigen Verbände: Architekten- und Ingenieur-Verein sowie Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen nunmehr zusammengeschlossen sind, hielt am 23. Februar 1931 die erste Hauptversammlung ihres Berliner Bezirksvereins ab. Bei den Neuwahlen für den Vorstand und die Ausschüsse wurden u. a. gewählt: Prof. Ehlgötts als 1. Vorsitzender, Direktor bei der Reichsbahn Röttcher als 2. Vorsitzender, Oberbaurat Michaelis als Schatzmeister, Reg.-Baumeister Dr.-Ing. Mast und Reg.-Baumeister Roloff als Schriftführer. Bei der auf die Wahlen folgenden Bekanntgabe des Ergebnisses des Schinkelwettbewerbs wurden die Berichte der drei Beurteilungsausschüsse verlesen und die Namen der Preisträger mitgeteilt. Auf dem Gebiete des Hochbaues war ein Siedlungsplan für eine Vorstadtgemeinde mit 10 000 Einwohnern verlangt; von den eingegangenen 42 Entwürfen wurden 6 mit je einem Preise bedacht. Für den Eisenbahnbau war die Umgestaltung und Steigerung der Leistungsfähigkeit eines älteren Güterkopfbahnhofes ohne Hinzunahme von neuem Gelände durch zweigeschossigen Ausbau gefordert; die beiden eingereichten Arbeiten wurden als preiswürdig anerkannt. Die Aufgabe aus dem Wasser- und Straßenaufbau umfaßte die Schaffung einer neuen Ausfallstraße von Siemensstadt nach Spandau und hauptsächlich die Anlage einer neuen Brücke über die Havel. Die hierfür vorgelegten vier Entwürfe haben ebenfalls einen Preis erhalten.

Dr. R.

Ausführung einer Eisenbeton-Bogenbrücke im Winter. In Lansing, Mich., wurde im vorigen Jahre nach einem Bericht in Eng. News-Rec. 1930, Band 105, Nr. 26, v. 25. Dez., über den Grand River die Logan-Straßenbrücke als eine wichtige neue Verkehrsverbindung für die Stadt fertiggestellt. Der gesamte über das Flußtal führende Brückenbau ist etwa 327 m lang; die Baukosten betragen 425 000 \$. Der Oberbau besteht aus drei über das Flußbett gespannten Eisenbetonbogen von 16,6, 20,4 und 27,6 m Spannweite, ferner aus einem daran anschließenden Teil aus Eisenbetonträgern von insgesamt etwa 163 m Länge und einem restlichen Teil aus betonummantelten Stahlträgerbalken. Die drei Bogen, die in Abb. 1 dargestellt sind, haben je vier Längsrippen von etwa 2,2 m Breite im lichten Abstände von 1,52 m. Auf diesen Rippen stehen acht Querwände, auf denen die Plattenbalken der Brückendecke ruhen. Die Fahrbahn, an die sich einerseits ein etwa 1,82 m breiter Fußweg anschließt, ist rd. 14,5 m breit.

Die Pfeiler der Strombogen sind in einer Tiefe von etwa 9 bis 12 m auf gewachsenem Fels gegründet, während die Stützen des anschließenden Viaduktes im Erdreich stehen.

Infolge von Ausführungsschwierigkeiten, die sich bei der Gründung des Südpfeilers ergaben, verschob sich die Betonierung der Bogen in den Winter 1929/30 hinein. — Der gesamte bogenförmige Teil wurde daher innerhalb einer von Ufer zu Ufer reichenden, etwa in Form eines Schuppens ausgebildeten Ummantelung hergestellt, die bis zur Wasserlinie heruntergeführt, innen mit Pappe ausgekleidet und auf dem Dach mit Teerpappe abgedeckt war. Der Innenraum wurde unter Verwendung mehrerer Dampfheizkessel mit entsprechend verteilten Heizkörpern auf einer gleichmäßigen Temperatur während der Betonierungs- und Abbindezeit gehalten. Für eine gute Durchspülung des Raumes mit der durch Heizkörper erwärmten Heizluft war Sorge getragen. — In Eng. News-Rec. wird auch die Ausführungsweise der Dehnungsfugen erläutert, die in den Brückenpfeilern bzw. in der Seitenrampe im Abstände von etwa 30 m angelegt wurden.

