DER BAUINGENIEUR

15. Jahrgang 7. Dezember 1934 Heft 49/50

VERSUCHE ÜBER WINDDRUCK AUF BAUWERKE.

Von Dozent Dr.-Ing. R. Gran Olsson, Trondheim.

Übersicht: Die Arbeit ist ein Beitrag zur Klärung einer auf dem Gebiete der Winddruckmodellversuche zur Zeit strittigen Frage.

Einleitung.

Die Frage des Winddrucks auf Bauwerke ist schon oft Gegenstand eingehender Untersuchungen gewesen. Als einer der ersten hat wohl Eiffel[1] sich eingehender damit befaßt und auch Versuche darüber angestellt, indem er die Druckverteilung an drei geometrisch ähnlichen Modellen maß, wobei das größte Modell 50 mal so groß wie das kleinste war. Da bekanntlich die Ausbildung von Trennungsflächen für den Widerstand maßgebend ist, und da bei scharfkantigen Körpern wie z. B. Gebäuden der Ausgangspunkt der Trennungsflächen durch die scharfen Kanten vorgeschrieben ist, so ergeben sich für den Widerstand und damit auch für die Druckverteilung annähernd dieselben Werte für jede Modellgröße.

In neuerer Zeit sind zahlreiche Versuche an Gebäudemodellen in Europa und Amerika ausgeführt worden. In Deutschland sind die Versuche von Flachsbart[2], in Dänemark die Versuche von Irminger und Nökkentved[3] und in Rußland die Arbeiten von Bounkin und Tcheremoukhin[4] zu nennen. In Amerika haben vor allem Dryden und Hill[5] weitgehende Versuche angestellt.

Nach seiner letzten Veröffentlichung hat Nökkentved[6] festgestellt, daß eine Abhängigkeit von der Modellgröße und somit von der Reynoldsschen Zahl vorhanden sei. Zum Beweis vergleicht er eigene mit amerikanischen Versuchen, die an einem zwölfmal größeren Modell ausgeführt wurden, wobei eine deutliche Abweichung in der Druckverteilung festzustellen ist.

Die einfachere Erklärung für diesen Unterschied dürfte folgendermaßen sein:

Da es keine reibungslosen Flüssigkeiten gibt, so wird die Geschwindigkeit am Boden gleich Null sein und erst in einer gewissen Höhe über dem Boden den vollen Wert erreichen. Diese Höhe bezeichnet man bekanntlich als Grenzschichtdicke. Variiert man nun die Modellgröße so im Verhältnis zur Grenzschichtdicke, daß das Modell geometrisch ähnlich bleibt, so wird jedesmal eine andere Strömung um das Modell vorhanden sein, weil dies gewissermaßen verschieden tief in der Grenzschicht steckt, womit sich auch die Druckverteilung ändern muß.

Eigene Versuche.

Nach einer Anregung, die ich Herrn Professor Prandtl verdanke, hatte ich im Kaiser Wilhelm-Institut für Strömungsforschung zu Göttingen Gelegenheit, Versuche, die diesen Gegenstand betreffen, auszuführen. Bei den Versuchen, die hier näher beschrieben werden sollen, wurde nicht das Modell, sondern die Grenzschichtdicke geändert. Da die Grenzschichtdicke bekanntlich bei laminarer Grenzschicht mit der Quadratwurzel der Anlauflänge, bei turbulenter Grenzschicht mit der 4/5 Potenz der Anlauflänge zunimmt, so hat man durch Änderung der Anlauflänge vor dem Modell ein bequemes Mittel zur Erzeugung verschiedener Grenzschichtdicken.

Versuchseinrichtung.

Die Messungen wurden an einem Gebläse ausgeführt, das in einer Arbeit von Gruschwitz[7] bereits beschrieben wurde. Nur mußte die Versuchsstrecke entsprechend abgeändert werden. Der Beruhigungskanal von 65 cm Höhe und 45 cm Breite wurde am Ende auf einen quadratischen Querschnitt 45 × 45 cm verengt. Die Anordnung der Versuchsstrecke geht aus Abb. 1 (Grundriß und Aufriß) hervor. Diese besteht hier aus einer festen Platte f aus Holz, auf der das Modell festgeschraubt wurde, und aus einer zweiten Holzplatte b, die je nach der gewünschten Grenzschichtdicke von verschiedener Länge gewählt wurde. Die auswechselbaren Platten waren rauh, indem sie von einer Sandkornschicht mit 0,4 mm mittlerem Korndurchmesser überzogen waren.

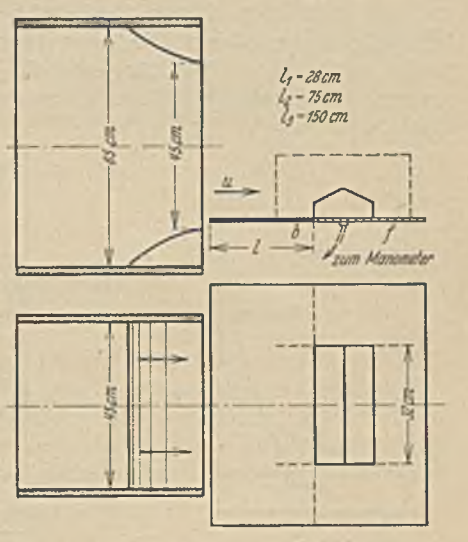


Abb. 1. Versuchsanordnung.

Die Modellabmessungen gehen aus der Abb. 2 hervor. Die Länge des Modells senkrecht zur Strömungsrichtung beträgt 32 cm. Das Verhältnis Modellänge: Strahlbreite ist also gleich rd. 0,7. Die Modelle sind mit großen Endscheiben versehen, um ebene Strömung zu erzielen. Dabei wurde die eine Endscheibe aus Glas gewählt, um die Strömung photographieren zu können.

Abb. 2. Untersuchte Modelle.

Es wurden sechs Meßreihen ausgeführt, indem für die Platten drei verschiedene Anlauflängen und für das Modell zwei verschiedene Dachneigungen gewählt wurden, die letzteren zwar so, daß an den charakteristischen Stellen der vorderen Dachfläche die Drucke von verschiedenem Vorzeichen waren (Abb. 2). Die Windgeschwindigkeit der ungestörten Strömung betrug an der Kanalöffnung bei allen Versuchen im Mittel 7,2 m/sec. Diese kleine Geschwindigkeit wurde gewählt, um möglichst große Grenzschichtdicken zu erzeugen.

---

[1] Eiffel: Nouvelles recherches sur la résistance de l'air et l'aviation. Paris 1914. S. 286 u. f.
Siehe auch z. B. L. Prandtl: Abriß der Strömungslehre. Braunschweig 1931. S. 135.

[2] Ergebnisse der Aerodynamischen Versuchsanstalt zu Göttingen. IV. Lieferung. München und Berlin 1932. S. 128. Dort auch weitere Literatur desselben Verfassers.

[3] Irminger und Nökkentved: Wind-pressure on buildings. Kopenhagen 1930.

[4] Bounkin und Tcheremoukhin: Wind-pressure on roofs and walls of buildings. Transactions of the Central Aero-Hydrodynamical Institute Nr. 35. Moskau 1928.

[5] Dryden und Hill: Scientific Papers of the Bureau of Standards Nr. 523. Washington 1926. Bureau of Standards of Research (1930) S. 653—693. Report 221. Research Paper Nr. 301. Bureau of Standards. Washington 1931.

[6] Winddruck auf Bauwerke (Dänisch). Ingeniören (1932).

[7] Ing.-Arch. 2 (1931) S. 321.

Geschwindigkeitsmessung.

Bei jeder Meßreihe wurde das Geschwindigkeitsprofil der Strömung in einer solchen Entfernung vor dem Modell gemessen, daß die Strömung von diesem noch unbeeinflußt war.

Für die kürzeste Platte von 28 cm Länge war die Grenzschicht noch laminar, für die beiden längeren Platten (75 und 150 cm) turbulent. Die Geschwindigkeitsprofile sind in Abb. 3 wiedergegeben, wo y den Wandabstand bedeutet. Um ein Maß für die Grenzschichtdicke zu haben, das sich mit genügender Genauigkeit aus den Messungen entnehmen läßt, wird in üblicher Weise die Verdrängungsdicke [8]:

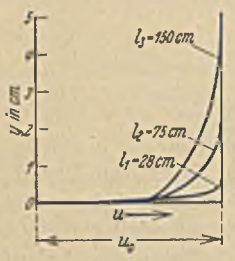


Abb. 3. Geschwindigkeitsprofile.

$$\delta^x = \int_0^\delta \left(1 - \frac{u}{u_0}\right) dy$$

gewählt, wo δ einen Wandabstand bezeichnet, bei dem die Geschwindigkeit u praktisch gleich der Geschwindigkeit u_0 der ungestörten Strömung ist. δ^x bezeichnet die Entfernung, um die die Stromlinien der Potentialströmung durch das Bestehen der Grenzschicht von der Wand abgedrängt werden. Führt man den dimensionslosen Wandabstand $\frac{y}{\delta^x}$ ein, so ergibt sich für die kurze und die ganz lange Platte die in Abb. 4 wiedergegebene Geschwindigkeitsverteilung. Die Auswertung der Geschwindigkeitsprofile ergab für die Verdrängungsdicke bei der kurzen Platte 1,0 mm, bei der mittleren Platte 2,5 mm und bei der ganz langen Platte 5,7 mm.

Abb. 4. Geschwindigkeitsverteilung bei turbulenter (l_3 = 150 cm) und laminarer (l_1 = 28 cm) Strömung.

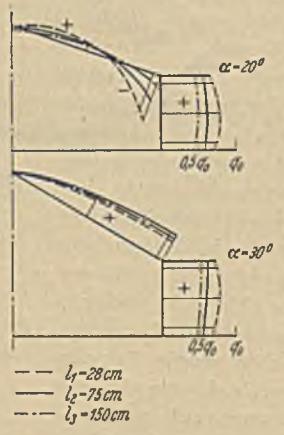


Abb. 5. Druckverteilung bei verschiedener Grenzschichtdicke.

Druckmessung.

Für die drei verschiedenen Geschwindigkeitsprofile wurden die Drucke an den mit 1 bis 6 bezeichneten Stellen der Modelle gemessen. Die Meßstellen lagen in der Mittelebene des Modells, die Punkte 2 und 5 in der Mitte der Wand bzw. Dachfläche, die Punkte 1, 3, 4 und 6 in 4 mm Entfernung von der benachbarten Kante. Die Druckmessungen wurden mittels eines Manometers Prandtlscher Bauart [9] ausgeführt, wobei der Druck im Versuchsraum als Nullpunkt gewählt wurde. Die Messungen an den einzelnen Punkten wurden so vorgenommen, daß an jede Anbohrung ein Schlauch angeschlossen wurde, der durch das Innere des Modells und die feste Platte zum Manometer führte. Die Druckverteilung geht aus der Abb. 5 hervor. Es ergab sich also eine deutliche Abhängigkeit zwischen Druckverteilung und Grenzschichtdicke.

Am deutlichsten war die Abhängigkeit zwischen Druck und Verdrängungsdicke an der mit 4 bezeichneten Stelle der Modelle. Stellt man diese aus den Messungen gewonnene Beziehung graphisch dar, so ergeben sich die in Abb. 6 dargestellten Kurven. In der Abbildung bedeutet q den Druck an der Meßstelle 4, und q_0 den Staudruck der ungestörten Strömung ($q_0 = \frac{\varrho}{2} u_0^2$, ϱ = Dichte der Luft). Für das steile Dach ($\alpha = 30^0$) entsteht ein Überdruck, der für einen gewissen Wert $\frac{\delta^x}{h}$ ein Maximum hat. Beim flachen Dach ($\alpha = 20^0$) ergibt sich ein mit wachsenden Werten δ^x abnehmender Unterdruck. Während also für steile Dächer sich an der vorderen Dachtraufe (Meßstelle 4) ein Überdruck ergibt, der für ein bestimmtes Verhältnis $\frac{\delta^x}{h}$ (h = Höhe der Frontwand) sein Maximum hat, entsteht für kleine Dachneigungen ein Maximum an Unterdruck für $\delta^x = 0$. Die $\delta^x = 0$ entsprechenden Werte des Druckes können gefunden werden, indem das Modell um die Bodenebene gespiegelt wird (Abb. 7). Dieser Versuch konnte indessen mit dem zur Verfügung stehenden Gebläse nicht ausgeführt werden.

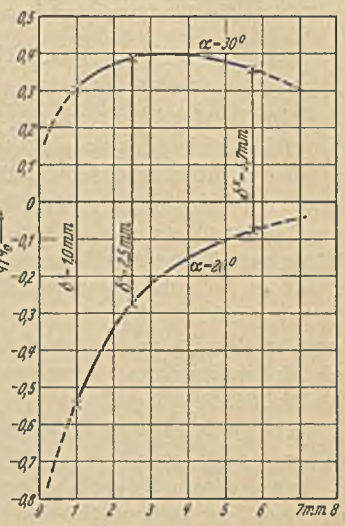


Abb. 6. Druck am Meßpunkt 4 in Abhängigkeit von der Verdrängungsdicke d^x.

Die in der Natur auftretenden Grenzschichtdicken δ sind im allgemeinen sicher viel größer als die Bauwerke. Entsprechendes gilt auch von den Verdrängungsdicken δ^x. Infolgedessen ist das in der Natur vorhandene Verhältnis $\frac{\delta^x}{h}$ viel größer als das bei den Versuchen ermittelte. Insbesondere dürfte dies bei sanft hügeligem Gelände und in der Ebene der Fall sein. Für sehr steile Hänge und terrassenförmiges Gelände, wo die Bebauung gewöhnlich in ziemlich kurzer Entfernung vom Hang ansetzt, dürften die im Versuch angenommenen Verhältnisse eher zutreffen, da ein waagrecht ankommender Luftstrom, indem er das Bauwerk trifft, eine noch kleine Grenzschicht- bzw. Verdrängungsdicke hat.

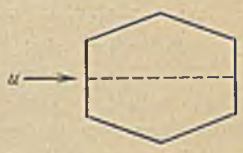


Abb. 7. Grundsätzliche Versuchsanordnung für $\delta^x = 0$.

Rauchaufnahmen.

Eine qualitative Bestätigung der Meßergebnisse kann mittels photographischer Aufnahme der Strömungen erhalten werden. Die Strömung wird durch Rauch veranschaulicht. Dieser wird mittels Titantetrachlorid ($TiCl_4$) erzeugt, einer dickflüssigen Flüssigkeit, die in Luft von gewöhnlicher Temperatur und Feuchtigkeit einen gut sichtbaren, weißen Nebel entwickelt. Wird die Flüssigkeit auf

Abb. 8. Rauchaufnahme bei 20° Dachneigung und laminarer Grenzschicht.

[8] Prandtl-Tietjens: Hydro- und Aeromechanik, Bd. II. S. 81. Berlin 1931.

[9] Ergebnisse der Aerodynamischen Versuchsanstalt zu Göttingen. I. Lieferung. München und Berlin 1921. S. 44.

die Platte dicht vor dem Modell, also in das vordere „Totwassergebiet", geträufelt, so wird der sich sofort danach entwickelnde Rauch das Totwassergebiet vor dem Hause ausfüllen und nur der an das Gebiet der Potentialströmung grenzende Rauch wird von der Strömung mitgerissen. Dadurch ist die Trennungsfläche zwischen „Totwasser" und Potentialströmung deutlich sichtbar. Sie wird bei laminarer Geschwindigkeitsverteilung (also δ^x klein) steiler als bei turbulenter Geschwindigkeitsverteilung (δ^x groß).

Abb. 9. Rauchaufnahme bei 20° Dachneigung und turbulenter Grenzschicht.

Abb. 10. Rauchaufnahme bei 30° Dachneigung und turbulenter Grenzschicht.

Ab. 11. Ablösung der Strömung vom Dachfirst ($\alpha = 30°$).

Entsprechend ist im ersten Fall das „Totwassergebiet" kleiner als im zweiten Fall. Dies zeigen auch die Abb. 8—11. In der Abb. 8 (Dachneigung $\alpha = 20°$) ist die Anlaufstrecke 28 cm lang, die Grenzschicht also laminar. Infolgedessen das „Totwassergebiet" klein und die Trennungsfläche steil. Deutlich zu sehen ist auf diesem Bild der Wirbel vor dem Modell. Abb. 9 stellt dasselbe Modell mit langer Anlaufstrecke dar. Das Wirbelgebiet vor dem Modell ist größer und der Knick der Trennungsfläche an der vorderen Dachtraufe nicht so scharf. Für das Modell mit der größeren Dachneigung ($\alpha = 30°$) gibt Abb. 10 das Wirbelgebiet für große Anlaufstrecken an, während Abb. 11 die Ablösung der Strömung vom First zeigt, etwa so wie man sie bei Schneesturm in natürlicher Größe beobachten kann. — Die Belichtungsdauer betrug bei sämtlichen Aufnahmen $^1/_{50}$ Sekunde.

Die Möglichkeit zur Durchführung dieser Versuche gab mir der Direktor des Kaiser Wilhelm-Instituts für Strömungsforschung in Göttingen, Herr Prof. Prandtl, wofür ich auch an dieser Stelle meinen verbindlichen Dank aussprechen möchte. Für wertvolle Ratschläge während der Versuche bin ich Herrn Dr. Gruschwitz in Göttingen zu Dank verpflichtet. Die Arbeit wurde in dankenswerter Weise von dem Forschungsfonds der Norwegischen Technischen Hochschule unterstützt.

Es ist beabsichtigt, diese Versuche weiterzuführen.

Nachtrag: Nach Abschluß dieser Arbeit wurde mir die letzte Veröffentlichung Nökkentveds[10] bekannt, dessen Ergebnisse mit meinen qualitativ gut übereinstimmen. Indessen dürften Nökkentveds Folgerungen mit Hilfe der Prandtlschen Grenzschichttheorie leichter zu bekommen sein.

[10] Internat. Vereinig. Brücken- und Hochbau. Abh. 2 (1934) S. 257.

HOLZBAUWEISEN IM HOCH-, BRÜCKEN- UND FUNKTURMBAU.

Von Dipl.-Ing. E. Traub, Obering. der Siemens-Bauunion GmbH.[1]

Was die alte Zimmermannskunst in Jahrhunderten an handwerklichem Können in bedeutenden Bauwerken bewiesen hatte, wurde durch das Aufkommen und die rasch fortschreitende Entwicklung des Eisenbaues während der letzten 50 Jahre mehr und mehr zurückgedrängt. Einen Umschwung zugunsten des Holzes brachte erst wieder die durch den Weltkrieg entstandene Knappheit an Baustoffen, die zu einem starken Aufschwung des ingenieurmäßigen Holzbaues wesentlich beigetragen hat.

Das Hauptproblem der freitragenden Holzkonstruktion ist die Kraftübertragung in den Knotenpunkten. Diese Aufgabe wies man früher meist nur den eisernen Bolzen zu, welche sich jedoch beim Anfallen größerer Kräfte unzuverlässig zeigten. Dann wurde die Tragfähigkeit der Bolzen durch Einlegen von besonders ausgebildeten Dübeln zwischen den Hölzern verstärkt und dadurch die Druckübertragung auf eine größere Angriffsfläche verteilt.

In der weiteren Entwicklung wurde die Tragfähigkeit des Bolzens immer mehr ausgeschaltet, so daß die gesamte Kraftübertragung im Knotenpunkt vornehmlich den Dübelverbindungen zugewiesen wurde. Die Bolzen sind dabei lediglich noch zum Zusammenhalten der Hölzer erforderlich.

Unter den neuen Holzbauweisen nimmt nun die Holzbauweise der Siemens-Bauunion eine Sonderstellung ein. Die Siemens-Bauunion (SBU) ist bei ihrer Holzbauweise mit der Ausbildung der Knotenpunktverbindungen noch einen Schritt weitergegangen und hat außer dem Verbindungsdübel, der Krallenscheibe, noch ein weiteres bemerkenswertes Verbindungsglied zur Übertragung der Kräfte in den Knotenpunkten, nämlich das Stahlgelenk, eingeschaltet. Diese Bauweise wird deshalb auch als Gelenkbauweise bezeichnet.

[1] Nach einem Vortrage auf der Herbsttagung November 1933 der Fachgruppe „Konstruktiver Ingenieurbau" in der Deutschen Gesellschaft für Bauwesen E. V. in Berlin.

Bei dem Baustoff Holz ist stets zu beachten, daß die Festigkeit nicht wie beim Eisen nach jeder Richtung die gleiche ist, sondern daß beim Holz die Querfestigkeit auf einen Bruchteil der Parallelfestigkeit herabsinkt. In dieser ungünstigen Festigkeitseigenschaft liegen die Schwierigkeiten des Holzbaues begründet. Durch die

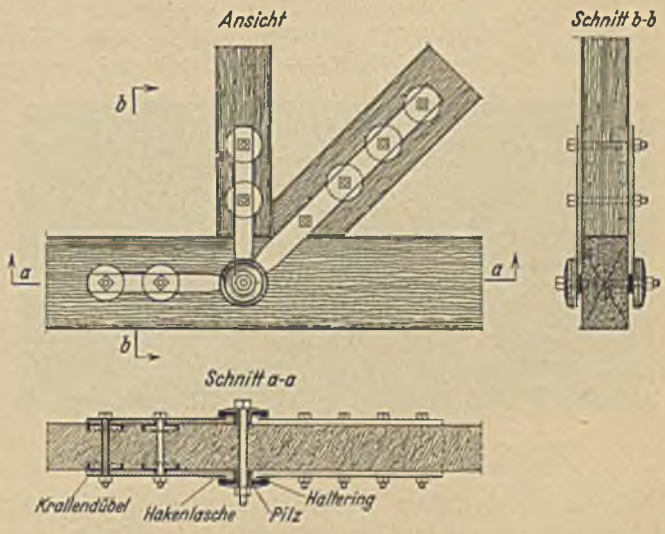


Abb. 1. Knotenpunkt mit Stahlgelenkverbindung D. R. P.

Anordnung des Gelenkes sah die SBU. einen Weg, um an dieser Schwäche des Holzes als Baustoff vorbeizukommen.

Die Stahlgelenkverbindung (Abb. 1) besteht aus dem Ring, dem Verschlußkörper, der wegen seiner Form auch der Pilz genannt wird, und den Hakenlaschen. Den Haupttragteil des Gelenkes bildet der Stahlring. Auf der Innenseite besitzt er eine

ringsum laufende Keilnute, in welche die Hakenlaschen eingreifen. Der Pilz gibt dem Tragring noch eine gewisse Abstützung und klemmt außerdem die Hakenlaschen im Gelenk fest, so daß sie absolut zug- und druckfest angeschlossen sind. Für den Gelenkring wird hochwertiger Stahl mit einer Festigkeit von rd. 60 kg/mm² verwendet; für den Pilz genügt Flußeisen. Die Hakenlaschen werden je nach der zu übertragenden Kraft aus Flußeisen oder hochwertigem Stahl hergestellt. Der Bolzen dient lediglich zum Zusammenhalten der Gelenkverbindung.

Die im Knotenpunkt eines Fachwerkträgers angreifenden Kräfte werden zentrisch in das Gelenk hineingeleitet. Die eisernen

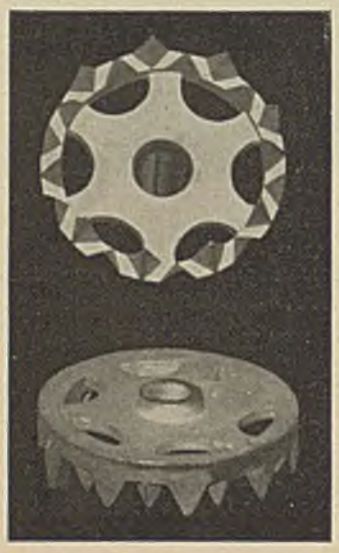


Abb. 2. Krallendübel D. R. P.

Abb. 3. Versuchskörper nach der Höchstlast.

Hakenlaschen sind durch Krallendübel mit dem Holz verbunden. Diese Krallendübel (Abb. 2), die schon aus der Bauweise „Greim" bekannt sind, werden aus Temperguß hergestellt. Sie bestehen aus einer kreisrunden Scheibe von 80 mm ⌀, auf deren Rand ein Kranz dreiseitiger Pyramiden angeordnet ist. Die auf der Innenseite befindliche Nabe an der Krallenscheibe faßt in die Bohrung der Hakenlasche. Durch die Bolzen ⌀ 13 mm wird der Zusammenhalt der Verbindungen sichergestellt. Zu irgend welcher statischen Kraftübertragung wird der Bolzen nicht herangezogen. Für das Einsetzen der Krallendübel in das Holz wird zunächst die Höhe des Scheibenrandes von rd. 6 mm ausgefräst und dann der Dübel in das Holz eingelassen, indem der Pyramidenkranz durch

Abb. 4. Fachwerkträger vor der Brandprobe.

Pressen oder Hammerschläge in das Holz eingetrieben wird, bis die Scheibenoberkante mit der Oberfläche des Holzes bündig liegt.

Die Stabkräfte werden also zunächst vom Holz auf die Krallendübel, dann in die Hakenlaschen, von dort in das Gelenk und ebenso wieder weitergeleitet. Dieses Spazierenführen der Kräfte ist jedoch notwendig, wenn man nicht auf die Inanspruchnahme der niedrigen Querfestigkeit des Holzes angewiesen sein will. Für sämtliche Tragteile der Verbindung, den Tragring, die Hakenlasche, den Krallendübel wurden zur Bestimmung ihrer Tragfähigkeit eingehende Versuche durchgeführt. Die Krallendübel, in ihrer äußeren Form als Runddübel anzusprechen, haben außerdem auch bei den Versuchen gezeigt, daß eine Spaltwirkung im Holz bei diesen Krallendübeln unter Beanspruchung nicht besteht. Das Vorhandensein von Luftrissen hat die Tragfähigkeit des Dübels nicht beeinflußt.

Bei einer Dübelprüfung in Dahlem wurde ein solcher durch die Verbindung verlaufender Luftriß beobachtet und dabei festgestellt, daß die Erweiterung kurz vor der Höchstlast nur ½ mm betrug. Das Aussehen des Holzkörpers nach dem Bruch zeigt Abb. 3.

Auch die Feuergefährlichkeit der Konstruktion wurde untersucht. Im Jahre 1930 hat das Hamburger Feuerwehramt unter Leitung des Herrn Branddirektor Dr. Sander Brandversuche durchgeführt an einem Binder, den die SBU zur Verfügung gestellt hatte. Das ungünstige Verhalten des Stahles im Feuer ist bekannt. Wie sich aber Stahl in Verbindung mit Holz beim Brand verhält, sollte der Versuch klären.

Es wurde deshalb ein belasteter Fachwerkträger von 6,5 m Spannweite (Abb. 4) einer Brandprobe unterworfen. Zunächst wurde ein Knotenpunkt des Untergurtes einem starken Feuer ausgesetzt und mit einem Nivellierinstrument die Durchbiegung des Trägers beobachtet. Die Durchbiegung stieg nach 12,5 Min. auf 10 mm an.

Der Knotenpunkt brannte nach dieser Zeit vollständig. Die Flammentemperatur wurde mit 1200° C gemessen. Nach 14 Min. war die Durchbiegung auf 12 mm gestiegen. Nach 15 Min. wurde die Flamme durch Sprühstrahl gelöscht, das System wurde entlastet und die Durchbiegung ging von 12 auf 10 mm zurück. Der Knotenpunkt wurde herausgeschnitten, die Eisenteile abgeschraubt,

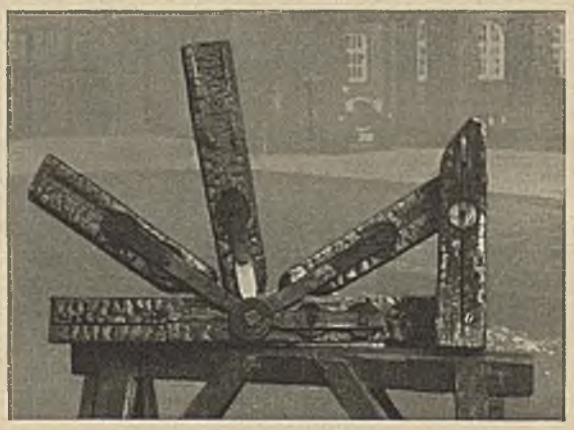


Abb. 5. Knotenpunkt nach der Brandprobe.

um die Einwirkung der Flamme auf die verdeckten Holzflächen festzustellen.

Die den Flammen ausgesetzten Holzteile waren 3—5 mm tief verkohlt und gerillt, dagegen waren die Holzteile unter den Eisenteilen nur wenig angekohlt.

Um das Verhalten bei noch längerer Brenndauer festzustellen, wurde ein zweiter Knotenpunkt dem Feuer ausgesetzt. Nach 14 Min. brannte der Knotenpunkt wieder vollständig. Die bis zur Dunkelrotglut erhitzten Metallteile erreichten eine Temperatur von etwa 700° C, die sich auch durch Schüren des Brandes mit Hilfe von Benzin nicht mehr steigern ließ. Nach 30 Min. wurde die Flamme mit vollem Strahl gelöscht, dabei wurden Schäden an den Eisenteilen infolge der plötzlichen Abkühlung nicht festgestellt. Die Oberfläche der Holzteile war wohl 5—7 mm tief verkohlt, der Knotenpunkt hatte jedoch sein festes Gefüge vollkommen bewahrt (Abb. 5).

Das Ergebnis dieser Versuche faßt Herr Branddirektor Dr. Sander[2] wie folgt zusammen:

[2] Dr. Sander: Die Wichtigkeit technischer Versuche für die Entscheidungen des Feuerwehringenieurs. Zeitschrift „Feuerschutz", Zeitschrift des Reichsvereins Deutscher Feuerwehr-Ingenieure 11. Jg. Nr. 1, Jan. 1931, S. 2.

„Diese Versuche haben klar gezeigt, daß die vom Feuerwehramt erhobenen Bedenken unbegründet waren und daß im Gegenteil dort, wo das Eisen fest auf das Holz aufgepaßt wurde, eher ein Schutz des Holzes durch das Eisen als eine Beschädigung zu beobachten war. Bedenken vom feuertechnischen Standpunkt gegen die Zulassung dieser Konstruktion sind daraufhin vom Feuerwehramt nicht mehr erhoben, im Gegenteil, das Feuerwehramt sieht in dieser Konstruktion einen wesentlichen Vorteil gegenüber großen Hallenbauten in ungeschützter Eisenkonstruktion, deren schneller Zusammenbruch im Feuer ja allgemein bekannt ist."

Ein großes Anwendungsgebiet haben dem Holzbau die Umschlagschuppen in den Seehäfen gebracht.

Bei diesen Umschlagschuppen kann die rasch fortschreitende Entwicklung des ingenieurmäßigen Holzbaues am besten verfolgt werden. Auf der Tabelle sind eine Anzahl Umschlagschuppen aufgeführt, bei denen das Baujahr und die von einer Stütze getragene Dachfläche angegeben sind.

Tabelle.

Umschlagschuppen	Gesamt-Grundfläche m²	Baujahr	Dachfläche je Stütze m²	Bauweise
Bremen		Vorkriegszeit	92	zimmermannsmäßige Konstruktion
Hamburg		„	150	„
Bremen Schuppen IX a		1925	160	Tuchscherer
Bremen Schuppen XIII a	7100	1927	320	Holzbauweise S.B.U.
Fischversteigerungshalle Wesermünde	11200	1928	140	„
Kaischuppen Gdingen	5800	1929	273	„
Umschlagschuppen Freihafen Danzig	8600	1930	465	„

Bei den von Herrn Oberbaurat Wendemuth vorbildlich entwickelten Hamburger Umschlagschuppen mit Spannweiten von 18,0 m in den Mittel- und 15,0 m in den Seitenschiffen ist in den zimmermannsmäßig erstellten Konstruktionen eine Spitzenleistung handwerklichen Könnens zu erblicken, denn hier werden die einzelnen Innenstützen schon mit 150 m² Dachfläche belastet,

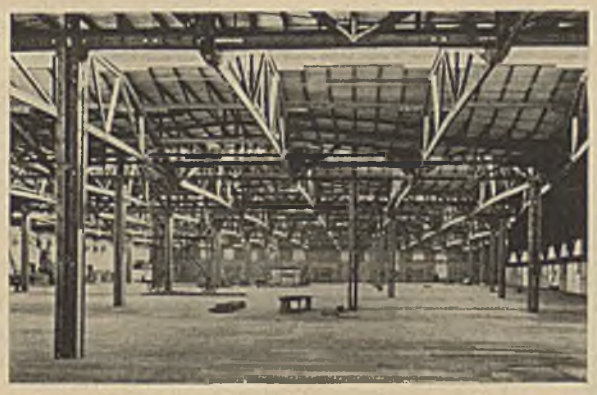


Abb. 6. Kaischuppen 13a in Bremen.

während Bremen in der Vorkriegszeit nur 92,0 m² je Stütze aufzuweisen hatte.

Bei dem im Jahre 1927 von der S.B.U. erbauten Bremer Kaischuppen 13 (Abb. 6) trug die Innenstütze bereits 320 m² Dachfläche. Die leichte Konstruktion der Holzbauweise tritt hier besonders deutlich in Erscheinung.

Im Jahre 1930 wurde bei dem Umschlagschuppen Danzig-Neufahrwasser (Abb. 7) sogar eine Dachfläche von 465 m² für eine Innenstütze erreicht. Der Kaischuppen hat eine überdachte Fläche von 8600 m²; er wird durch eine Brandmauer in 2 Hallen geteilt; jede Halle besitzt im Inneren nur 4 Eisenbetonstützen. Der Mittelteil hat 18 m, die Seitenteile haben 15 m Spannweite. Die Hauptträger über den Innenstützen sind 33 m weit gespannt [3].

Die besonderen Merkmale der Gelenkbauweise SBU sind also:

1. die Stabanschlüsse werden zentrisch in das Gelenk der Knotenpunkte geleitet,
2. die Stabquerschnitte liegen durch die auf beiden Seiten angeschlossenen Gelenke in der gleichen Ebene,

Abb. 7. Umschlagschuppen in Danzig-Neufahrwasser.

3. Das Holz wird nur in der Faserrichtung beansprucht, so daß es voll ausgenutzt werden kann. Zug- und Druckbeanspruchungen quer zur Faser sind ausgeschaltet.
4. Die Fachwerkstäbe sind in den Gelenken zug- und druckfest angeschlossen.
5. Lasten aus den Querträgern können mit Hilfe von Hakenschrauben unmittelbar in das Gelenk geleitet werden.

Wegen dieser statisch klaren Wirkung der Gelenkverbindung war die Anwendung der Konstruktion auch beim Brückenbau, und zwar selbst für schwer belastete Brücken ohne Bedenken möglich; denn die zug- und druckfeste Knotenpunktverbindung in den Gelenken kann ohne weiteres die bei Brücken vorkommenden Wechselkräfte in den Fachwerkstäben aufnehmen.

Bei dem Bau des 210 m langen und 50 m breiten Schuppenspeichers aus Eisenbeton in Stettin wurde für das Betonieren der Gründung und Kellerdecke eine fahrbare Holzbrücke (Abb. 8) gebaut. Sie hatte eine Spannweite von 48 m und wurde für eine Belastung durch Muldenkipper und Personen berechnet. Die Trägerhöhe betrug 4,0 m.

Die fahrbare Brücke hat sich während des Betriebes sehr gut bewährt; auch zeigte sie sich rollenden Lasten und Stößen gegenüber sehr stabil. Bei der Spannweite von 48 m betrug die Durchbiegung infolge Eigengewichtes und Nutzlast nur 90 mm.

Bei dem Umbau der Stadtbahnbögen über den Freiarchenkanal wurde für die Herstellung der 200 m langen Notbrücke (Abb. 9) zur Aufnahme des gesamten Fernverkehrs zum Bahnhof Friedrichstraße ebenfalls die Holzbauweise angewendet. Wenn auch die Fahrbahnträger aus Eisen konstruiert waren, so dienten

[3] Bei allen Ausführungen werden die Hölzer der Gurtungen stets durch das Gelenk durchgeführt und nicht im Gelenk gestoßen. Es wird dies deshalb ausdrücklich erwähnt, weil in der Schrift „Neuzeitliche Holzverbindungen", welche als Heft 6 der Mitteilungen des Fachausschusses für Holzfragen in diesem Jahre erschienen ist, Herr Dr. Seitz glaubte, bei der Bauweise SBU. in einem besonderen Zusatz darauf hinweisen zu müssen, daß, wenn die Gurtungen auch am Knotenpunkt gestoßen sind, der Nachteil besteht, daß ein zufälliges Versagen eines Gurt- oder Füllstabes zum raschen Einsturz des Trägers führen kann, während bei durchlaufenden Gurtstäben deren Biegefestigkeit das Entstehen ernsterer Schäden in der Regel verzögert oder verhindert. Da die Gurtungen stets durchlaufen, ist also dieser Nachteil gar nicht vorhanden.

die zwischen die Holzböcke eingebauten Fachwerke aus Holz zur Aufnahme der Wind-, Brems-, Quer- und Fliehkräfte. Auch bei den durch große senkrechte und waagerechte Kräfte beanspruchten Bockkonstruktionen wurden zur Verbindung der einzelnen Hölzer Krallendübel eingebaut.