Abb. 2 zeigt einen Blick in den vollständig nach außen abgeschlossenen Arbeitsraum während der Herstellung der Plattenbalkendecke der Brücke. — Die Brücke ist außer für eine gleichmäßig verteilte Belastung (von 980 kg/m²) für eine Lastgruppe von 24 t berechnet.

Leider enthält der Bericht über die an sich ungewöhnliche Bauausführung keine Angaben über die Mehrkosten für die Umkleidung, auch nichts Näheres darüber, ob sich eine solche auf alle Fälle störungslose Herstellungsweise auf die Arbeitsleistung vorteilhaft ausgewirkt hat. Hervorgehoben wird lediglich die Zweckmäßigkeit der Dampfheizung, bei deren Anwendung sich weder ungesunde Luft im Arbeitsraum bilden noch eine Feuersgefahr ergeben konnte.

Zs.

Deutscher Ausschuß für wirtschaftliches Bauen. Während der diesjährigen Leipziger Frühjahrmesse fand am Sonnabend, dem 7. März, im Großen Festsaale des Neuen Rathauses Leipzig eine vom Deutschen Ausschuß für wirtschaftliches Bauen im Zusammenwirken mit

anderen Verbänden der Bau- und Finanzwirtschaft einberufene große Kundgebung „Bauen tut not“ statt.

Regierungsaurat Stegemann, der Präsident des Deutschen Ausschusses, eröffnete die Veranstaltung mit dem Hinweise, daß die Bauwirtschaft vor einer Katastrophe stehe und in letzter Stunde Änderungen veranlaßt werden müßten. In seiner Begrüßungsansprache stellte Oberbürgermeister Dr. Goerdeler fest, daß gerade die deutschen Städte von verschiedenen Gesichtspunkten aus an den in der Kundgebung behandelten Fragen interessiert seien, da sie für 1,3 Millionen Wohlfahrts-Erwerblose rd. 1 Milliarde RM aufbringen müßten. — Darnach ergriff Syndikus E. Rich. Schubert, Mitglied des Preuß. Staatsrates, das Wort zu seinen Ausführungen über die Lage der Bauwirtschaft und ihre volkswirtschaftlichen Auswirkungen. — „Arbeitsmöglichkeiten in der Bauwirtschaft im Krisenjahr 1931“ war das Thema eines Vortrages von Generaldirektor Knoblauch, dem Vorsitzenden des Aufsichtsrates der Deutschen Bau- und Bodenbank in Berlin.

Hafenbautechnische Gesellschaft, Hamburg. Die 11. Hauptversammlung wird unter Teilnahme des Koninklijk Instituut van Ingenieurs im Haag und zusammen mit einer geschäftlichen Sitzung des Zentralvereins für deutsche Binnenschifffahrt am 6. Juni 1931 in Emden stattfinden. Die Vorträge sollen behandeln: „Hafen- und Wasserbauten an der ostfriesischen Küste von Emden bis Wangerooge“ (die beiden Vortragenden werden noch bestimmt); „Verwaltungsformen deutscher und ausländischer Seehäfen“, von Oberbaudirektor Dr.-Ing. Lohmeyer, Hamburg. An die Vorträge wird sich eine Besichtigung des Emdener Hafens und eine Fahrt nach Borkum anschließen, bei der die Arbeiten an der Unterems und die Emsbefahrung besichtigt werden. — An die Emdener Tagung werden sich auf Einladung des Koninklijk Instituut van Ingenieurs anschließen (nur für Mitglieder der Hafenbautechnischen Gesellschaft): 1. eine Besichtigung der Zuiderseewerke am 8. Juni; 2. die Teilnahme an der Hauptversammlung des Koninklijk Instituut van Ingenieurs am 9. Juni in Amsterdam und an dessen Besichtigungen des Amsterdamer Hafens und der in Ausführung begriffenen Bauarbeiten vornehmlich am Coenhafen; 3. am 10. Juni Besichtigungen in Ymuiden (Fischereihafen, Nordschleuse, Hochofenwerk und Überlandzentrale). — Auskunft durch die Geschäftsstelle der H. T. G., Hamburg 8, Dalmannstraße 1.

Hydrologische Studien am Magdalenenstrom in Kolumbien. Im Dezember 1920 wurden dem Julius-Berger-Konsortium von der Regierung der Republik Kolumbien die Vorarbeiten für die Verbesserung der Schifffahrtslinie des Magdalenenstromes, der Hauptverkehrsader des Landes, übertragen. Die in der Zeit von Ende 1921 bis Anfang 1925 ausgeführten Studienarbeiten schlossen die genaue kartographische Aufnahme des Stromes, soweit er für die Schifffahrt in Frage kommt, ein. Insgesamt wurden 1730 km des Magdalenenstromes und einiger Zuflüsse vermessen, abgepeilt und geologisch und botanisch erforscht, die charakteristischen Abflüßmengen durch zahlreiche Messungen mit hydrometrischen Schwimmflügeln bestimmt und Geschiebe- und Sinkstoffführung besonders studiert. Die Ergebnisse der Studienarbeiten wurden in mehr als 100 Karten und Entwurfblättern niedergelegt. Pegelkurvenblätter und Sammlungen von Photographien, Hölzern und Mineralien vervollständigten das Material.

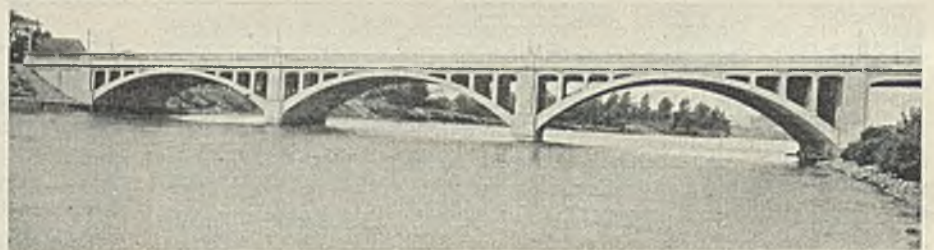


Abb. 1. Logan-Straßenbrücke.

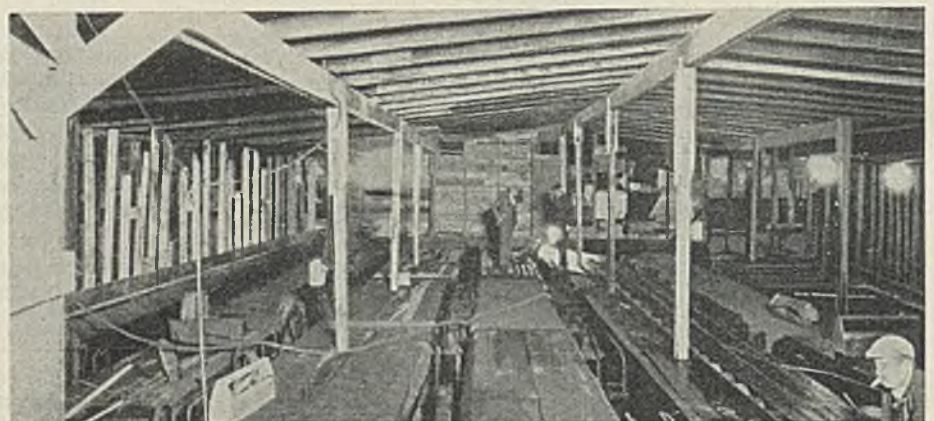


Abb. 2. Arbeitsraum bei Herstellung der Plattenbalkendecke.