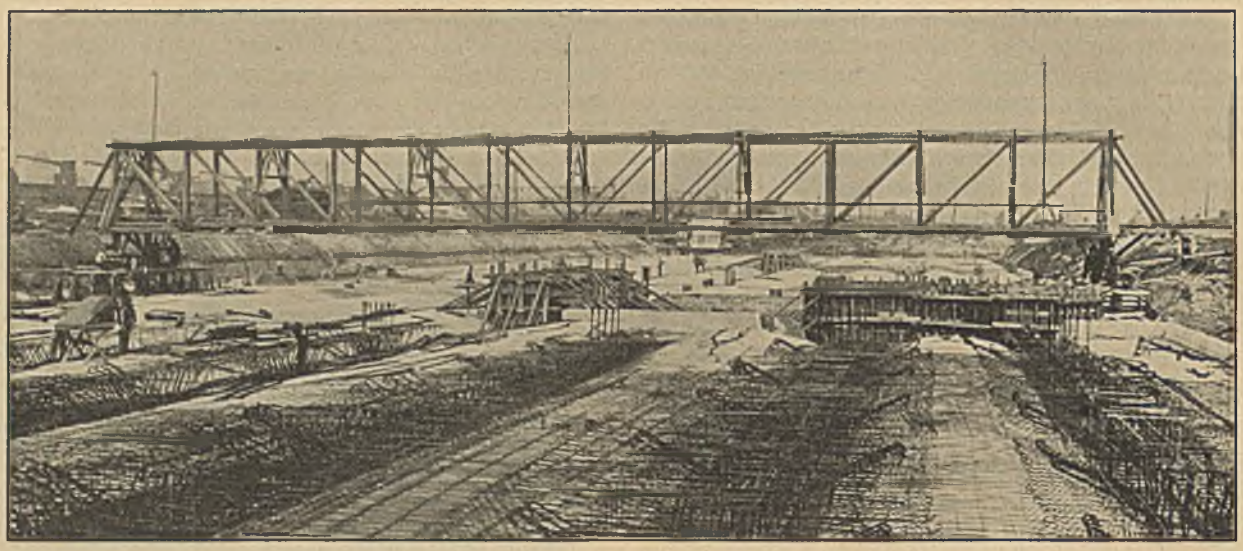


Abb. 8. Fahrbare Betonierbrücke von 48 m Spannweite.

Ein bemerkenswertes Bauwerk in der Gelenkbauweise bildet die Betonierbrücke für die Bleilochtalsperre bei Saalburg (Abb. 10). Die gesamte Länge der Brücke betrug 220 m, die Spannweite der einzelnen Brückenfelder 25 m, die Breite der Brücke 4,80 m und die Trägerhöhe 5,5 m.

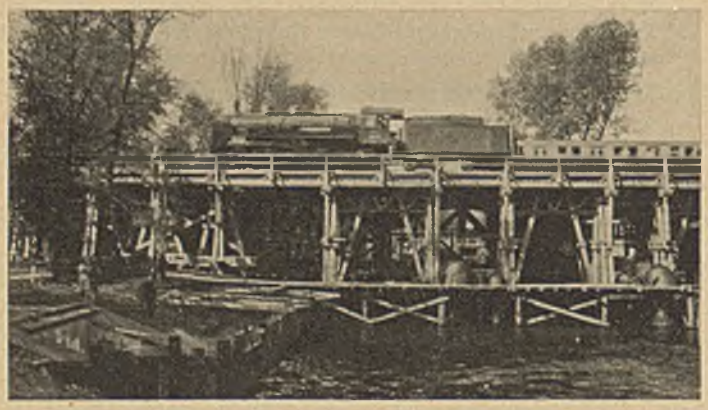


Abb. 9. Notbrücke für die Reichsbahn über den Freiarchenkanal in Berlin.

Die Brücke war zweistockig (Abb. 11) eingerichtet und nahm unten die schweren Betonmischanlagen von je 37 t Dienstgewicht auf. Die obere Fahrbahn war dreigleisig; auf ihr liefen die Portaldrehkrane mit 21 t Dienstgewicht und 2 nebeneinander liegende Mischgutzüge von 60 cm Spurweite mit Lokomotivbetrieb. Durch diese großen Lasten entstanden in den Fachwerkstäben eines Hauptträgers Zug- und Druckkräfte von 60—90 t. Zur Aufnahme dieser großen Kräfte war es notwendig, den Obergurt und die Hauptdiagonale dreiteilig auszubilden, während der Untergurt zweiteilig ausreichte.

Abb. 11. Untere Fahrbahn der Betonierbrücke. Bleilochtalsperre

Die Ausbildung des unteren Knotenpunktes ist auf Abb. 12 dargestellt. Der Anschluß der Diagonalstäbe an die Gurtung erfolgte durch sechs nebeneinander liegende Gelenke. Die Querträger für die untere Fahrbahn sind durch Hakenlaschen unmittelbar in die Gelenke des Knotenpunktes eingehängt.

Abb. 10. Betonierbrücke für die Bleilochtalsperre bei Saalburg.

Die Brücke stand auf Holzgitterstützen von 14 m Höhe, die auf schlanken Betonpfeilern verankert wurden. Die Oberkante der Brücke lag mehr als 65 m über der Talsohle des alten Flußbettes, was die Brückenmontage wesentlich erschwerte. Die einzelnen Tragwerke der Überbauten wurden durch Derricks mit 15 m Ausladung eingebaut. Die Tragwerke hatten ein Eigengewicht von 7 t, sie wurden auf der Brücke neben den Derricks vorgefahren, vom Ausleger angehoben und frei neben die Pfeiler vorgesteckt und auf die Pfeiler abgesenkt. Zur Beschleunigung der Arbeiten wurde gleichzeitig von beiden Ufern aus montiert.

Bei der Herstellung erhielten die Tragwerke eine Überhöhung in Trägermitte von 8 cm; die Einsenkung infolge des Eigengewichtes und einer Last von 20 t betrug jedoch nur 2 cm; daraus ist zu ersehen, wie wenig nachgiebig diese Gelenkverbindung bei Holztragwerken sich zeigt (Abb. 12).

Die sprunghafte Entwicklung des Rundfunks erschloß dem Holzbau ein weiteres Anwendungsgebiet, ein Gebiet, das den

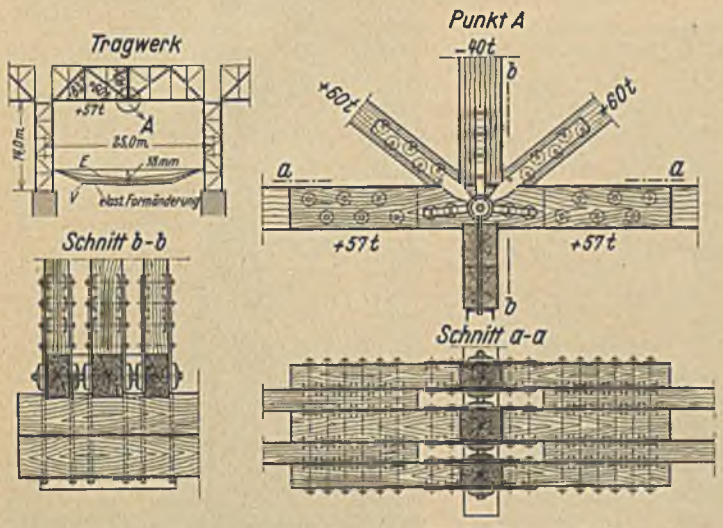


Abb. 12. Tragwerk und Knotenpunkt der Betonierbrücke.

ingenieurmäßigen Holzbau zur Höchstleistung herausforderte. Wegen der besseren Sendeverhältnisse ging das Reichspostzentralamt von den eisernen Türmen mehr und mehr zu den hölzernen Türmen bei den Rundfunksendeanlagen über. Der Holzbau hat dann auch gezeigt, daß er mit dem Eisenbau in Wettbewerb treten kann, trotzdem ihm die jahrelangen Erfahrungen des Eisenbaues auf diesem Gebiete gefehlt haben.

Bei den hölzernen Funktürmen wurde nun auch die Forderung gestellt, so wenig wie möglich Metallteile zu verwenden und für die unentbehrlichen Verbindungsmittel, Dübel und Bolzen, unmagnetisches Material zu nehmen. Von der Konstruktion in unserer Gelenkbauweise mußten wir also absehen. Wir gingen wieder zurück auf die Anwendung der Krallendübel als dem ausschließlichen Verbindungsmittel zwischen den Hölzern.

Die Krallendübel (Abb. 2) haben sich sowohl wegen ihrer großen Tragfähigkeit als auch wegen ihres guten Zusammenbaues

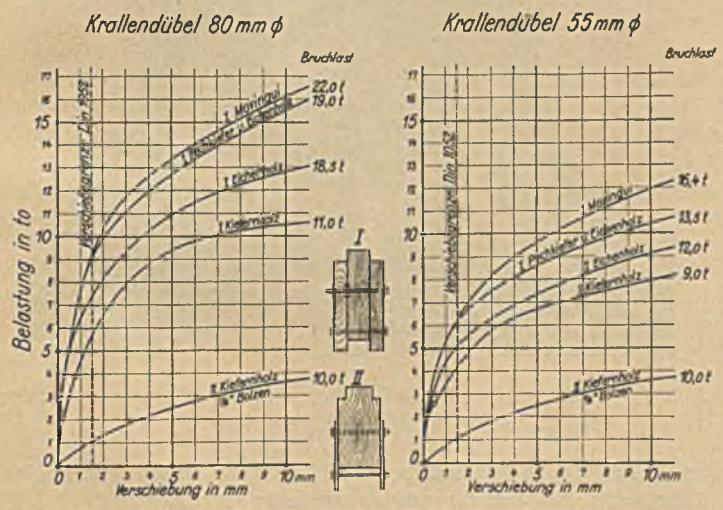


Abb. 13. Druckversuche mit Krallendübeln.

bei der Montage als besonders geeignet für den Funkturmbau erwiesen. Sie mußten beim Funkturmbau aus einer Kupferlegierung hergestellt werden, ebenso wie auch die Bolzen und Schraubenmuttern aus Bronze hergestellt wurden. Die Versuche, die man mit verschiedenen Holzarten durchgeführt hat, zeigten deutlich, daß die Tragfähigkeit der Krallendübel etwa im gleichen Verhältnis zunimmt, wie die Holzfestigkeit. Die Ergebnisse einiger Druckversuche mit Krallendübeln in verschiedenen Holzarten sind in den Schaulinien auf Abb. 13 einander gegenüber gestellt. Als Vergleichsmaßstab dient die unterste Kurve, welche das Verhalten der einfachen Bolzenverbindung mit ½" Bolzen nach Versuchskörper II angibt. Diese Werte für die Bolzen wurden dem Werk „Ingenieurholzbauten bei der Reichsbahndirektion Stuttgart" von Schaechterle entnommen.

Die Dübelversuche wurden durchgeführt in den Holzarten: Kiefer, Eiche und Movinguiholz, einer Holzart aus den französischen Kolonien mit besonders großer Festigkeit. Da im Funkturmbau an den Verbindungsstellen meist Pechkiefer und Eichenholz zusammen vorkommen, so hat man Versuche durchgeführt mit Holzverbindungen, bei denen das Mittelholz aus Pechkiefer und die Seitenhölzer aus Eichenholz bestanden. Die Bruchlasten bewegen sich bei den Krallendübelverbindungen mit 80 mm starken Dübeln zwischen 11 und 22 t und mit 55 mm starken Dübeln zwischen 9 und 16 t.

Bei den festgelegten Tragfähigkeiten, die in der Darstellung mit einem Kreis angegeben sind, zeigen sich Verschiebungen von 0,6—0,8 mm; sie betragen also nur die Hälfte der nach DIN 1052 zugelassenen Verschiebungen bei Nutzlasten.

Für untergeordnete Stabanschlüsse wurde die normale Bolzenverbindung gewählt. Im Gegensatz zu der Stahlgelenkverbindung mußte beim Funkturmbau bei den schräg und senkrecht zur Faser verlaufenden Anschlüssen die geringe Querfestigkeit des Holzes berücksichtigt und eine entsprechend große Anzahl von Krallendübeln und Bolzen vorgesehen werden.

Als Belastung der Funktürme kommt im wesentlichen der Wind in Frage; ferner sind die durch die Antenne und die Spitzenkonstruktion hervorgerufenen Kräfte zu berücksichtigen.

Wenn bei den Brücken- und Dachtragwerken die tatsächlich vorkommenden Belastungswerte bekannt sind, so fehlen derartige bestimmte Belastungswerte für den Funkturmbau vollkommen.

Für die Größe des Winddruckes auf Fachwerkkonstruktionen von großer Höhe liegen noch keine genügenden Versuchsergebnisse vor. Für die Berechnung wurden deshalb die Belastungswerte durch Wind reichlich angesetzt.

Die Bedeutung einer genauen theoretischen Auswertung der statischen Berechnung darf daher hier nicht überschätzt werden; viel wichtiger ist die sichere konstruktive Ausbildung der Stabanschlüsse, der Knotenpunkte und die Verwendung eines möglichst unnachgiebigen Verbindungsmittels. Es haben sich deshalb auch bei jeder Bauweise bestimmte Konstruktionsgrundsätze herausgebildet.

Von dem Reichspostzentralamt und von der Preuß. Staatlichen Prüfungsstelle sind Vorschriften und Richtlinien für die Berechnung der Funktürme aufgestellt worden, die sich bis jetzt gut bewährt, und vernünftige Abmessungen der Konstruktion ergeben haben.

Man muß nun 2 Arten von Funktürmen unterscheiden, und zwar die abgespannten Funkmaste und die freistehenden Funktürme.

Die abgespannten Funkmaste werden zweckmäßig als Fischbauchträger ausgebildet, da sie sich der Momentenlinie gut anpassen. Die Abspannung wird im allgemeinen dreiseitig angeordnet.

Solche Funkmaste sind z. B. auf der Küstenfunkstelle Sahlenburg bei Cuxhaven durch das Reichspostzentralamt zur Ausschreibung gekommen und im Jahre 1928 von der Siemens-Bauunion ausgeführt worden. Die Maste sind 40 m hoch. Jeder Mast besteht aus 2 sich rechtwinklig durchdringenden Fischbauchträgern, die in der Mitte durch ihre Füllungsglieder fest miteinander verbunden sind. Die Abspannseile sind oben und unten durch Isolatoren unterteilt (Abb. 14).

Eine weitere Sendeanlage mit abgespannten Masten zeigt Abb. 15. Diese Maste sind 35 m hoch. Bemerkenswert ist hier, daß diese Holzmaste nicht 4 Gurtungen besitzen, sondern nur 3, so daß der Mast dreieckigen Querschnitt zeigt. Diese Konstruktion

hat den Vorteil, daß die 3 Gurtungen zusammen mit den Gitterstäben ein absolut steifes, räumliches Tragwerk bilden.

Die dreiseitige Ausbildung hat andererseits den Nachteil, daß die Eckstäbe nun 6-seitigen Querschnitt erhalten müssen, wodurch sich der Zusammenbau schwieriger gestaltet.

Die freistehenden hölzernen Funktürme von größerer Höhe sind noch stets mit quadratischem Querschnitt ausgeführt worden.

Abb. 14. Abgespannte Funkmaste der Funkstelle Sahlenburg.

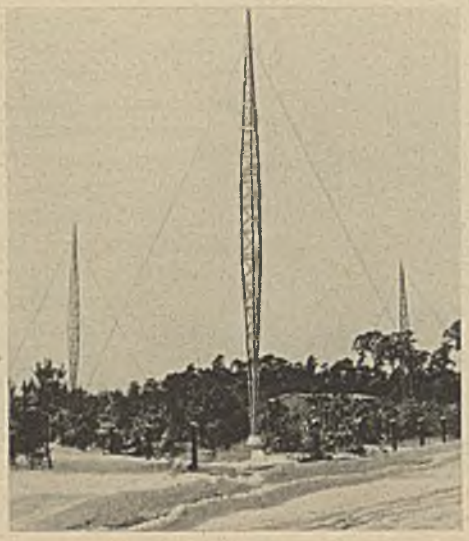


Abb. 15. Abgespannte Funkmaste mit dreiseitigem Querschnitt.

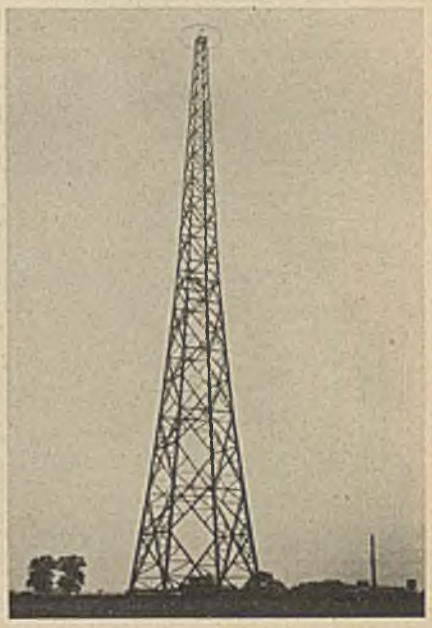


Abb. 16. Funkturm von 140 m Höhe in Breslau-Rothsürben.

Der vierseitige pyramidenförmige Aufbau besteht aus 4 Gurtungen und den dazwischenliegenden Fachwerkstäben.

Diese Fachwerkstäbe bilden die Tragwände des Turmes. Mit den nach oben abnehmenden Biegungsmomenten wird auch die Breite der Tragwände bzw. der Querschnitt der Pyramide nach oben kleiner gewählt. Je größer die Turmbasis ist, um so größere Steifigkeit besitzt der Turm. Die Eckstiele verlaufen nicht geradlinig, sondern sie sind im unteren Teil geknickt und stärker geneigt.

Die erste Sendeanlage, bei welcher die Antenne nicht zwischen 2 Funktürmen ausgespannt, sondern im Inneren eines Turmes als Reusenantenne heruntergeführt wurde, ist die Breslauer Großsendeanlage Rothsürben[4]. Es war hier also nur e i n Funkturm erforderlich, der die damals größte Höhe von 140 m erhielt. Die Ausführung dieses Turmes war der Firma Hein, Lehmann & Co. in Arbeitsgemeinschaft mit der Siemens-Bauunion vom Reichspostzentralamt übertragen worden (Abb. 16).

Die einwandfreie Knotenpunktausbildung mit möglichst mittigem Anschluß der Fachwerkstäbe macht im Holzbau größere Schwierigkeiten als im Eisenbau. Die großen Kräfte besonders im unteren Teile des Turmes bedingen bei Holz erhebliche Abmessungen der Stabquerschnitte. Am Kreuzungspunkt müssen die einzelnen Hölzer der Fachwerkstäbe stets aneinander vorbei geführt werden, wodurch bei den beträchtlichen Querschnitten der Hölzer meist große räumliche Konstruktionstiefen entstehen. Ähnlich wie im Eisenbau wurden die Fachwerkstäbe weitgehend aufgeteilt und knicksteif vergittert; es ist dies deutlich aus der Abb. 17 ersichtlich. Der Funkturm in Breslau-Rothsürben wurde im Jahre 1932 fertiggestellt.