Der Gesamtumfang der Arbeiten ist in einer umfangreichen Denkschrift dargestellt, die die kolumbianische Regierung im Jahre 1926 unter dem Titel „Memoria detallada de los estudios del Rio Magdalena“¹⁾ im Druck herausgegeben hat. Eine nach den Aufnahmen des Julius-Berger-Konsortiums gezeichnete Übersichtskarte, die in zahlreichen Einzelheiten von den älteren Karten abweicht und zum ersten Male ein zuverlässiges Bild des Stromes gibt, wurde der Zeitschrift der Gesellschaft für Erdkunde, 1927, als Beilage 1 beigelegt.

Von den hydrologischen Ergebnissen dieser Arbeiten seien hier die wichtigsten zusammengestellt, weil sie für flußbautechnische Planungen von bleibendem Werte sind. Zuvor sei jedoch kurz das Arbeitsverfahren beschrieben, nach dem die kartographische Aufnahme stattfand.

Die eigentlichen Feldarbeiten, zu denen ein Regierungsdampfer zur Verfügung gestellt wurde, nahmen zwei Jahre in Anspruch, die Herstellung der Kartenblätter und Entwurfzeichnungen ein weiteres Jahr. Als Basis für die Aufnahme der Stromkarten diente ein Polygonzug, der mit Zeiss'schen Streckenmeßtheodoliten vermessen wurde. Dieses Verfahren ermöglichte bei dem zerrissenen und gewundenen, beiderseits häufig von dichtem Urwald begleiteten Strome einen schnellen Arbeitsfortschritt bei großer Meßgenauigkeit und hat sich gut bewährt. Die Orientierung im Gelände wurde durch Luftbildaufnahmen erleichtert, die zugleich die Möglichkeit der Einzeichnung einer großen Menge topographischer Einzelheiten gaben. Die Höhen wurden durch ein doppeltes Nivellement längs des Flusses bestimmt, ebenfalls mit Zeissinstrumenten, die mit Keilstrichablesung und Präzisionsplatten mit Invarband ausgerüstet waren; die Höhenbestimmung ist trotz der ausgedehnten, schwer zugänglichen und häufig überschwemmten Urwaldstrecken am Ufer ebenfalls sehr genau ausgefallen. Die Peilungen wurden von Einbäumen aus vorgenommen, in deren unter Zeitkontrolle tachymetrisch eingemessene Kreuzfahrten nach Aufzeichnung die auf einen einheitlichen Pegelstand reduzierten Peiltiefen nach Zeitintervallen interpoliert wurden.

Das Einzugsgebiet des Magdalenenstromes wird auf 250 000 km² geschätzt. Die Flußlänge beträgt:

Unterlauf	943,3 km
Stromschnellenstrecke von Honda	3,6 „
Oberlauf (mit Dampfschiffen befahren)	155,0 „
Oberlauf (mit Booten und Flößen befahren)	215,0 „
Oberlauf (nicht schiffbar)	rd. 122,0 „

Die Gesamtlänge ergibt sich also zu 1439 km.

Auf dem Unterlauf und einem Teile des Oberlaufes versehen (1930) etwa 100 Heckraddampfer und zahlreiche Motorboote den Verkehr. Die ursprünglichen Verkehrsmittel: Flöße, Einbäume und Boote ohne mechanischen Antrieb (Champans) gehen an Zahl zurück. Die Mündung des Flusses ist durch eine Barre verschlossen, die die Einfahrt von Seeschiffen unmöglich macht. Alle Waren müssen daher vom Seehafen Puerto Colombia bis zur Stadt Barranquilla mit der Eisenbahn transportiert werden und werden erst hier auf die Flußschiffe verladen. In der Stromschnellenstrecke von Honda besteht seit 1930 eine mechanische Schleppvorrichtung, die es ermöglicht, beladene Prahme ohne Umladung vom Unterlauf zum Oberlauf des Flusses zu überführen. Bisher gab es zur Umgehung dieses Abschnittes nur eine Uferbahn, die allerdings seit kurzem in unmittelbarer Verbindung mit der Hauptstadt Bogotá steht und mit der Fracht- und vor allem der Personenschiffahrt auf dem oberen Fluß in Wettbewerb tritt.

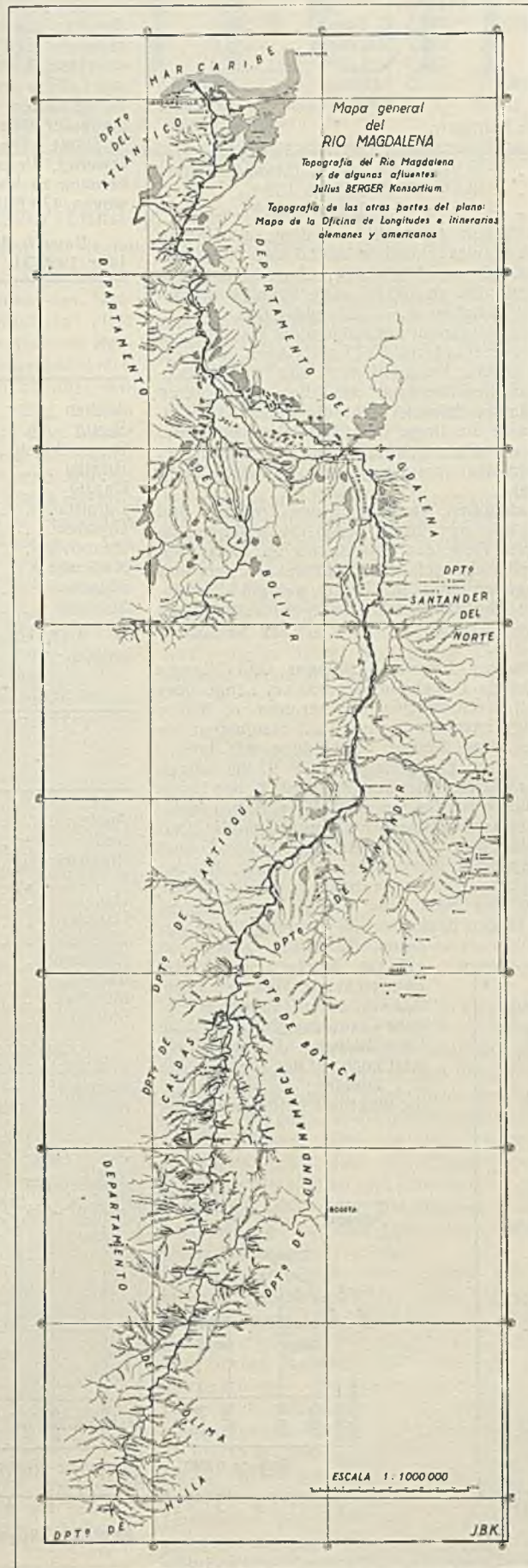
Die charakteristischen Abflußmengen wurden aus zahlreichen Messungen mit Ottschen Schwimmflügeln wie folgt bestimmt:

Fluß-km	Ort	NNQ	NQ	MQ	HQ	
1316,9	Neiva . . .	100	150	600	5 000	m ³ /sek
1101,9	Girardot . . .	230	350	1500	5 000	„
904,6	La Dorada . . .	300	600	2000	„	„
746,4	Puerto Berrio . . .	600	950	3000	6 500	„
395,5	El Banco . . .	2000	2400	4800	7 200	„
184,9	Zambrano . . .	3400	4000	8000	11 500	„

Die Verhältniszahlen für NNQ, MQ und HQ ergeben sich daraus zu:

Ort	NNQ	MQ	HQ
Girardot	1	6,5	21,8
Puerto Berrio	1	5,0	10,8
El Banco	1	2,4	3,6
Zambrano	1	2,35	3,4

¹⁾ Buchhandlung der Imprenta nacional, Bogotá.