Im August 1933 erhielt die Siemens-Bauunion vom Reichspostzentralamt den Auftrag für den neuen Funkturm der Großsendeanlage in Mühlacker. Der Turm erhielt die außergewöhnliche Höhe von 190 m. Diese Aufgabe stellte besonders hohe Anforderungen an die konstruktive Durchbildung des Turmes. Insbesondere wurde auch durch Anordnung mehrerer Horizontalverbände eine gute räumliche Innenaussteifung der 4 Fachwerkswände des Turmes erreicht.

[4] Dr.-Ing. Fr. H e r b s t: Der neue Funkturm der Reichspost in Breslau-Rothsürben. Bautechnik (1932) Heft 52 u. 55.

Im unteren Teil des Turmes ging man von dem System normaler Fachwerkswände ab und stellte den Turm auf 4 dreiseitige Pyramiden. Die Eckstiele jeder dieser dreiseitigen Pyramiden sind jeweils unter sich durch Fachwerkverbände miteinander verbunden und auch räumlich in sich vollkommen ausgesteift. Die statische Berechnung wurde für ein räumliches Stabfachwerk durchgeführt. Die Turmbasis beträgt 40 m, die Breite an der Turmspitze 2,15 m (Abb. 18).

Die Kräfte auf das Fundament betragen rechnungsmäßig: größter Druck 280 t, größter Zug 120 t. Die Verankerung der Turmfüße erforderte an jedem Fundament 4 Stück Rundanker von 80 mm ⌀. Die größte Druckkraft in den Eckstielen beträgt

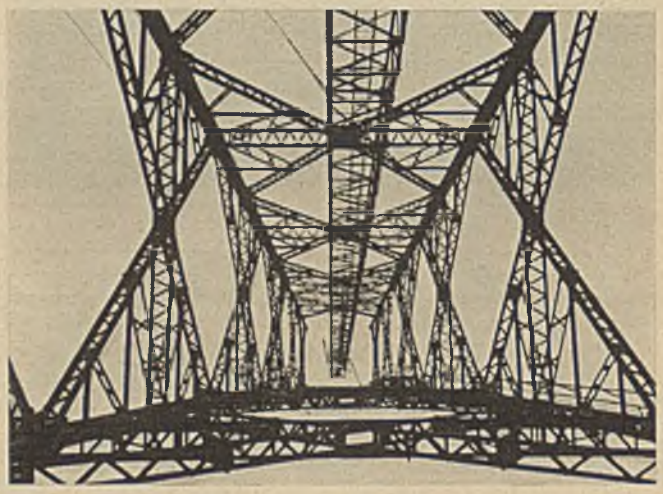


Abb. 17. Funkturm Breslau-Rothsürben, Durchblick von unten, in der Mitte der Montagemast.

235 t, die größte Zugkraft 105 t. Die größte Druckkraft in den Diagonalen war 32 t, die größte Zugkraft 27 t.

Der Turm wurde bereits nach den neuen Vorschriften für Holzbauten im Hochbau (DIN 1052) bemessen und konstruiert. Bei den Knickstäben, insbesondere für die zusammengesetzten Querschnitte, wurde mit den ω-Werten dieser Vorschriften gerechnet. Es wurden auch sämtliche Nebenstäbe jeweils für $^1/_{100}$ der zugehörigen Fachwerkstabkraft berechnet und der Anschluß an den Hauptstab danach bemessen; die ganze Konstruktion des Turmes

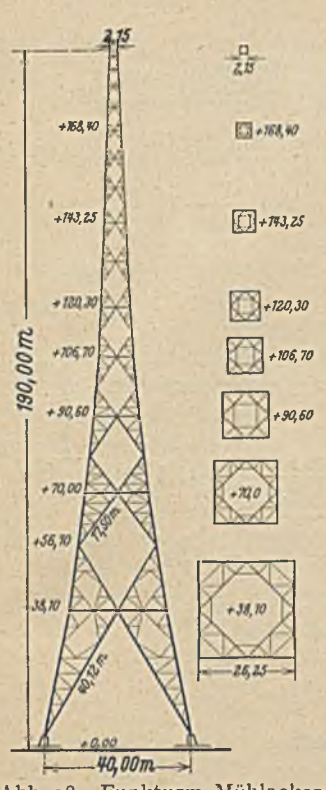


Abb. 18. Funkturm Mühlacker 190 m hoch. Systemzeichnung und Querausteifungen.

dürfte also in jedem einzelnen Teile die gleiche Sicherheit aufweisen.

Für die Ausführung dieses höchsten Turmes hat nun das Reichspostzentralamt eine ungewöhnlich kurze Bauzeit gefordert. Am 1. August 1933 erhielt die Siemens-Bauunion den Auftrag für die Bauausführung des Turmes und schon im Dezember sollte der Turm fix und fertig dastehen. Wenn man bedenkt, daß zuerst die genaue statische Berechnung des Turmes aufgestellt und geprüft werden mußte, die Konstruktionszeichnungen herzustellen waren, die Holz-, Dübel- und Bolzenbestellungen getätigt und die Stoffe angeliefert werden mußten, dann zunächst der Abbund in der Werkstatt vorgenommen werden mußte, und dann erst die Hauptarbeit nämlich die Aufstellung des Turmes auf der Baustelle erfolgen konnte, so ist klar, daß außergewöhnliche Maßnahmen bei der Durchführung dieser Arbeiten notwendig waren.

Die Anfertigung der statischen Berechnung und die Planbearbeitung wurde so beschleunigt, daß bereits am 11. August die Holzbestellung herausgegeben werden konnte. Das geschnittene Holz traf schon am 30. August in Karlsruhe ein, wo es in der Werkstatt zugerichtet und abgebunden wurde. Die Abbundarbeiten in Karlsruhe wurden in mehrfachen Arbeitsschichten durchgeführt. Auf der Baustelle wurden inzwischen die Fundamente fertiggestellt, so daß am 15. September die Aufstellung des 150 m hohen eisernen Montagemastes erfolgen und am 1. Oktober, also 2 Monate nach Auftragserteilung die Montage des Holzturmes beginnen konnte.

Wenn auch die Montagearbeiten schon so frühzeitig beginnen konnten, so zeigte sich doch bald, daß sie unter außergewöhnlich erschwerenden Umständen durchgeführt werden mußten.

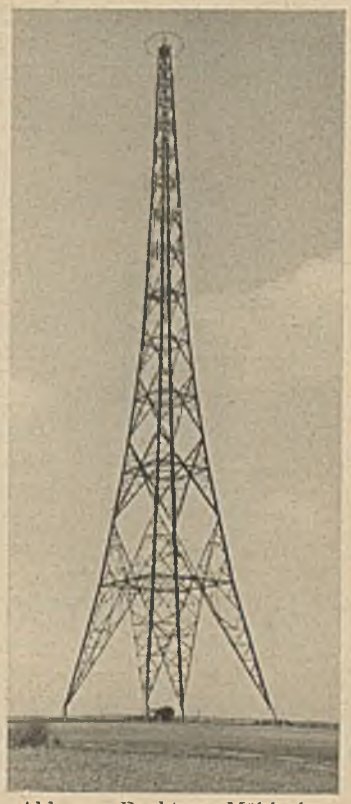


Abb. 19. Funkturm Mühlacker.

Schon im November und Anfang Dezember trat starker Frost auf; selbst bei 20° Kälte wurde noch am Funkturm in schwindelnder Höhe gearbeitet, aber der Fortschritt der Arbeiten wurde dabei selbstverständlich stark behindert. Außerdem traten erhebliche Arbeitsunterbrechungen dadurch ein, daß der Sendebetrieb über den noch vorhandenen alten Turm an einer Reihe von Tagen (etwa 30 Tagen) aufrecht erhalten werden mußte und während dieser Zeit wegen Gefährdung der Arbeiter nicht montiert werden konnte.

Die Fertigstellung des Turmes noch im Dezember war deshalb nicht durchführbar. Am 10. Februar waren die so schwierigen Montagearbeiten des höchsten hölzernen Funkturmes der Welt beendet (Abb. 19 und 20).

Die bei diesem Turm erforderlichen Holzquerschnitte scheinen die Grenze des Möglichen erreicht zu haben, so daß die Ansicht aufkommen könnte, dieser Holzturm werde wohl der höchste bleiben. Sollte jedoch die immer weitere Entwicklung der Sendeeinrichtungen noch höhere Funktürme, also solche von über 200 m Höhe erforderlich machen, so wird der Holzbau die Funktechnik nicht im Stiche lassen und auch diese Aufgabe lösen.

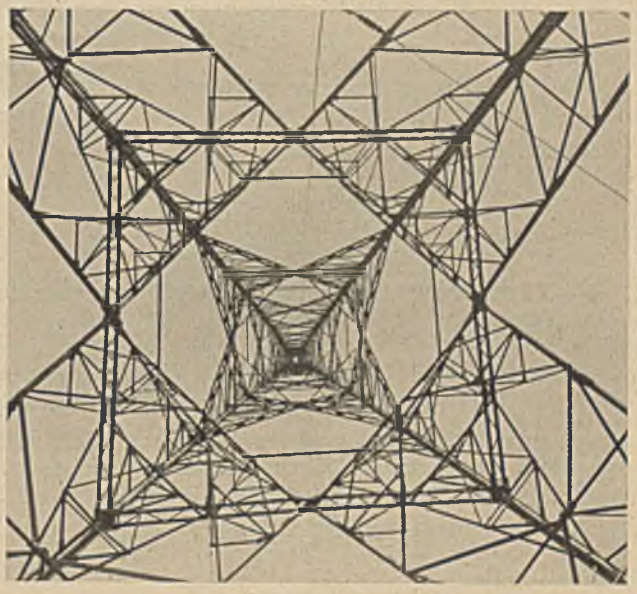


Abb. 20. Funkturm Mühlacker — Durchblick von unten.

ÜBER DIE VEREINFACHTE BEMESSUNG EXZENTRISCH AUF DRUCK ODER ZUG BEANSPRUCHTER. UNSYMMETRISCHER QUERSCHNITTE.

Von Dr.-Ing. Bernhard Fritz.

Übersicht: Es wird gezeigt, wie man bei der Bemessung unsymmetrischer Trägerquerschnitte, die durch Moment und Längskraft beansprucht werden, eine mühsame Versuchsrechnung vermeiden kann und sich mit einfachen Ausdrücken rasch zweckmäßige Querschnittsabmessungen ermitteln lassen.

Hat eine Stütze oder ein Träger eine Längskraft N und ein Moment M aufzunehmen, so ist es vorteilhaft, seinen Querschnitt unsymmetrisch auszubilden. Die wirtschaftliche Bemessung eines unsymmetrischen Querschnittes setzt voraus, daß in den beiden Randfasern für den jeweils ungünstigsten Belastungsfall die zulässige Größtbeanspruchung σ_{zul} gerade erreicht wird.

I. Verfahren bei gegebenen Kernmomenten $M_{o_{max}}$ und $M_{u_{min}}$.

1. $M_{o_{max}} > M_{u_{min}}$.

Die größten Randspannungen σ_o und σ_u eines auf Biegung und Druck oder Zug beanspruchten Trägers berechnen sich aus:

$$\sigma_o = -\frac{M_{o_{max}}}{W_o} \tag{1}$$

$$\sigma_u = \frac{M_{u_{min}}}{W_u}. \tag{2}$$

Durch Gleichsetzen der Randspannungen erhält man für einen Träger von der Höhe h und dem Trägheitsmoment J als Abstände der Querschnittsschwerachse von den Trägerrändern:

$$e_o = h \cdot \frac{M_{u_{min}}}{M_{u_{min}} + M_{o_{max}}} \tag{3}$$

$$e_u = h \cdot \frac{M_{o_{max}}}{M_{o_{max}} + M_{u_{min}}} \tag{4}$$

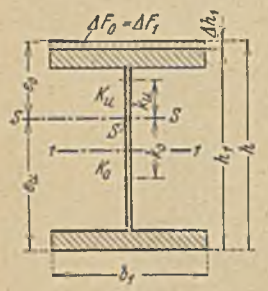


Abb. 1.

In den Gl. (3) u. (4) sowie in den folgenden Gl. (7), (8), (10) und (7'), (8'), (10') sind die Momente ohne Vorzeichen einzusetzen.

Bezeichnet man mit F_1 die Fläche des symmetrischen Grundquerschnittes und mit ΔF_1 dessen einseitig angebrachten Verstärkungsquerschnitt (vgl. Abb. 1), so kann man die Randabstände e_o und e_u auch berechnen aus:

$$e_o = \frac{\Delta F_o \cdot \Delta h_1}{2(F_1 + \Delta F_o)} + \frac{F_1}{(F_1 + \Delta F_o)}\left(\Delta h_1 + \frac{h_1}{2}\right) \tag{5}$$

$$e_u = \frac{F_1 \cdot h_1}{2(F_1 + \Delta F_o)} + \frac{\Delta F_o}{(F_1 + \Delta F_o)}\left(h_1 + \frac{\Delta h_1}{2}\right) \tag{6}$$

Durch Gleichsetzen der Gl. (3) u. (5) oder (4) u. (6) ergibt sich der erforderliche Verstärkungsquerschnitt $\Delta F_1 = \Delta F_o$ der Trägerobergurt mit:

$$\Delta F_o = F_1 \left[\frac{(h_1 + 2\Delta h_1) - \frac{2 M_{u_{min}}}{M_{u_{min}} + M_{o_{max}}}(h_1 + \Delta h_1)}{\frac{2 M_{u_{min}}}{M_{u_{min}} + M_{o_{max}}}(h_1 + \Delta h_1) - \Delta h_1} \right] \tag{7}$$

Angenähert darf man setzen:

$$\Delta F_o = F_1 \left(\frac{M_{u_{min}} + M_{o_{max}}}{2 M_{u_{min}}} - 1 \right) \tag{8}$$

Die Vergrößerung Δh_1 der Höhe h_1 des Grundquerschnittes berechnet man aus:

$$h_1 = \frac{\Delta F_o}{b_1} \tag{9}$$

Um zu erreichen, daß auch $\sigma_o = \sigma_u = \sigma_{zul}$ wird, muß der symmetrisch angenommene Grundquerschnitt für das Biegemoment:

$$M_1 = 1{,}20\, M_{u_{min}} - 0{,}20\, M_{o_{max}} \tag{10}$$

bemessen werden.

Ist die erforderliche Verstärkungsfläche $\Delta F_0 = \Delta F_1$ gefunden, so berechnen sich die Querschnittsgrößen h, F und J des verstärkten Trägers aus:

$$h = h_1 + \Delta h_1 \tag{11}$$

$$F = F_1 + \Delta F_1 \tag{12}$$

$$J = J_1 + \Delta J_1 = J_1 + \frac{h^2}{4} \cdot \frac{F_1 \cdot \Delta F_1}{F} \tag{13}$$

Zahlenbeispiel I.

Gegeben: $M_{o_{max}} = +300$ mt $\quad M_{u_{min}} = -150$ mt.

Man berechnet zunächst den symmetrischen Grundquerschnitt nach Gl. (10) für das Biegemoment:

$$M_1 = 1{,}20\, M_{u_{min}} - 0{,}20\, M_{o_{max}} = 180 - 60 = 120 \text{ mt}$$

$$W_{erf} = \frac{12\,000\,000}{1400} = 8580 \text{ cm}^3.$$

Es wird gewählt (vgl. Abb. 2):

$h_1 = 130$ cm $\qquad J_1 = 558\,800$ cm^4
$F_1 = 243$ cm^2 $\qquad W_1 = 8\,580$ cm^3

In erster Näherung bestimmt man dann aus Gl. (8) u. (9):

$$\Delta F_o = F_1 \left[\frac{M_{u_{min}} + M_{o_{max}}}{2 M_{u_{min}}} - 1 \right] = 243 \left[\frac{450}{300} - 1 \right] = 122 \text{ cm}^2$$

und mit $b_1 = 36$ cm:

$$\Delta h_1 = \frac{\Delta F_o}{b_1} = \frac{122}{36} = 3{,}40 \text{ cm}.$$

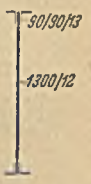


Abb. 2.

Damit kann man jetzt aus Gl. (7) einen genaueren Wert von ΔF_o berechnen:

$$\Delta F_o = F_1 \left[\frac{(h_1 + 2\Delta h_1) - \frac{2 M_{u_{min}}}{M_{u_{min}} + M_{o_{max}}}(h_1 + \Delta h_1)}{\frac{2 M_{u_{min}}}{M_{u_{min}} + M_{o_{max}}}(h_1 + \Delta h_1) - \Delta h_1} \right]$$

$$= 243 \left[\frac{136{,}8 - \frac{300}{450} \cdot 133{,}4}{\frac{300}{450} 133{,}4 - 3{,}4} \right] = 136 \text{ cm}^2$$

Ebenso erhält man jetzt genauer:

$$\Delta h_1 = \frac{136}{36} = 3{,}78 \text{ cm} \approx 3{,}80 \text{ cm}.$$

Damit kann der verstärkte Querschnitt festgelegt werden.

Nach den Gl. (11), (12) u. (13) erhält man (vgl. Abb. 3):

$h = h_1 + \Delta h_1 = 130{,}0 + 3{,}8 = 133{,}8$ cm
$F = F_1 + \Delta F_1 = 243{,}0 + 137{,}0 = 380{,}0$ cm^2
$J = J_1 + \Delta J_1 = 558\,800 + 392\,000 = 950\,800$ cm^4

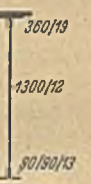


Abb. 3.

Es ergeben sich ferner aus den Gl. (3) u. (4):

$$e_o = h \frac{M_{u_{min}}}{M_{u_{min}} + M'_{o_{max}}} = 133{,}8 \cdot \frac{150}{450} = 44{,}6 \text{ cm}$$

$$e_u = h \frac{M_{o_{max}}}{M_{o_{max}} + M_{u_{min}}} = 133{,}8 \cdot \frac{300}{450} = 89{,}2 \text{ cm}$$

$$W_o = \frac{J}{e_o} = \frac{950\,800}{44{,}6} = 21\,330 \text{ cm}^3$$

$$W_u = \frac{J}{e_u} = \frac{950\,800}{89{,}2} = 10\,670 \text{ cm}^3$$

Damit ergeben sich die Randspannungen:

$$\sigma_o = -\frac{M_{o_{max}}}{W_o} = -\frac{+30\,000\,000}{21\,330} = -1407 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_u = +\frac{M_{u_{min}}}{W_u} = +\frac{-15\,000\,000}{10\,670} = -1407 \text{ kg/cm}^2$$

2. $M_{o_{max}} < M_{u_{min}}$

Führt man statt der Gl. (7), (8) u. (10) die Ausdrücke (7') (8') u. (10') ein, so kann die Berechnung in entsprechender Weise durchgeführt werden.

$$\Delta F_1 = F_1 \left[\frac{(h_1 + 2\Delta h_1) - \frac{2 M_{o_{max}}}{M_{o_{max}} + M_{u_{min}}}(h_1 + \Delta h_1)}{\frac{2 M_{o_{max}}}{M_{o_{max}} + M_{u_{min}}}(h_1 + \Delta h_1) - \Delta h_1} \right] \tag{7'}$$

$$\Delta F_1 = F_1 \left[\frac{M_{o_{max}} + M_{u_{min}}}{2 M_{o_{max}}} - 1 \right] \tag{8'}$$

$$M_1 = 1{,}20\, M_{o_{max}} - 0{,}20\, M_{min} \tag{10'}$$

II. Verfahren bei gegebenen Achsmomenten M_{max} und M_{min}, sowie Normalkräften N_1 und N_2.

Die Randspannungen σ_o und σ_u berechnen sich aus:

$$\sigma_o = -\frac{(M_{max} - N_1 \cdot k_o)}{J} e_o \tag{14}$$

$$\sigma_u = \frac{(M_{min} + N_2 \cdot k_u)}{J} e_u \tag{15}$$

Entsprechend den Beziehungen:

$$(M_{max} - N_1 \cdot k_o) = M_{o_{max}} \tag{16}$$

$$(M_{min} + N_2 \cdot k_u) = M_{u_{min}} \tag{17}$$

lassen sich nach Bestimmung der Kernweiten k_o und k_u diese Ausdrücke durch Kernmomente darstellen und somit in der unter I. 1. oder 2. beschriebenen Weise weiter behandeln.

Man setzt zunächst in roher Näherung:

$$k_o = k_u = \alpha\, h \tag{18}$$

worin h die gewählte Trägerhöhe bedeutet.

Der Beiwert α kann im Stahlbau für I-Träger genau genug zwischen 0,29 und 0,34 liegend geschätzt werden.

Man bestimmt zunächst in erster Näherung:

$$M'_{o_{max}} = M_{max} - N_1 \alpha \cdot h \tag{19}$$

$$M'_{u_{min}} = M_{min} + N_2 \alpha \cdot h \tag{20}$$

Damit erhält man die genaueren Werte:

$$k'_o = \frac{2\, M'_{o_{max}}}{M'_{o_{max}} + M'_{u_{min}}} \cdot \alpha \cdot h \tag{21}$$

$$k'_u = \frac{2\, M'_{u_{min}}}{M'_{u_{min}} + M'_{o_{max}}} \alpha \cdot h\,. \tag{22}$$

In den Gl. (21) u. (22) sind die Momente ohne Vorzeichen einzusetzen.

In zweiter Näherung ergeben sich die genaueren Kernmomente:

$$M''_{o_{max}} = M_{max} - N_1 \cdot k'_o \tag{23}$$

$$M''_{u_{min}} = M_{min} + N_2 \cdot k'_u \tag{24}$$

Durch mehrmaliges sinngemäßes Benützen der Gl. (21), (22), (23) u. (24) kann man die Kernmomente rasch einem Grenzwert nahe bringen. In der Regel genügt aber schon die Genauigkeit der zweiten Näherung.

Die weitere Berechnung erfolgt dann in der unter I. 1. oder 2. angegebenen Weise.

Zahlenbeispiel II.

Gegeben:

$M_{max} = +50$ mt $\quad N_1 = +60$ t $\quad \sigma_{zul} = 2400$ kg/cm²,

angenommen:

$h = 44$ cm $\quad \alpha = 0{,}33$.

Für den Fall, daß $M_{min} = O$ und $N_2 = O$ ist, wird näherungsweise:

$M'_o = M_{max} - N_1 \alpha\, h = 50{,}00 - 60{,}00 \cdot 0{,}33 \cdot 0{,}44 = +41{,}30$ mt

$M'_u = M_{max} + N_1 \alpha\, h = 50{,}00 + 8{,}70 = +58{,}70$ mt.

Aus den Gl. (21) u. (22) bestimmt man die genaueren Näherungswerte:

$$k'_o = \frac{2 \cdot 41{,}30}{41{,}30 + 58{,}70}\, 0{,}33 \cdot 0{,}44 = 0{,}119 \text{ m}$$

$$k'_u = \frac{2 \cdot 58{,}70}{41{,}30 + 58{,}70}\, 0{,}33 \cdot 0{,}44 = 0{,}170 \text{ m}.$$

Nach den Gl. (23) u. (24) wird dann:

$M''_o = 50{,}00 - 60{,}00 \cdot 0{,}119 = 50{,}00 - 7{,}18 = +42{,}82$ mt,

$M''_u = 50{,}00 + 60{,}00 \cdot 0{,}170 = 50{,}00 + 10{,}22 = +60{,}22$ mt.

Da $M_u > M_o$ ist, erfolgt die weitere Berechnung mit den unter I. 2. angegebenen Gleichungen.

Aus Gl. (10') berechnet man:

$$M_1 = 1{,}20 \cdot 42{,}82 - 0{,}20 \cdot 60{,}22 = 39{,}36 \text{ mt},$$

damit bestimmt man:

$$W_{1_{erf}} = \frac{3\,936\,000}{2400} = 1642 \text{ cm}^3.$$

Als symmetrischer Grundquerschnitt wird gewählt (vgl. Abb. 4): $F_1 = 114{,}00$ cm² $\quad J_1 = 38\,080$ cm⁴, $h_1 = 44{,}00$ cm $\quad W_1 = 1\,730$ cm³.

Abb. 4.

Aus Gl. (8') bestimmt man näherungsweise:

$$\Delta F_1 = 144 \left[\frac{42{,}82 + 60{,}22}{2 \cdot 42{,}82} - 1\right] = 114 \cdot 0{,}204 = 23{,}20 \text{ cm}^3$$

Mit $\Delta h_1 = \frac{23{,}20}{18{,}0} = 1{,}30$ cm ergibt sich aus der genaueren Gl. (7') ebenfalls der Wert $\Delta F_1 = 23{,}20$ cm². Gewählter unsymmetrischer Querschnitt (Abb. 5):

$h = 44{,}00 + 1{,}30 = 45{,}30$ cm

$F = 114{,}00 + 23{,}40 = 137{,}40$ cm²

Abb. 5.

$$J = 38\,080 + \frac{45{,}3^2}{4} \cdot \frac{114 \cdot 23{,}4}{137{,}4} = 38\,080 + 10\,000 = 48\,080 \text{ cm}^4.$$

Ferner berechnen sich:

$$e_o = 45{,}3 \cdot \frac{60{,}22}{42{,}82 + 60{,}22} = 26{,}5 \text{ cm}$$

$$e_u = 45{,}3\, \frac{42{,}82}{42{,}82 + 60{,}22} = 18{,}8 \text{ cm}$$

$$W_o = \frac{48\,080}{26{,}5} = 1810 \text{ cm}^3 \qquad W_u = \frac{48\,080}{18{,}8} = 2560 \text{ cm}^3.$$

Die größten Randspannungen ergeben sich aus:

$$\sigma_o = -\frac{5\,000\,000}{1810} + \frac{60\,000}{137{,}4} = -2765 + 437 = -2328 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_u = +\frac{5\,000\,000}{2560} + \frac{60\,000}{137{,}4} = +1960 + 437 = +2397 \text{ kg/cm}^2.$$

Schlußbemerkung.

Die Ableitung aller Gleichungen wurde für den besonderen Fall der Berechnung eines I-Trägers durchgeführt. Es ist aber leicht möglich, sie auch für andere Querschnittsformen sinngemäß anzuwenden. So z. B. beim einfachen T-Profil, sowie bei U- und H-Querschnitten (Abb. 6).

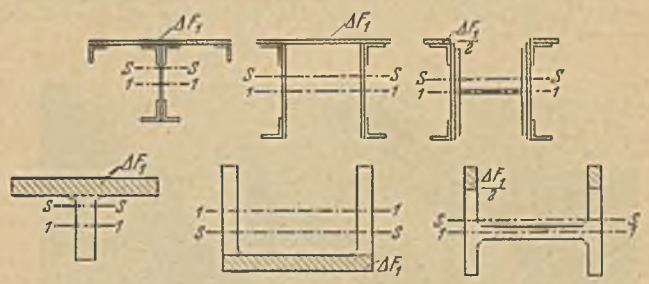


Abb. 6.

Ferner sei noch darauf hingewiesen, daß die obigen Überlegungen auch bei der Berechnung und Ausbildung von Querschnittsformen im Beton- und Eisenbetonbau ausgewertet werden können.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Ein Ingenieurbau des Altertums.

Die alten Römer waren bekanntlich nicht nur Baukünstler, sondern auch Bauingenieure; es sei nur an ihre Wasserleitungen, an die Via Appia und sonstige Straßenbauten, an die Cloaca Maxima, die Anlage zur Ableitung der Abwässer aus Rom mit Regenauslaß erinnert, die jedermann geläufig sind. Weniger bekannt ist ein Stollen, den sie zur Absenkung des Albaner Sees gebaut haben, über den hier einiges berichtet sei.

Etwa 25 km südlich von Rom liegen die Albaner Berge, ein vulkanisches Gebirge, aus dem die Stadt Rom mit Trinkwasser versorgt

wurde. In seinen Kratern haben sich zwei Seen gebildet: der Nemi-See und der Albaner See. Der Nemi-See ist bekanntlich neuerdings von der italienischen Regierung trocken gelegt worden, um zwei kostbare Galeeren aus der Kaiserzeit zu heben, die ihr Dasein dem Umstand verdanken, daß wohlhabende Römer in jener Gegend ihre Sommersitze

Abb. 1. Stollen zur Ableitung des Albaner Sees mit den zum Bau vorgesehenen Schächten.

hatten. Beide Seen haben einen künstlichen Abfluß, der das den Krater umgebende Gebirge durchbricht. Von dem Abfluß des Nemi-Sees ist wenig bekannt, der Stollen, der das Wasser des Albaner Sees ableitet, ist dagegen in einem Werk des bekannten Kupferstechers Piranesi (1720 bis 1778), dem wir viele schöne Ansichten der Werke römischer Baukunst verdanken, „Antichita d'Albano e di Castel Gandolfo" beschrieben. Der Band „Descrizione e Desegno dell'Emissario del Lago Albano" schildert u. a. die Entstehung des Entwässerungsstollens für den Albaner See und enthält auch Abbildungen von ihm in der bekannten künstlerischen Darstellung, die alle Stücke von Piranesi auszeichnen.

Der Zweck, zu dem der Stollen am Albaner See angelegt worden ist, ist nicht ganz klar. Die Lage des Sees in einem tiefen Krater machte es durchaus unnötig, etwa seine Umgebung vor der Überflutung durch ungewöhnliches Hochwasser zu schützen. Die Sage bringt den Stollen in Verbindung mit dem Spruch eines Sehers, der durch das Orakel von Delphi bestätigt wurde; danach sollte Veji, das von den Römern damals belagert wurde, nicht eher fallen, als bis der Albaner See trocken gelegt wäre. Möglicher Weise hängt die Sage damit zusammen, daß die Römer vor Inangriffnahme des Baus eine Abordnung nach Griechenland und wohl auch nach Delphi geschickt hatten, die griechische Tunnelbauer um ihren Rat für den geplanten Bau bitten und auch griechische Baumeister zur Leitung der Arbeiten holen sollten. Römische Bauten lassen häufig technische Anlehnung an griechische Vorbilder erkennen, und daß bei dem Bau des Stollens am Albaner See griechische Baumeister als beratende Ingenieure mitgewirkt haben, läßt sich auch deshalb vermuten, weil ein Teil der Beute, die in Veji gemacht wurde, nach Griechenland geschickt wurde. Neben Livius erwähnt Cicero den Stollen des Albaner Sees, und eine Bemerkung von ihm läßt den Schluß zu, daß es sich um eine Bewässerungsanlage für die Ländereien an seinem Austritt gehandelt hat. Es finden sich dort Anlagen, die als Vorrichtungen zur Verteilung des Wassers gedeutet werden können, doch sind diese vermutlich späteren Ursprungs, während der Stollen um das Jahr 400 v. Chr. entstanden sein muß.

Der Albaner See hat, wie schon erwähnt, keinen natürlichen Abfluß; sein Wasser könnte nur über den Rand des Kraters abfließen, wenn er so weit gefüllt wäre, was aber ausgeschlossen ist. Der Stollen liegt etwa 130 m unter dem Rand des Kraters und führt durch ein Gebirge von Peperin, eine Art Tuff, das mit Basalt durchsetzt ist. Er ist 1,5—3 m im Lichten hoch und nirgends schmäler als rd. 1 m. Die Wände lassen 2—3 cm breite Spuren von eisernen Werkzeugen erkennen, mit denen der Stollen, natürlich von Hand, ausgebrochen worden ist. Seine Länge wird zu etwa 1200 m angegeben (s. Abb. 1 u. 2).

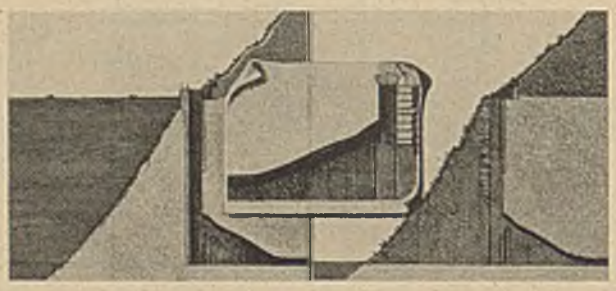


Abb. 2. Einlaßbauwerk für den Stollen.

Der Stollen wurde beim Bau nicht nur von den Enden vorgetrieben, sondern von senkrechten Schächten, von denen noch drei neben einem geneigten Schacht erkennbar sind. Dieses Verfahren, Tunnel und Stollen herzustellen, war im Altertum ebenso bekannt, wie es noch heute ausgeübt wird. Vitruv empfiehlt z. B. die Anlage von Schächten in etwa 100 m Entfernung. Es wäre interessant, zu wissen, wie die römischen Bauleute die Stollenachse von der Erdoberfläche nach der Arbeitsstelle unter Tag übertragen haben.

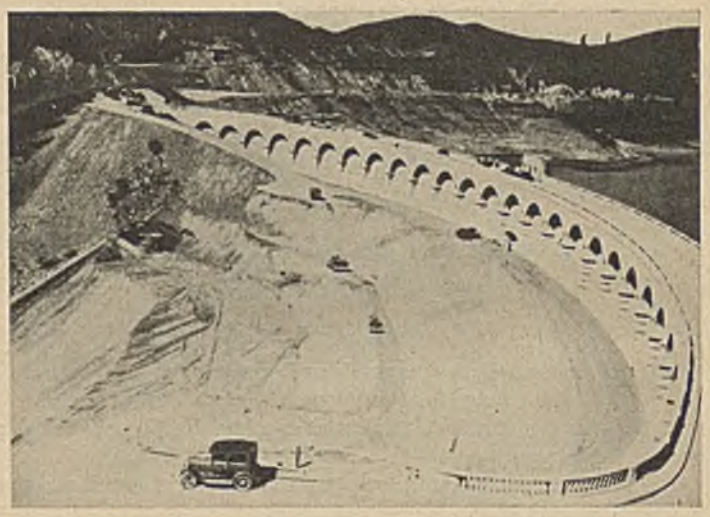
Das Einlaufende des Stollens lag zunächst beträchtlich unter dem ursprünglichen Spiegel des Albaner Sees. Ein Schacht bildete den Einlauf zum Stollen; seine Überfallkante wurde in dem Maße abgetragen, in dem sich der Seespiegel senkte, bis zuletzt der Schacht ganz verschwunden war und der Seespiegel also bis in Höhe des Stollens abgesenkt war.

Am Einlauf des Stollens waren Quermauern mit Vorrichtungen zum Auffangen von Schwimm- und Senkstoffen und ein Absitzbecken vorhanden; hier wird auch der Einlauf durch ein stattliches Portal gegen Felssturz geschützt. Am Austritt befindet sich eine Art Wasserschloß oder Tosbecken und fünf Ausläufe, die das Wasser auf die zu berieselnden Flächen verteilen.

Die Bilder von Piranesi sind natürlich mehr vom künstlerischen als vom technischen Standpunkt gesehen und dargestellt, lassen jedoch für das geschulte Auge auch eine Anzahl technische Einzelheiten erkennen. (Nach Civil Engineering [1934], Vol. 4, Nr. 6.) Wernekke.

Nachträgliche Erdauffüllung an der Luftseite einer Gewichtsstaumauer in Kalifornien.

Unter dem Druck der öffentlichen Meinung wurde vor kurzem an der Luftseite der Mulholland-Sperre, die zu dem Wasserversorgungssystem von Hollywood gehört, eine Erdschüttung aufgebracht, obwohl durch zahlreiche Sachverständigen-Gutachten belegt worden war, daß hinsichtlich der Standsicherheit und des baulichen Zustandes dieser Staumauer nicht das geringste zu befürchten sei. Die Talsperre bildet den Abschluß des Weid-Canyon oberhalb von Hollywood und ist von dort aus gut sichtbar. Sie wurde in den Jahren 1924—25 nach Plänen,



Ansicht der Mauer mit der luftseitigen Erdschüttung.

die die Stadt Hollywood genehmigt hatte, unter Aufsicht und Leitung von Ingenieuren gebaut, die bereits eine große Anzahl anderer Staumauern im Wasserversorgungsgebiet dieser Stadt ausgeführt hatten. Das Einzugsgebiet der Mulholland-Sperre ist verhältnismäßig klein; der Stausee bedeckt jedoch eine Fläche von rd. 10 km² und wird z. T. von anderen Flußläufen gespeist, deren Wasser ihm durch Rohrleitungen und Stollen zugeleitet wird. Die Sperre ist eine Schwergewichtsmauer aus Beton von rd. 60 m Höhe und einer Kronenlänge von rd. 285 m. Die Mauerstärke an der Krone beträgt 4,80 m, durch vorgesetzte Bögen ist sie so verbreitert, daß sie eine 6 m breite Fahrstraße aufnehmen kann. Die größte Mauerstärke am Fuße beträgt rd. 53 m. Die Wasserseite ist 1 : 27, die Luftseite im oberen Teil auf rd. 40 m Tiefe 2 : 3, im unteren Teil etwas flacher geneigt, so daß die Bodenpressung an der Luftseite maximal 11 kg/cm², an der Wasserseite rd. 13 kg/cm² beträgt. Der Mauerquerschnitt ist so entworfen, daß die Resultierende aller Kräfte im mittleren Drittel verläuft. Der Auftrieb ist dabei, wie üblich, unter der Sohle dreieckförmig verteilt angenommen. Die Mauer ist im Grundriß gekrümmt, der Krümmungshalbmesser an der Wasserseite beträgt rd. 165 m. Sie enthält insgesamt etwa 130 000 m³ Beton.