— km	0,0	Bocas de Ceniza
— km	11,5	Barranquilla (P.)
— km	107,5	Calamar (P.)
— km	184,9	Zambrano
— km	250,7	Yatí (P.)
— km	254,7	Magangué (P.)
— km	395,5	El Banco (P.)
— km	489,5	Gamarra
— km	511,3	Bodega Central (P.)
— km	613,9	Puerto Wilches
— km	648,0	Barranca Bermeja (P.)
— km	690,5	Carrre (P.)
— km	723,4	Peñón del Río Nuevo
— km	746,4	Puerto Berrio (P.)
— km	793,0	Nare (P.)
— km	854,0	Buenavista
— km	904,6	La Dorada (P.)
— km	943,3	Caracolí
— km	946,9	Honda (Pte. Navarro)
— km	947,5	Arrancaplumas (P.)
— km	1009,9	Beltrán (P.)
— km	1101,4	Girardot (P.)
— km	1164,4	Purificación (P.)
— km	1202,1	Natagaima
— km	1316,9	Neiva (P.)

P. = Pegelstation.

Übersichtskarte des Magdalenenstromes (verkleinert).

Man sieht aus dieser Tabelle, wie sich unterhalb Puerto Berrio der ausgleichende Einfluß der zahlreichen Lagunen bemerkbar macht.

Die größte jährliche Pegelschwankung beträgt:

Fluß-km	Ort	m	Fluß-km	Ort	m
1316,9	Neiva	3,0	1009,9	Beltrán	8,0
1164,4	Purificación	5,0	947,5	Arrancaplumas	9,0
1101,4	Girardot	9,0	904,6	La Dorada	5,0 bis 6,0

Fluß-km	Ort	m	Fluß-km	Ort	m
793,0	Nare	3,0 bis 4,0	395,5	El Banco	4,0
746,4	Puerto Berrio	4,5	254,7	Magangue	5,0
690,5	Carare	3,0	250,7	Yatí	5,0
648,0	Barranca Bermeja	3,0 bis 4,0	107,5	Calamar	6,0 bis 7,5
511,3	Bodega Central	4,0	11,5	Barranquilla	1,0 bis 1,2

Die mittleren Spiegelgefälle betragen:

Zwischen Neiva u. Honda	km	1316,9 bis 946,9	2,6 bis 0,15 ‰
Honda u. Caracoli		946,9 bis 943,3	bis 5 ‰ (Stromschnellen)
Caracoli u. Carare		943,3 bis 690,5	1,50 bis 0,32 ‰
Carare u. d. Mündung		690,5 bis 0,0	0,39 bis 0,04 ‰

Die mittlere Profilgeschwindigkeit schwankt auf dem mit Dampfschiffen befahrenen Teil des Oberlaufes zwischen rd. 2,0 und 3,0 m/sek, auf dem Unterlauf zwischen rd. 1,0 und 2,0 m/sek, überschreitet aber in einzelnen Strudeln diese Werte bis zu 100 ‰. Die Rauigkeitsziffer (nach Ganguillet und Kutter) lag zwischen $n = 0,025$ und $0,048$.

Die Sinkstoffführung betrug im Unterlauf bei steigendem Wasser 0,743 bis 1,316 g/l, bei fallendem Wasser 0,214 bis 0,677 g/l. Auch über die Geschiebeführung, die mineralogische Beschaffenheit und die Größenklasse der Geschiebe, den Erosionswiderstand der Ufer sowie deren geologischen Aufbau und Vegetationscharakter gibt die genannte Denkschrift Aufschluß. Dagegen konnte die Frage des Geschiebeabtriebs nur generell behandelt werden, da ein überragender Anteil des Geschiebes offenbar aus den ununterbrochen über fast die gesamte Flußlänge stattfindenden Uferabbrüchen stammt.

Die gewaltige Fracht an Sinkstoffen, Geschieben und Treibholz und die geringe Widerstandskraft der Ufer und Inseln gegen die Seitenerosion haben insbesondere im mittleren Teile des Unterlaufes zu einer vollständigen Verwilderung des Flußlaufes geführt. Sandbänke, Inseln und Seitenarme entstehen und vergehen hier im Laufe weniger Monate. Dadurch ist natürlich auch die Schiffahrtrinne ständigen Verlegungen unterworfen.