Unmittelbar nach dem Einsturz der St.-Francis-Mauer im Jahre 1928 wurden in Hollywood die ersten Stimmen laut, welche behaupteten, die Mulholland-Talsperre sei nicht standsicher. Die städtischen Behörden wurden heftig angegriffen, weil sie einen weiteren Aufstau zuließen. Es wurde ein Gesuch eingereicht, in dem darauf hingewiesen wurde, die Sperrmauer besäße keinen Überlauf, keine Besichtigungsgalerien, es fehle ihr eine hinreichende Entwässerung, und sie bilde in ihrem jetzigen Zustand eine ständige Bedrohung für Leben und Eigentum der Unterlieger. Die Stadt Hollywood holte daraufhin von namhaften Fachleuten nacheinander fünf gutachtliche Äußerungen ein über die geologischen

Verhältnisse der Baustelle sowie über die Standsicherheit und den Zustand der Staumauer. Drei von diesen Gutachten äußerten sich dahin, daß sowohl bezüglich der Gründung als auch der Standsicherheit der Mauer nicht das geringste zu befürchten sei, ein Bericht schlug eine Ermäßigung des Staus um rd. 9 m vor. Der letzte Bericht, der im Jahre 1932 erstattet wurde, kam nicht zu einem einheitlichen Schluß, ein Teil der Gutachter behauptete, an der Staumauer sei bautechnisch nichts zu bemängeln, der andere hingegen erklärte, die Mauer sei an der Sohle zu schmal, die Sicherheit gegen Gleiten, sei zu gering, und es fehle an Maßnahmen zur Verminderung des Auftriebs. Obwohl also die Mehrzahl der Gutachter keinerlei Gefahr für die Standsicherheit der Mauer sah, entschlossen sich dennoch die Behörden von Hollywood unter dem ständig zunehmenden Druck der öffentlichen Meinung im Anfang des Jahres 1933, an der Luftseite der Sperre eine Erdschüttung von 225 000 m³ aufzubringen. Der nachträglich im Jahre 1932 in der Mitte der Staumauer angebrachte Überlauf wurde nach der Seite verlegt und dann mit der Erdschüttung von beiden Seiten begonnen. Das benötigte Auffüllmaterial wurde an den Talhängen knapp oberhalb der Sperrmauer mit Löffelbaggern gewonnen und dann mit Bulldoggschleppern auf die Kippen gefahren. Am 1. Mai 1933 wurde mit der Anschüttung begonnen, am 1. April 1934 war sie nahezu beendet (siehe nebenstehende Abbildung). Sie ist im Durchschnitt 3 : 1 abgeböscht und soll nachträglich mit Bäumen und Strauchwerk bepflanzt werden, so daß später die Sperrmauer von Hollywood aus überhaupt nicht mehr zu sehen sein wird. (Nach Eng. News-Rec., Vol. 112, Nr. 18 vom 3. Mai 1934.)

Dr.-Ing. H. Brandt.

Die Großschiffahrtsstraße Onegasee—Weißes Meer.

Im Juni 1933 wurde der neue Schiffahrtsweg Ostsee—Weißes Meer, oder richtiger gesagt, sein wesentlicher Teil — die Verbindung Onegasee—Weißes Meer fertiggestellt und im Herbst desselben Jahres von einer Regierungskommission abgenommen. Dieser Schiffahrtsweg verbindet die Stadt Powenez am Onegasee mit der Stadt Soroka am Onegagolf des Weißen Meeres (vgl. Abb. 1). Die Scheitelhaltung der Verbindung liegt in einer Entfernung von nur 12 km von dem Onegasee entfernt, 71,0 m über dem Spiegel desselben; der Spiegelunterschied gegenüber dem Weißen Meer beträgt 103,0 m. Die Scheitelhaltung wird durch drei nebeneinander liegende Seen — Wolo, Wadlo und Usskoje (auch Dolgoje genannt) gebildet, deren Abflüsse durch Dämme abgesperrt wurden, so daß bei verhältnismäßig wasserreichem Einzugsgebiet dieser Seen (rd. 900 km² mit einem mittleren Jahresabfluß von 283 Mill. m³) hier ein großer zusammenhängender Wasserspeicher (20 Mill. m³ Nutzinhalt) entstehen konnte [1]. Wie aus Abb. 2 ersichtlich, ist er mit dem Onegasee durch eine aus sieben Schleusen (Nr. 1—7) bestehende Schleusentreppe verbunden, die neben dem trockengelegten Flusse Powentschanka errichtet worden ist (vgl. Abb. 1). Nach Norden hin zweigt von der Scheitelhaltung ein rd. 10 km langer künstlicher Kanal ab, der sie mit dem niedrigerliegenden Matkosee verbindet; der Höhenunterschied zwischen Scheitelhaltung und dem Matkosee beträgt rd. 10 m und wird durch eine im Verbindungskanal errichtete Schleuse Nr. 8 überwunden. Der Matkosee besitzt eine natürliche Verbindung mit dem weiter nördlich gelegenen Wygsee, durch den Telekinosee und den Fluß Telekinka.

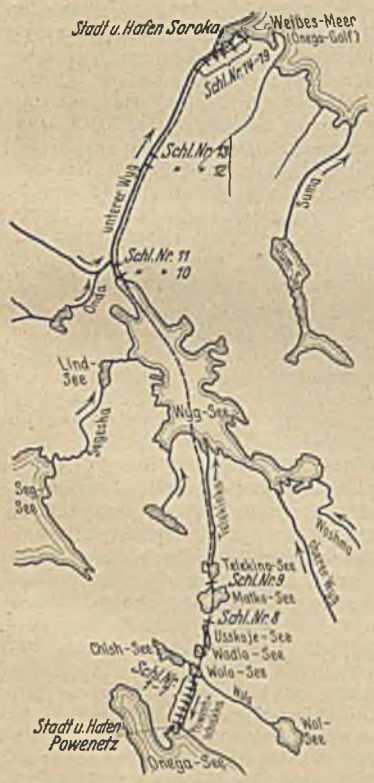


Abb. 1. Die Trasse der Schiffahrtsverbindung Onegasee—Weißes Meer.

Letzterer, etwa 35 km lang, war jedoch wegen seines engen Flußbettes, sowie wegen seines großen Gefälles und der damit verbundenen Stromschnellen im natürlichen Zustand für die Schiffahrt ungeeignet und mußte in zwei Stufen eingestaut werden, von denen die oberste den Oberlauf der Telekinka und den Matkosee in sich vereinigte. Der Spiegelunterschied dieser Staustufe, gegenüber dem ebenfalls um rd. 7 m aufgestauten Wygsee beträgt etwa 10 m und wird durch die Schleuse Nr. 9 bewältigt. Den nächsten Abschnitt des Schiffahrtsweges bilden der Telekinosee, der Unterlauf der Telekinka und der Wygsee (Spiegelfläche rd. 750 km²), welcher mit dem Weißen Meer durch den Fluß Unterer Wyg unmittelbar verbunden ist. Letzterer weist bei einer Länge von etwa 105 km ein Gefälle von rd. 100 m auf, das durch 10 Schleusen (Nr. 10—19) überwunden wird. An der Mündung des Flusses Wyg ist noch ein rd. 2 km langer Seekanal errichtet, um einen sicheren Verkehr der Flußschiffe durch das Wygdelta bis zum Hafen von Soroka zu gewährleisten.

Die Gesamtlänge der neugeschaffenen Verbindung beträgt 226,5 km. Davon entfallen rd. 80,0 km auf die Seen, 97,0 km auf die gestauten

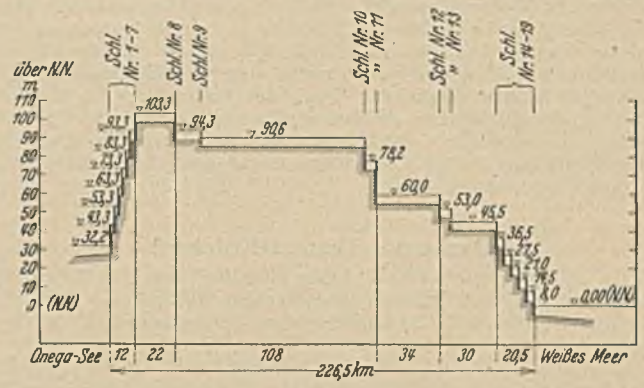


Abb. 2. Schematischer Höhenplan der Schiffahrtsverbindung Onegasee—Weißes Meer.

Flüsse in ihrem natürlichen Flußbett und etwa 50,0 km auf künstliche Kanäle (einschl. den Seekanal in der Wygmündung) und erweiterte Flußläufe. Im Laufe der Bauarbeiten, die nur 21 Monate in Anspruch nahmen, wurden insgesamt etwa 400 000 m³ Beton verlegt, rd. 21 Mill. m³ zum Teil felsiger Böden bewegt und 90 größere Kunstbauten, darunter 6 Einkammerschleusen (Nr. 9, 12, 13, 17—19), 13 Zweikammerschleusen (Nr. 1—8, 10, 11, 14—16), 15 Wehranlagen, 40 Dämme usw. errichtet. Die meisten Bauten wurden unter ausschließlicher Benutzung der örtlichen Baustoffe (Holz und Stein) ausgeführt; auch die Schleusen erhielten trotz der großen in jedem einzelnen Fall zu überwindenden Höhe (bis zu 9,0 m) Holzwände und hölzerne Stemmtore. Es wurden gleichzeitig alle Vorkehrungen getroffen, die im Bedarfsfalle einen späteren Ersatz einzelner Kunstbauten durch massive Anlagen gestatten; desgleichen wurde bei dem Bau der meisten Stauanlagen auf die Möglichkeit einer nachträglichen Errichtung von Wasserkraftwerken Rücksicht genommen. Die Bauleitung lag in den Händen des Chefingenieurs N. Chrustalew und seiner Stellvertreter S. Shuk, Prof. W. Shurin und K. Wershbizkij.

Mit der Vollendung der Schiffahrtsverbindung Onegasee—Weißes Meer ist zunächst der erste, allerdings auch der wichtigste und schwierigste Abschnitt des Großschiffahrtsweges Ostsee—Weißes Meer fertiggestellt. Den zweiten Abschnitt bildet der Fluß Swir, der den Onegasee mit dem Ladogasee verbindet (vgl. Abb. 3). Dieser rd. 220 km lange Fluß war in seinem natürlichen Zustand nur für kleinere Schiffe passierbar und wird jetzt durch die Errichtung von zwei mit Wasserkraftwerken verbundenen Stauanlagen für die Großschiffahrt erschlossen. Die erste Stauanlage ist bereits im großen und ganzen fertiggestellt. Die dazugehörige Schiffahrtsschleuse wurde schon im Mai und das Kraftwerk im Dezember 1933 in Betrieb genommen. Die Bauarbeiten in der zweiten Stauanlage beginnen voraussichtlich noch in diesem Jahr und werden etwa 3—4 Jahre in Anspruch nehmen. Nach ihrem Abschluß wird der Großschiffahrtsweg Ostsee—Weißes Meer vollständig beendet sein und einen durchgehenden Verkehr auch für größere Schiffe (5000 bis 6000 t Wasserverdrängung) gestatten [2]. Er wird eine wesentliche Ver-

Abb. 3. Die Schiffahrtsverbindung Onegasee—Weißes Meer im nordrussischen Verkehrssystem.

[1] Einen Reservespeicher der Scheitelhaltung bildet der benachbarte Chishsee (Nutzinhalt 90 Mill. m³).

[2] Die genauen Angaben über die größten für den Verkehr auf der Schiffahrtsstraße Onegasee—Weißes Meer zugelassenen Schiffe, wurden

kürzung (um 1500—2000 km) der Verbindung zwischen Leningrad und den Häfen des Weißen Meeres, bzw. der Murmanküste ergeben und die Fahrtdauer auf dieser Strecke, die heute etwa 16—18 Tage beträgt, auf 5—6 Tage ermäßigen.

Seine volle Bedeutung gewinnt der Großschiffahrtsweg Ostsee—Weißes Meer nach dem Umbau des sog. Marienkanal-Systems, das den Onegasee (und damit auch das Weiße Meer und die Ostsee) mit dem Oberlauf der Wolga verbindet. Im Zusammenhang mit dem Marienkanalsystem, dessen Erweiterung bereits in Angriff genommen wurde, wird die nunmehr bestehende Verbindung Onegasee—Weißes Meer einen durchlaufenden Großschiffverkehr von dem Weißen Meer nach dem Kaspischen Meer ermöglichen. Nach der Vollendung des in Bau befindlichen Kanals Moskau—Wolga wird auch die russische Hauptstadt an diese durchgehende Großschiffahrtsstraße angeschlossen, die durch den projektierten Wolga—Don-Kanal auch einen Anschluß nach dem Schwarzen Meer erhalten soll. Dipl.-Ing. K. A. Pohl.

Drei neue Themse-Brücken.

Im Juli 1933 wurden die Brücken über die Themse in Twickenham, Hampton Court und Chiswick dem Verkehr übergeben. Nachstehend wird über deren bauliche Durchbildung und bemerkenswerte Einzelheiten ihrer Ausführung kurz berichtet.

Die Brücke in Twickenham besitzt drei Strom-(Dreigelenk-)bogen von 30,00—31,50—30,00 m Stützweite mit anschließenden Rampen von Bogen- und Balkentragwerken (Abb. 1). Die Gründungen aus Stampfbeton sind so bemessen, daß auf der tragfähigen, etwa 4,25 m unter der Fußsohle liegenden Bodenschicht (blauer Ton) eine größte Pressung von 4,4 kg/cm² vorhanden ist. Der aufgehende Teil der Widerlager und Pfeiler besteht ebenfalls aus Stampfbeton. Die Gelenke der einzelnen, in 2,12 m Entfernung angeordneten Bogenrippen sind als Eisenbeton-Wälzgelenke ausgebildet, so daß in den Berührungsflächen eine Betondruckspannung von 210 kg/cm² auftritt. Die Rippen sind unterhalb durch eine Eisenbetonplatte von 45 cm Stärke verbunden. Um die Steifigkeit der Bogenhälften zu vergrößern, liegen in Fahrbahnhöhe kräftige Querträger. Die parabelförmig gekrümmten Rippen sind so berechnet, daß sie nach Absenken des Lehrgerüstes in der Lage sind, die zur völligen Fertigstellung fehlenden Tragwerksteile der Fahrbahn während deren Ausführung zu stützen. Hierdurch war es möglich, ein leichtes und billiges Lehrgerüst anzuordnen. Über den Gelenken sind Stirnwände und Fahrbahntragwerk durch Fugen unterbrochen. Die seitlichen Fußwege liegen 1,22 m über der Fahrbahn, um unterhalb genügend Platz für Kabel und Rohrleitungen zu haben. Besondere Sorgfalt wurde auf die Behandlung der Ansichtsflächen gelegt, die unter Verwendung gehobelter Schalung hergestellt und steinmetzmäßig bearbeitet wurden.

Eine ähnliche Anordnung mit 27,40 m Spannweite in den beiden seitlichen und 32,00 m in der mittleren Öffnung zeigt die 21,00 m breite Brücke von Hampton Court (Abb. 2). Jeder Bogen besteht aus sieben Rippen, die an der Unterseite durch eine 15 cm starke Eisenbetonplatte verdeckt sind, so daß der Eindruck eines Gewölbes entsteht. Die Bauhöhen betragen in der Mittelöffnung 1,00 bzw. 2,28 m, in den Seitenöffnungen 0,91 bzw. 2,12 m. Die aufgeständerte Fahrbahn besteht aus einer kreuzweise bewehrten Platte, die in einer Richtung auf den Querträgern und in der anderen auf den Bogenrippen gelagert ist. Pfeiler und Widerlager aus Stampfbeton sind auf Eisenbetonpfählen gegründet. Die Herstellung erfolgte im Schutz einer Larssen-Spundwand. Wie aus der Abbildung zu erkennen ist, wurden die 5,5—10,6 m langen Pfähle in wechselnder Schrägstellung gerammt. Für die einzelnen Tragwerksteile (Bogen, Pfeiler, Fahrbahn, Stirnwände und Widerlager) waren fünf verschiedene Betonmischungen mit 200—560 kg Zement je m³ Fertigbeton vorgesehen. Die fetteste Mischung war für die Bogen, die magerste für den Beton der Widerlager bestimmt. Da im Lehrgerüst der Mittelöffnung für die Schiffahrt eine Durchfahrt freigehalten werden mußte, wurde dieses aus eisernen Trägern, die sich der Bogenform anpaßten, gebildet. In den Seitenöffnungen wurden hölzerne Rüstungen in üblicher Weise aufgestellt.

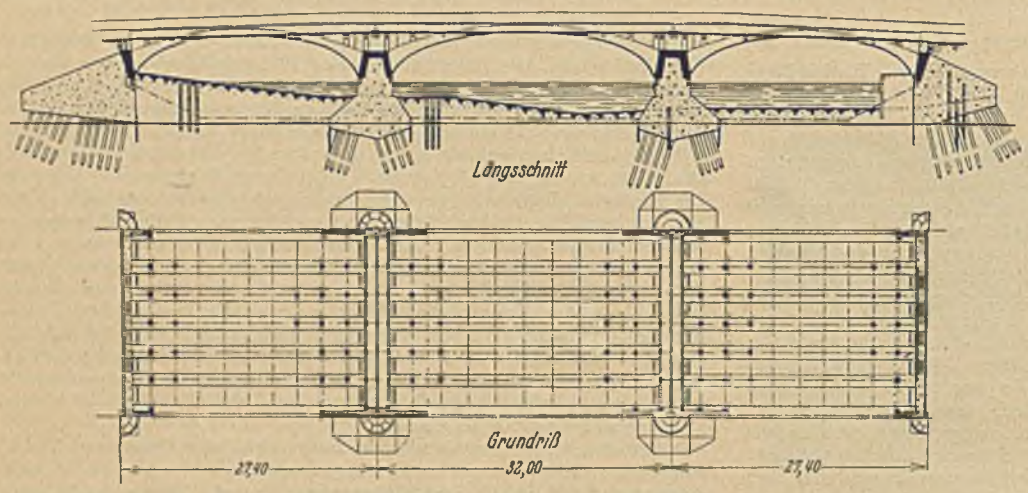


Abb. 1. Brücke in Twickenham.

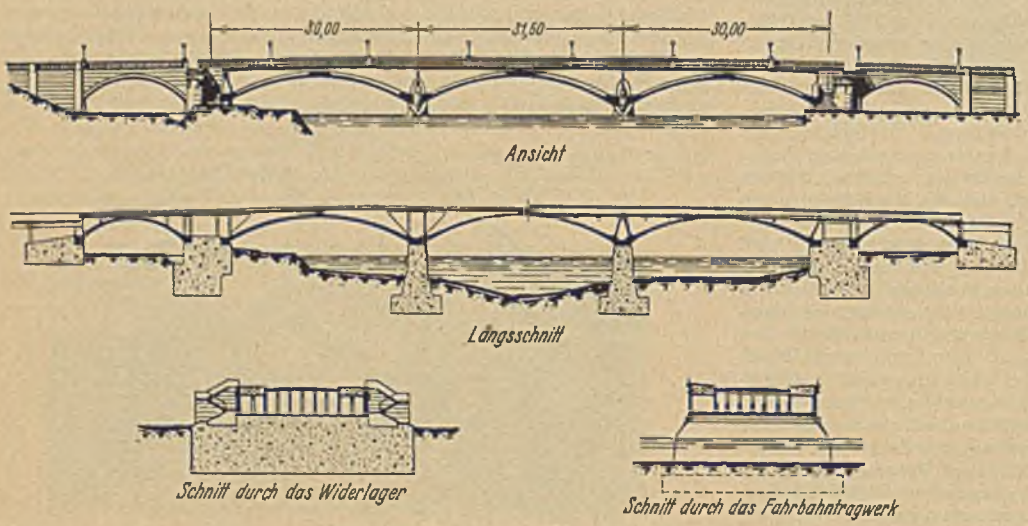


Abb. 2. Brücke in Hampton Court.

Bei der Brücke in Chiswick sind ebenfalls drei Hauptöffnungen vorhanden. Die Spannweiten betragen 46,00 m für den Strom- und 38,00 m für die seitlichen Bogen; sie übertreffen damit die der vorgenannten Brücke erheblich. Die Querschnitte (Abb. 3) bestehen aus Eisenbetonrippen mit oberer und unterer von 22—28 cm Stärke zunehmender Druckplatte. Die Bauhöhe mißt im Scheitel 0,90 m, im Kämpfer 1,40 m. Die übrigen Teile (Fahrbahn, Widerlager und Pfeiler) sind ähnlich ausgebildet wie bei den bereits besprochenen Bauwerken. Hervorzuheben ist hier die Anordnung von Ausführungsgelenken im Scheitel. In entsprechenden Aussparungen befinden sich hydraulische Pressen, welche, unter Druck gesetzt, lotrechte und waagerechte Verschiebungen der Bogenrippen hervorbringen, die eine Rückbildung der durch Schwinden, Setzung des Lehrgerüstes und Änderung der Bogenachse verursachten zusätzlichen Biegungsmomente bewirken. Die Lage der hierdurch erzeugten Bogenkraft ist außermittig zur Querschnittsnullinie. In jedem Bogen waren zehn solcher Pressen vorgesehen, deren jede einen Druck von 250 t auszuüben in der Lage war. Nach Absenken des Lehrgerüstes wurden die Pressen in Tätigkeit gesetzt, so zwar, daß stufenweise bei einer Laststeigerung von 20 t eine Gesamtkraft von 1800 t ausgeübt wurde. Dieser Vorgang dauerte 35 Minuten. Hierbei betrug die Hebung des Scheitels 1,6 cm, die waagerechte Verschiebung 1,2 cm. Sodann ließ man den Druck der Presse allmählich auf Null abfallen und elf Stunden neuerlich bis zur Höchstlast von 2200 t ansteigen. Die lotrechte und waagerechte Verschiebung war dann 3,1 bzw. 2,5 cm. Dieser Druck wurde 45 Stunden gehalten und während dieser

---

bisher ebenso wie alle Daten über die Kanalquerschnitte und die Abmessungen der Schleusenkammer, wahrscheinlich mit Rücksicht auf die militärische Bedeutung der neugeschaffenen Verbindung nicht veröffentlicht. Aus einzelnen Mitteilungen kann jedoch gefolgert werden, daß die Schleusenabmessungen die Durchfahrt verhältnismäßig großer Schiffe (Mindestabmessungen: 120 m Länge, 14,0 m Breite und 3,0 m Tiefgang) gestatten.

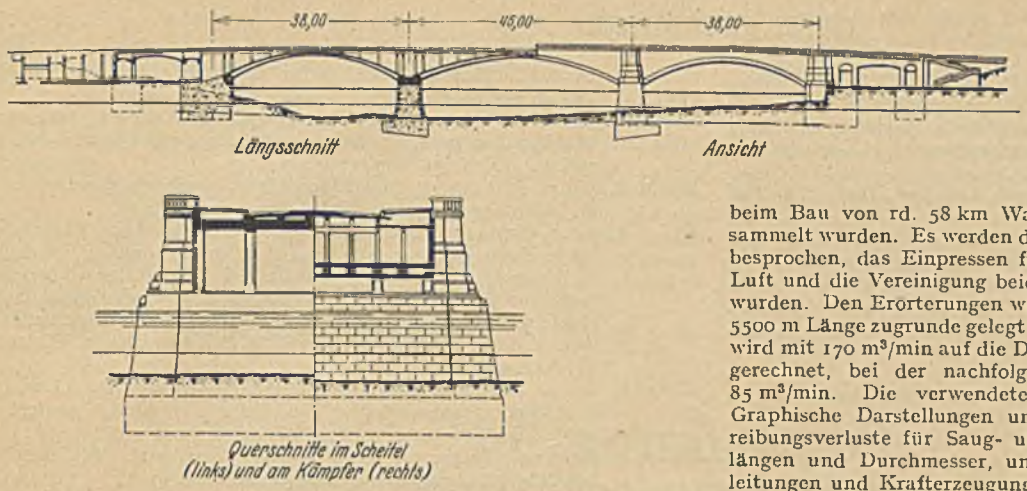


Abb. 3. Brücke in Chiswick.

Zeit die Öffnung mit Zementmörtel geschlossen. Dann erfolgte die endgültige Entlastung. Die für die Pressen ausgesparten Öffnungen wurden nachträglich mit Beton ausgestampft. (Nach Science et Industrie [1934] März-Heft Nr. 15.) Dr.-Ing. l'Allemand.

Bemessung der Tunnelbelüftung für den Baubetrieb.

In der Zeitschrift Engineering News-Record vom 10. Mai 1934 behandelt G. F. Maughmer die Frage der zweckmäßigen Anordnung und Bemessung der Tunnelbelüftung auf Grund der Erfahrungen, die beim Bau von rd. 58 km Wasserleitungstunneln am Coloradofluß gesammelt wurden. Es werden die drei verschiedenen Belüftungsverfahren besprochen, das Einpressen frischer Luft, das Absaugen verbrauchter Luft und die Vereinigung beider Verfahren, womit gute Erfolge erzielt wurden. Den Erörterungen wird ein Tunnel von 28 m² Querschnitt und 5500 m Länge zugrunde gelegt bei 3-Schichtenbetrieb; bei der Absaugung wird mit 170 m³/min auf die Dauer von 30 Minuten nach jedem Abschuß gerechnet, bei der nachfolgenden Einpressung von Druckluft mit 85 m³/min. Die verwendeten Rohrdurchmesser betragen 18—26". Graphische Darstellungen und Tabellen veranschaulichen die Rohrreibungsverluste für Saug- und Druckbetrieb für verschiedene Rohrlängen und Durchmesser, und die Kosten für Kompressoren, Rohrleitungen und Krafterzeugung in Abhängigkeit vom Rohrdurchmesser. Belüftungsanlagen mit zwei Zentrifugalkompressoren, die von Motoren mit zwei Geschwindigkeitsstufen angetrieben werden, haben sich als äußerst anpassungsfähig an die verschiedenen Betriebsbedingungen bewährt. W. Lydtin.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

An die Leser des „Bauingenieur".

Mit dem Heft 51/52 des laufenden Jahres beschließt der „Bauingenieur" seinen 15. Jahrgang.

Theorie und Praxis des Bauingenieurwesens haben während dieser Zeit dank der Einführung experimenteller Studien in den Laboratorien und an den Baustellen, beachtliche Fortschritte gemacht. Die dort gewonnenen Ergebnisse ermöglichten auf verschiedenen Gebieten des Bauwesens eine beträchtliche Weiterentwicklung der Grundlagen für die Sicherheit und die Wirtschaftlichkeit.

Die Forschung hat während der letzten 2 Jahrzehnte zu einer Vervollkommnung der Baustoffe geführt. Erst dadurch ist es möglich geworden, die früher mangelhaften Voraussetzungen für Entwurf- und Berechnungsarbeiten zu schaffen. Neue Ausführungsmethoden bei zunehmender Verwendung und Verbesserung von Baumaschinen haben aus dem Bauhandwerk eine Industrie gemacht mit deren Licht- und Schattenseiten. Die Konstruktionsbüros der großen und kleinen Bauunternehmungen hatten diesen Änderungen in ihren Betrieben Rechnung zu tragen.

Die früher wenig beachtete Bodenkunde hat eine wissenschaftliche Durchdringung erfahren, deren Ergebnisse bei manchen Bauwerken mit großem Vorteil verwertet wurden.

Reiche Ernte ist in den Arbeiten der wasserbaulichen Versuchsforschung zu verzeichnen, und unverkennbar ist ihre Einwirkung auf den Ausbau von Wasserbauwerken aller Art.

Der Ausbau der Kraftwerke, der in den letzten 20 Jahren eine ungeahnte Entwicklung genommen hat, brachte wertvolle neue Erfahrungen. Die zunehmende Höhe und Stärke der Stauwerke bot den Ingenieuren im Beton- und Eisenbetonbau neue Aufgaben, die mit Erfolg durchgeführt werden.

Der Einfluß des Bauingenieurs bei großen Aufgaben des Verkehrswesens und der städtebaulichen Entwicklung der letzten Jahrzehnte machte sich in mancher Hinsicht fühlbar.

Unverkennbar sind die Fortschritte in verschiedenen Zweigen des Bauingenieurwesens während der letzten Jahre. Die Schriftleitung beabsichtigt daher aus Anlaß des 15jährigen Bestehens des „Bauingenieur" den Jahrgang 1935 durch eine Reihe zusammenfassender Arbeiten einzuleiten, die die neuesten Erfahrungen und den derzeitigen Stand des Bauingenieurwesens darlegen sollen.

Neben anderen zur Veröffentlichung kommenden Arbeiten seien folgende genannt:

Übersichtsaufsätze.

Städtebauliche Probleme und Umgestaltungen in Stockholm v. Sal. Vinberg, Hafendirektor und Carl Semler, Ingenieur, Stockholm.

Die Entwicklung des wasserbaulichen Versuchswesens während der letzten 20 Jahre v. Geheimrat Prof. Dr.-Ing. Th. Rehbock, Karlsruhe.

15 Jahre Eisenbahnbau. Ein Rückblick auf das eisenbahnbautechnische Schaffen seit Kriegsende. Von Hans Grabig, Regierungsbaumeister, Königsberg.

15 Jahre Maschinisierung des Bauwesens. Von Dipl.Ing. Schmidt V. D. I. Frankfurt a. M.

15 Jahre Baugrundforschung. Von Dr.-Ing. K. von Terzaghi, o. ö. Professor an der Techn. Hochschule Wien.

Die Entwicklung des Grundwasserabsenkungsverfahrens seit 1919. Von Dr.-Ing. W. Sichardt, Regierungsbaumeister, Berlin.

Der gegenwärtige Stand der Abwasserfrage. Von Magistratsoberbaurat O. Langbein, Direktor der Berliner Stadtentwässerung.

15 Jahre Materialentwicklung im Stahlbau. Von Dr.-Ing. F. Bohny, Baurat, Lindau i. B.

15 Jahre deutscher Stahlbrückenbau. Von Prof. Dr.-Ing. F. Schleicher, Hannover.

Mechanische Schwingungen in Form von Geräuschen und Erschütterungen und ihre Dämpfung durch bauliche Maßnahmen. Von Regierungsbaumeister a. D. Dr.-Ing. R. Bernhard, Reichsbahndirektion Berlin.

15 Jahre Entwicklung im Beton- und Eisenbetonbau. Von Prof. Dr.-Ing. Probst, Karlsruhe.

15 Jahre Holzbau. Von Dr.-Ing. H. Seitz, Regierungsbaumeister Stuttgart.

Ausschnitte aus der Landeskultur und Wasserwirtschaft am Niederrhein. Von Regierungsbaurat F. Schweicher, Düsseldorf.

u. a.

Das Baukonsortium für das Schiffshebewerk Rotensee.

Unter Führung von Krupp Grusonwerk.

Der Bau des Schiffshebewerks Rotensee bei Magdeburg ist einer Firmengemeinschaft unter Federführung der Fried. Krupp Grusonwerk A. G. Magdeburg, übertragen worden. An der Lieferung sind außer Krupp Grusonwerk noch folgende Firmen beteiligt: Beuchelt & Co., Grünberg (Schlesien); Dortmunder Union Brückenbau A. G. Dortmund; Gutehoffnungshütte Oberhausen A. G., Oberhausen; Aug. Klönne, Dortmund; Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A. G., Werk Gustavsburg, Gustavsburg bei Mainz; Mitteldeutsche Stahlwerke A. G. Lauchhammer und B. Seibert G. m. b. H., Saarbrücken. Ferner die AEG und die Siemens-Schuckertwerke A. G. Den beiden letztgenannten Firmen sind je zur Hälfte die Aufträge für die elektrische Ausrüstung übertragen worden.

Zur Ausführung werden etwa 3 600 000 kg Konstruktionsmaterial benötigt. Bei einer Bauzeit von etwa 3 ½ Jahren ist damit zu rechnen, daß das Hebewerk im Frühjahr 1938 dem Verkehr übergeben werden wird. Grundsätzlich unterscheidet sich das Hebewerk von dem im letzten Frühjahr dem Betrieb übergebenen Schiffshebewerk Niederfinow dadurch, daß die bewegten Lasten nicht durch Gegengewichte, sondern durch Schwimmer ausgeglichen werden.

PATENTBERICHTE.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 45 vom 8. November 1934 und vom gleichen Tage ab im Reichspatentamt ausgelegt.

Kl. 4 c, Gr. 18. M. 123 699. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Sicherheitsvorrichtung für Gasbehälter; Zus. z. Pat. 603 342. 28. IV. 33.

Kl. 4 c, Gr. 35. B 157 691. Bamag-Meguin Akt.-Ges., Berlin. Kolben für Gasbehälter. 4. X. 32.

Kl. 19 a, Gr. 11. H 134 909. Albert Höing, Essen-Steele. Schraubenlose Schienenbefestigung auf Rippenunterlegplatten. 21. I. 33.

Kl. 19 a, Gr. 11. M 114 908. James Madison Morton jr., Fall River, Mass., V. St. A.; Vertr.: Dr. C. Wiegand, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Schienenbefestigung auf eisernen Schwellen mittels den Schienenfuß übergreifender und die Schwellendecke untergreifender Klauen. 14. IV. 31.

Kl. 19 f, Gr. 1. R 12.30. Thea Luhterhand, geb. Rott, Neustadt a. d. Haardt. Schalungsgerüst für Tunnel. 1. V. 30.

Kl. 20 i, Gr. 2. Z 21 522. Emil Zabel, Oppeln. Signalhebel für 2 Drehrichtungen der Stellscheibe. 30. 1. 34.

Kl. 20 i, Gr. 18. B 165 089. Carl Brose, Wuppertal-Elberfeld. Beleuchtungseinrichtung für Schrankenbäume; Zus. z. Anm. B 162 981. 14. IV. 34.

Kl. 20 i, Gr. 41. W 92 169. The Westinghouse Brake and Saxbay Signal Company Limited, London; Vertr. Dr. A. Levy u. Dr. F. Heinemann, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Fernsteuerungssystem, insbes. für die Fernsteuerung von Eisenbahnweichen und -signalen. 6. VII. 33. Großbritannien 6. IX. 32.

Kl. 37 b, Gr. 2/02. D 57 249. Johann Heinrich Ditter, Chemnitz. Asphaltbelagplatte. 12. XII. 28.

Kl. 37 c, Gr. 5/01. R 83 687. H. H. Robertson Company, Pittsburgh, Penns., V. St. A.; Vertr.: P. Müller u. Dr. W. J. Müller, Pat.-Anwälte, Berlin W 15. Befestigungsband für Metalldachdeckungen. 28. XII. 31.

Kl. 80 b, Gr. 21/04. G 86 716. B. Eugen Großmann, Lausa i. Sa. Verfahren zur Herstellung von Leichtbauplatten. 13. IX. 32.

Kl. 81 e, Gr. 124. P 68 004. J. Pohlig Akt.-Ges., Köln-Zollstock. Vorrichtung zum Entleeren von Eisenbahnwagen in Schiffe. 5. VIII. 33.

Kl. 81 e, Gr. 124. P 68 609. J. Pohlig Akt.-Ges., Köln-Zollstock. Zum Entleeren von Eisenbahnwagen in Schiffe dienende, parallel zur Kaikante verfahrbare Verladebrücke. 7. XII. 33.

Kl. 84 a, Gr. 3/10. K 129 991. Fried. Krupp Grusonwerk Akt.-Ges., Magdeburg-Buckau. Gelenkfugendichtung für Aufsatzklappen von Wehrkörpern. 3. V. 33.

Kl. 84 c, Gr. 2. K 132 266. Klöckner-Werke Akt.-Ges., Castrop-Rauxel. Spundwandeisen. 25. XI. 33.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 46 vom 15. November 1934 und vom gleichen Tage ab im Reichspatentamt ausgelegt.

Kl. 4 c, Gr. 33. K 132 770. Fa. Aug. Klönne, Dortmund. Glockengasbehälter mit Vollbecken. 11. I. 34.

Kl. 4 c, Gr. 35. B 156 115. Bamag-Meguin Akt.-Ges., Berlin. Seilführung für die Ausgleichsgewichtsbelastung der Scheiben von Gasbehältern. 13. VI. 32.

Kl. 5 a, Gr. 24/20. H 132 021. Haniel & Lueg G. m. b. H., Düsseldorf-Grafenberg. Gesteinsrollenkernbohrer. 3. VI. 32.

Kl. 5 c, Gr. 10/01. Sch 102 004. Max Schwarz, Mülheim a. d. Ruhr-Styrum. Sicherheitsschloß für zweiteilige Grubenstempel; Zus. z. Pat. 593 189. 31. X. 32.

Kl. 19 c, Gr. 6/20. Sch 95 725. Studiengesellschaft für den Bau von Stahlstraßen m. b. H., Düsseldorf. Straßendecke aus Stahlrosten. 22. X. 31. Österreich 5. I. 31.

Kl. 20 g, Gr. 3. M 124 403. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Portalschiebebühne. 12. VII. 33.