H. Seidel.

Die neue Eisenbahn Bologna—Florenz. Bologna und Florenz wurden bisher durch eine eingleisige Eisenbahn von 132 km Länge über Pistoia, Bagni und Vergato mit Krümmungen bis herunter zu 300 m Halbmesser, die 41 ‰ der Länge ausmachten, und mit Steigungen bis 1:38,5 verbunden. Nunmehr ist eine bessere Verbindung der beiden Städte im Bau, bestehend aus einer zweigleisigen, nur 97 km langen Eisenbahn mit 600 m Halbmesser, deren Krümmungen nur 27 ‰ der Länge ausmachen, und mit keinen steileren Neigungen als 1:83 (s. Abb. 1 u. 2). Freilich hat man dabei den Bau eines Tunnels durch den Apennin in Kauf nehmen müssen, der in Europa mit seinen 18 510 m nur vom Simplon-Tunnel um 1219 m an Länge übertroffen wird.¹⁾ Er hat aber den Erfolg, daß der höchste Punkt der neuen Eisenbahn auf 322 m Seehöhe zu liegen kommt, während auf der alten Strecke eine Höhe von 616 m zu erklimmen ist. Alle diese Verbesserungen führen dazu, daß die virtuelle Länge der neuen Eisenbahn zwar noch 125 km beträgt, gegen das entsprechende Maß der alten, 222 km, aber doch eine erhebliche Verkürzung bedeutet. Die Fahrt Bologna—Florenz dauert jetzt noch auf der alten Strecke 2 1/2 Stunden; auf der neuen, die elektrisch betrieben werden



Abb. 1. Lageplan.

soll, wird diese Zeit auf etwa eine Stunde verkürzt werden. Auf der alten Strecke können mit zwei Lokomotiven nur Züge von 23 Wagen mit 480 t verkehren; auf der neuen kann das Gewicht auf 1000 t, die Zahl der Wagen auf 48 gesteigert werden. Die Züge zwischen Rom und Neapel, die die Verbindung mit der Schweiz vermitteln, werden über die neue Strecke geleitet werden, die also sowohl Bedeutung für den italienischen Binnen- wie für den internationalen Verkehr hat.

¹⁾ Über die Ausführung dieses Tunnels wird demnächst besonders berichtet werden. Die Schriftleitung.

Die neue Eisenbahn Bologna—Florenz enthält zahlreiche Kunstbauten, darunter Brücken von zusammen 4457 m Länge und 30 Tunnel von zusammen 36 687,50 m Länge; die bedeutendsten von diesen sind der schon erwähnte Apennin-Tunnel mit 18 510 m Länge, der Monte-Adone-Tunnel mit 7135 m und der Pian-di-Setta-Tunnel mit 3049 m Länge. Über diese Tunnelbauten wird im Génie Civil auf Grund einer Arbeit von G. Pini, die in der Rivista tecnica delle Ferrerie italiane veröffentlicht ist, eingehend berichtet. Die Tunnelarbeiten sind nunmehr so weit gediehen, daß man erwartet, die neue Eisenbahn Bologna—Florenz im Jahre 1932 in Betrieb nehmen zu können. Ihr Bau wird voraussichtlich 1060 Mill. Lire kosten, wovon 470 Mill. allein auf den Apennin-Tunnel entfallen. Wkk.

Besuch der deutschen Technischen Hochschulen im Winterhalbjahr 1930/31. Die Gesamtbesucherzahl war:

	a) Studierende	b) Fachhörer	c) Gasthörer	Ins-gesamt ¹⁾	Davon:		
					Deutsche	Ausländer	Ausländer deutsch. Abkunft
Aachen	1057	31	524	1612 (1328)	1511	101	—
Berlin	6100	322	448	6870 (6117)	—	—	—
Braunschweig	1170	66	188	1424 (1358)	1345	79	—
Breslau	811	105	44	960 (981)	—	—	—
Danzig	1831	26	157	2014 (1846)	—	—	—
Darmstadt	2763	60	335	3158 (2898)	2904	174	80
Dresden	4038	70	244	4352 (4188)	3716	209	113 ²⁾
Hannover	1898	50	302	2250 (1903)	2186	64	—
Karlsruhe	1234	35	141	1410 (1410)	1291	87	32
München	4269	24	197	4490 (3911)	4124	241	125
Stuttgart	2065	46	513	2624 (2273)	2537	51	36

¹⁾ Die eingeklammerten Zahlen bedeuten die Besucherzahl im Sommerhalbjahr 1930. — ²⁾ Nur Studierende.

Von den Studierenden (a) gehörten an der Abteilung für:

	Ingenieurbauwesen	Architektur	Maschinenbau	Elektrotechnik	Chemie und Pharmazie	Hüttenkunde	Techn. Physik, Mathematik, Naturwissenschaft, Allgemeines
Berlin	1289	716	1386	1259	304	97	496
Braunschweig	146	97	220	160	166	—	381
Breslau	152	23	238	144	78	65	66
Danzig	386	160	433	294	176	—	189
Darmstadt	377	248	825	568	152	—	593
Dresden	323	384	1015	270	—	—	1967
Hannover	489	220	607	379	100	—	103
Karlsruhe	203	238	378	225	110	—	80
München	816	348	1625	285	—	—	735
Stuttgart	406	548	506	201	165	4	235

Außerdem: Bergbau: Aachen 69, Berlin 210, Breslau 45. — Schiff- und Schiffsmaschinenbau sowie Luftfahrzeugbau: Berlin 343, Danzig 193. — Land- u. Forstwirtschaft: München 460 (einschl. Brautechnische Abteilung), Dresden 79.

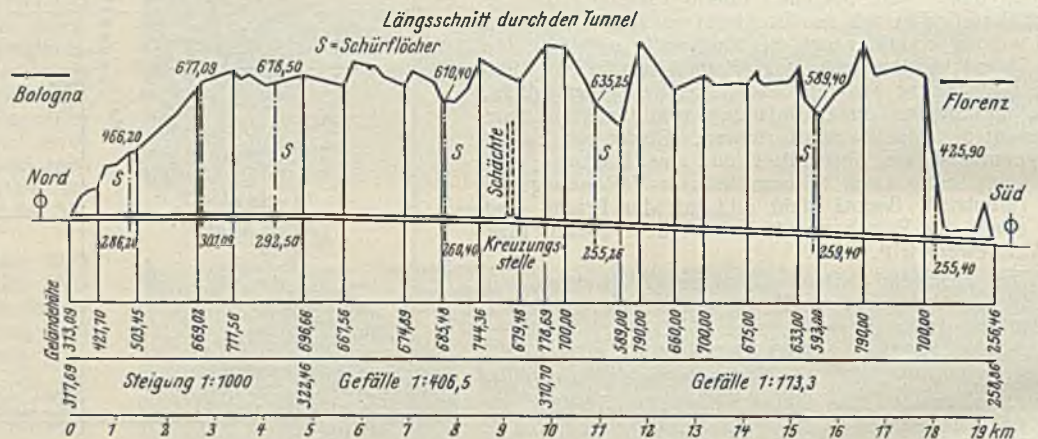


Abb. 2. Längsschnitt durch den Tunnel.

INHALT: Der Ausbau des Hafens von Abo. — Eine Privatgleisanschlussanlage bei Würzen (Sa.). — Gesichtspunkte für das Entwerfen wellgespannter Kastenträgerbrücken. — Ermittlung von Spaltweiten aus der Menge des Sickerwassers und aus dem Druckgefälle. — Vermischtes: Professor R. Kohnke f. — Deutsche Gesellschaft für Bauwesen. — Ausführung einer Eisenbeton-Bogenbrücke im Winter. — Deutscher Ausschuß für wirtschaftliches Bauen. — Hafenbautechnische Gesellschaft, Hamburg. — Hydrologische Studien am Magdalenenstrom in Kolumbien. — Neue Eisenbahn Bologna—Florenz. — Besuch der deutschen Technischen Hochschulen im Winterhalbjahr 1930/31.