Kl. 20 h, Gr. 1. S 104 730. Sperry Products Inc., Manhattan, Brooklyn, New York; Vertr.: Dr.-Ing. G. Bertram und Dipl.-Ing. K. Lengner, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Fahrbare Vorrichtung zur Feststellung von Fehlstellen in einem länglichen elektrischen Leiter, insbes. in verlegten Eisenbahnschienen; Zus. z. Pat. 584 529. 25. V. 32. V. St. Amerika 5. VI. und 31. XII. 31.

Kl. 20 h, Gr. 4. V 28 967. Vereinigte Eisenbahn-Signalwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Ein- oder zweiseitige gewichtsabhängige Gleisbremse. 17. XII. 32.

Kl. 37 b, Gr. 3/03. B 427.30. Otto Schmid, Stuttgart. Stahlblechhohlträger mit Betonumhüllung. 24. XII. 30.

Kl. 37 f, Gr. 8. S 97 614. Société Paindavoine Frères, Lille, Frankreich; Vertr.: Dipl.-Ing. W. Riese, Pat.-Anw., Berlin-Charlottenburg. Falttor aus mehreren gelenkig miteinander verbundenen Torflügeln. 25. III. 31. Belgien 7. II. 31.

Kl. 47 f, Gr. 3/25. F 75 229. Gebr. Friesecke, Berlin. Rohr aus Beton, Zement o. dgl. 8. III. 33.

Kl. 80 b, Gr. 25/10. L 85 726. Josef Löwinger, Vac, Ungarn; Vertr.: Dipl.-Ing. Dr. D. Landenberger und Dipl.-Ing. F. Hahne, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Verfahren zum Herstellen von Straßenbaumaterial; Zus. z. Anm. L 83 773. 16. IV. 34.

Kl. 80 d, Gr. 11. H 135 724. Fa. Eugen Heimbucher, Berlin. Vorrichtung zum Einarbeiten von Rillen oder Nuten in Mauern, Wände oder Steine. 25. III. 33.

Kl. 82 b, Gr. 7. L 83 680. Fredo von Lekow, Berlin. Verfahren und Vorrichtung zum Reinigen von Abwässern durch Sieb- und Schleuderwirkung. 4. V. 33.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 47 vom 22. November 1934 und vom gleichen Tage ab im Reichspatentamt ausgelegt.

Kl. 5 c, Gr. 9/10. V 29 804. Vereinigte Stahlwerke Akt.-Ges., Düsseldorf. Auf nachgiebigen Grubenstempeln senkrecht auf deren Achse in deren Ebene aufgelegtes Schaleisen zum Tragen der Hangenden. 2. VIII. 33.

Kl. 20 g, Gr. 3. M 125 659. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Mehrspurige Portalschiebebühne. 23. XI. 33.

Kl. 37 b, Gr. 3/03. W 87 632. Hermann Walter, Berlin. Stoßverbindung für teleskopartige ineinandergesetzte rohrförmige Teile eines abgesetzten Eisenbetonhohlmastes. 12. VI. 31.

Kl. 42 a, Gr. 14/03. L 85 702. Cand.-Ing. Fritz Lorenz, Eger, Tschechoslowakische Republik; Vertr.: Dipl.-Ing. F. C. Boetticher, Pat.-Anw., Görlitz. Vorrichtung zur mechanischen Bestimmung von Flächenmomenten beliebiger Ordnung. 14. IV. 34. Tschechoslowakische Republik 28. IV. 33.

Kl. 84 d, Gr. 2. D 64 535. Demag Akt.-Ges., Duisburg. Als Kran verwendbarer Bagger. 27. X. 32.

BUCHBESPRECHUNGEN.

Benzel, Max: Gründung von Hochbauten. Siebente neubearbeitete Auflage mit 155 Abbildungen im Text, 7 Berechnungsbeispielen und 2 Tafeln. Verlag und Druck von B. G. Teubner, Leipzig und Berlin 1934.

Das in 7. Auflage erscheinende Buch bringt auf 132 Textseiten einen guten Überblick über das Gebiet der Gründungen von Hochbauten. Der Stoff ist in vier Hauptabschnitte geteilt, von denen der I. den Baugrund, der II. die Baugrube, der III. die verschiedenen Arten der Grundbauten und der IV. als neuer Abschnitt gegenüber den früheren Auflagen die „Sicherung der Bauten gegen Bergschäden" behandelt.

Besonders zu begrüßen ist die Erweiterung der neuen Auflage durch die Aufnahme von Abschnitten über neuere Bauweisen und die Ergebnisse neuerer Forschungen, so z. B. der Abschnitte über „Sicherung gegen betonschädlichen Baugrund", über das neue Verfahren des „Unterwassergußbetons" und über „Sicherung durch Bodenversteinerung".

Zahlreiche gute und klare Abbildungen ergänzen den Text und geben ein anschauliches Bild des behandelten Stoffes.

Die straffe Zusammenfassung des Textes, die klare knappe Form ist ein besonderer Vorzug des Werkes. Sie ermöglicht dem Leser in kurzer Zeit einen Überblick des behandelten Gebietes. Doch ist vielleicht der Verfasser in dem Streben nach einer möglichst knappen Form hier und da etwas zu weit gegangen. Eine ausführlichere Behandlung mancher Gründungsarten, ein Hinweis auf manche Gesichtspunkte und Maßnahmen, die für das Gelingen dieser oder jener Gründungsart von Bedeutung sind, würde m. E. den Wert des Buches gerade für den Studierenden oder den in der Ausführung von Gründungen noch nicht sehr erfahrenen Praktiker noch erhöhen. Daß man auf Grund eigener praktischer Erfahrungen manchmal anderer Meinung sein kann als der Verfasser, spricht nicht gegen das Werk. Das ist vielfach Ansichtssache oder bedingt durch besondere örtliche Verhältnisse.

Der Wert des Buches soll jedoch durch diese Hinweise nicht herabgesetzt werden. Es entspricht durchaus den Bedürfnissen der Praxis. Seine Anschaffung kann jedem Studierenden und in der Praxis Stehenden sehr empfohlen werden. Dipl.-Ing. A. Altmüller, Hamburg.

Karig, J.: Neuere Stahlbrücken der Deutschen Reichsbahn. 287 Seiten mit 506 Textabb. Verlag Ernst & Sohn, Berlin 1934. Preis geh. RM 21,—, Leinen RM 22,50.

Das anläßlich des zehnjährigen Bestehens der Zeitschrift „Die Bautechnik" entstandene Werk gibt im ersten Abschnitt einen Überblick über die Entwicklung der Brückenbauvorschriften und der deutschen Baustähle.

Der zweite Abschnitt baut auf den von Geheimrat Schaper seit 1923 in der „Bautechnik" alljährlich veröffentlichten Berichten über die Brückenbauten der D.R.G. auf. Die öfters wesentlich ausführlichere Darstellung baulicher Maßnahmen, vermehrte Beigabe von Abbildungen, Ausführungen über Aufstellungsbehelfe, Verstärkungen und Fahrbahneinzelheiten sind hier besonders bemerkenswert.

Im dritten Abschnitt findet sich eine Übersicht der bis 1933 in der „Bautechnik" und seiner Beilage dem „Stahlbau" erschienenen Veröffentlichungen über Stahlbrückenbauten.

Die ersten Abschnitte des Werkes verkörpern zum Teil geschickte und interessante Zusammenstellungen des Verfassers. Leider ist bei den Hinweisen über die Baustähle auf ihre kritische Würdigung Verzicht geleistet. Unrichtig ist auch die Behauptung in der allgemeinen Fassung, daß man Brücken „größerer Spannweiten" nur durch Verwendung hochwertiger Stähle bauen könne, und der überragenden Güte des verdienten Baustahles St 37 wird in diesem Abschnitt leider nicht Rechnung getragen. Bedauerlich bleibt ferner, daß die Abbildungen des zweiten Abschnittes zum Teil etwa undeutlich sind.

Durch diese Hinweise soll der Wert des Buches nicht herabgemindert werden. Es bildet eine wertvolle Bereicherung unseres Schrifttums und gewährt einen umfassenden Einblick in die Leistungen des deutschen Brückenbaues im letzten Jahrzehnt. Rein.

MITTEILUNGEN DES DEUTSCHEN NORMENAUSSCHUSSES.

20. Oktober 1934.

Noch nicht endgültig!

Grundsätze für die bauliche Durchbildung stählerner Straßenbrücken

DIN Entwurf 1 E 1079

Einspruchsfrist bis 10. Februar 1935

(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung an den Deutschen Normenausschuß, Berlin NW 7, Dorotheenstr. 40, erbeten.)

I. Vorbemerkung.

Die nachstehenden Grundsätze sind auch für die bauliche Durchbildung geschweißter stählerner Straßenbrücken maßgebend, so weit nicht DIN 4101 [1] abweichende Bestimmungen enthält.

Unter zwingenden besonderen Verhältnissen können besondere von diesen Normen abweichende Bestimmungen getroffen werden.

II. Allgemeines.

§ 1. Allgemeine Gesichtspunkte.

1. Die stählernen Straßenbrücken sind nach technischen und wirtschaftlichen Gesichtspunkten durchzubilden, wobei auf einfache Unterhaltung, gutes Aussehen und Anpassung an die Umgebung Rücksicht zu nehmen ist. Anzustreben sind Tragwerke, die vollständig unter der Fahrbahn liegen. Jedoch sollen sich die Rampenneigungen innerhalb der ortsüblichen Grenzen halten.

2. Überbauachse und Achse der zu überbrückenden Anlage sind möglichst rechtwinklig zueinander zu legen. Wo dies nicht angeht, sind schiefe Überbauten, d. h. solche Überbauten, bei denen die Verbindungslinie nebeneinander liegender Hauptträgerlager mit der Überbauachse einen schiefen Winkel bildet (Abb. 1), soweit es die Wirtschaftlichkeit zuläßt, zu vermeiden.

§ 2. Lichtraum und Bauhöhe.

1. Für die Lichträume, die auf und unter Brücken von Bauteilen freizuhalten sind, gelten für den Fahrzeug- und Fußgängerverkehr die Angaben in DIN 1071 (für Stützen s. § 18, dieser Grundsätze) für den Eisenbahnverkehr, auch für Anschlußgleise, die „Vorläufigen Vorschriften für die Umgrenzung des lichten Raumes für Normalspurbahnen" der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft. Für Schmalspurbahnen, Kleinbahnen, Straßenbahnen und für den Schiffsverkehr sind die Angaben über die freizuhaltenden Lichträume von den zuständigen Stellen einzuholen. Oberleitungen, ihre Aufhängevorrichtungen und Schutzkästen sind in jedem Fall außerhalb des für den Straßenverkehr gemäß DIN 1071 freizuhaltenden lichten Raumes unterzubringen. Liegen die Überbauten über Eisenbahngleisen mit Dampfbetrieb und sind die unteren Teile der Überbauten nicht durch Ummantelung gegen

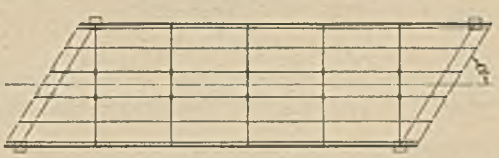


Abb. 1.

den Angriff der Rauchgase geschützt, so ist die untere Kante der Überbauten so hoch zu legen, daß Rauchschutztafeln eingebaut werden können. Es empfiehlt sich, zum Einbau von Gerüsten bei der Errichtung des Bauwerks und bei späteren Ausbesserungsarbeiten die lichte Höhe etwas größer als die nach den obigen Angaben ermittelten Maße anzunehmen.

Zu den ermittelten lichten Höhen ist noch das Maß hinzuzurechnen, um das sich die stählernen Überbauten durchbiegen.

2. Die Bauhöhe der stählernen Brücken, das ist der Abstand des höchsten Fahrbahnpunktes (bei Fußwegbrücken Gehbahnpunktes) von dem im gleichen Brückenquerschnitt liegenden tiefsten Punkt des Überbaues, ist nach Möglichkeit reichlich zu wählen.

§ 3. Baustoff, Hauptträgersystem und Abstand der inneren Hauptträger einander zugekehrter Überbauten.

1. Es ist im allgemeinen zu vermeiden, an demselben Bauwerk Flußstahl St 37 und hochwertigen Baustahl für wichtige Bauglieder nebeneinander zu verwenden. Für Brücken aus hochwertigem Baustahl können aber die Fahrbahnen und ihre Verbände und nichttragende und untergeordnete Bauteile (z. B. Geländer) aus St 37 gefertigt werden.

2. Die Träger sind, soweit es die Wirtschaftlichkeit zuläßt, vollwandig auszubilden. Für Fachwerkträger sind möglichst einfache Gebilde mit geringen Nebenspannungen zu wählen.

3. Zwischen nebeneinander liegenden vollwandigen Überbauten soll der Abstand der inneren Gurtkanten mindestens 400 mm betragen.

Bei nebeneinander liegenden gegliederten Überbauten mit zweiwandigen Gurtquerschnitten müssen die einander zugekehrten Wan-

[1] Erläuterungen hierzu von Kommerell. Berlin 1934, Ernst & Sohn. Von den angeführten Normblättern betreffen:
DIN 124: Halbrundniete für den Eisenbau.
DIN 302: Senkniete.
DIN 303: Linsensenkniete.
DIN 407: Sinnbilder für Niete und Schrauben bei Eisenkonstruktionen.
DIN 482: Bordschwellen, Bordsteine, Naturstein.
DIN 996: Streichmaße für Stab- und Formeisen.
DIN 997: Wurzelmaße für Stab- und Formeisen.
DIN 998: Nietabstände für ungleichschenklige Winkeleisen.
DIN 999: Nietabstände für gleichschenklige Winkeleisen.
DIN 1045: Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton.
DIN 1071: Straßenbrücken, Abmessungen.
DIN 1072: Straßenbrücken, Belastungsannahmen.
DIN 1073: Berechnungsgrundlagen für stählerne Straßenbrücken.
DIN 1074: Berechnungs- und Entwurfgrundlagen für hölzerne Brücken.
DIN 1075: Berechnungsgrundlagen für massive Brücken.
DIN 1912: Schmelzschweißen, Schweißnähte.
DIN 1913: Schweißdraht für Gas- und Lichtbogenschweißung von Stahl. Lieferbedingungen.
DIN 4101: Vorschriften für geschweißte Stahlbrückenbauten.

dungen benachbarter Hauptträger in der Regel mindestens 750 mm Abstand haben, weil sonst Ersatzniete nicht geschlagen werden können. Bei Fachwerkträgern mit einwandigen Gurtquerschnitten genügt für die Unterhaltung ein Abstand der Wandungen der benachbarten Hauptträger von 550 mm.

§ 4. Einzelheiten, Mindestabmessungen.

1. Bei der Durchbildung der Einzelheiten, namentlich der Stöße und Knotenpunkte der Hauptträger, ist auf bequeme Ausführbarkeit der Aufstellungs- und Nietarbeiten, auf weitgehende Einschränkung der Baustellenarbeit und auf einfache Unterhaltung Rücksicht zu nehmen. Es sind daher möglichst wenig Baustöße anzuordnen. Alle Stöße sind möglichst in gedrängter Form durchzubilden.

Der Unterhaltung unzugängliche Stellen müssen vermieden werden. Querschnitte und Flächen, auf denen sich das Wasser ansammeln kann, namentlich bei waagerechten Gliedern, sowie nach oben geöffnete Querschnitte mit Fußplatten, die über die ganze Querschnittsbreite reichen, sind zu vermeiden. Auch die Möglichkeit des Wasserabflusses ist besonders beim Einbau von Querschotten in Schrägstäben mit Mittelsteg zu achten.

Glieder mit schlaffem Querschnitt dürfen nicht verwendet werden. Für alle Träger und alle Zug- und Druckglieder ist die Verwendung nicht zusammengesetzter, einheitlicher Walzquerschnitte anzustreben. Es sind möglichst nur genormte Walzerzeugnisse [2] zu verwenden. Bei demselben Bauwerk ist die Zahl der verschiedenen Profile möglichst gering zu halten. U-förmige Träger sind nur dann zu verwenden, wenn sie seitlich einwandfrei gehalten sind. Geringere Stahldicken als 8 mm, die bei U- und I-Stählen noch um 2 mm verringert werden können, und kleinere Winkelstähle als von 70 mm Schenkelbreite, sind im allgemeinen nicht zu verwenden. Ausnahmen sind bei den Geländern und bei Teilen zulässig, die keine wesentlichen Kräfte aufzunehmen haben.

Teile, die wesentliche Kräfte zu übertragen haben, sind im allgemeinen nicht zu kröpfen. Lassen sich solche Kröpfungen nicht vermeiden, so sind sie als schlanke Keilkröpfungen auszuführen (Abb. 2). Richtungsänderungen wesentlich beanspruchter durchlaufender Teile sind mit möglichst großem Halbmesser auszuführen.

Abb. 2.

Schroffe Übergänge von einem kleineren zu einem größeren Querschnitt sind möglichst zu vermeiden. Bei Einschnitten, Ausklinkungen usw. sind die einspringenden Ecken mit möglichst großem Halbmesser auszurunden. Der Halbmesser ist in der Zeichnung anzugeben.

2. Stählerne Bauteile sind an den Flächen, die mit Beton in Berührung kommen, weder zu streichen noch zu verzinken. Entsprechende Angaben sind auf den Werkzeichnungen zu machen.

III. Verbindungsmittel.

§ 5. Art der Verbindungsmittel.

1. Verbindungsmittel sind Niete, Bolzen, Schweißnähte oder Schrauben. Für die Ausführung der Schweißverbindungen ist DIN 4101 maßgebend.

2. Die Sinnbilder für Niete und Schrauben richten sich nach DIN 407, die Sinnbilder für Schweißnähte nach DIN 4100.

3. Für die gewöhnlichen Niete sind Halbrundniete für den Eisenbau nach DIN 124 zu verwenden.

Übersteigt die Gesamtdicke der durch Nietung zu verbindenden Teile 4,5 d (d = Durchmesser des Nietloches), so dürfen Halbrundniete nicht mehr verwendet werden. An ihrer Stelle können dann bis zu einer Gesamtdicke 6,5 d der zu verbindenden Teile Linsensenkniete nach DIN 303 verwendet werden. Besser sind jedoch in diesem Fall gedrehte konische Bolzen mit einer Neigung der Mantellinie von 1 : 100.

Bei noch größerer Gesamtdicke der zu verbindenden Teile sind solche Bolzen auf jeden Fall zu verwenden. Das Gewinde der Bolzen darf nicht in die zu verbindenden Teile hineinragen. Durch Unterlegscheiben ist für Anlage der Muttern zu sorgen. Das Loch muß mit einer dem Bolzen genau entsprechenden Reibahle aufgerieben werden und solche Abmessungen aufweisen, daß der konische Bolzenschaft mit seinem Ende noch um einige Millimeter über die zu verbindenden Teile hinausragt, wenn der Bolzen durch einige Hammerschläge eingetrieben und die Mutter fest angezogen ist.

Senkniete gemäß DIN 302 dürfen nur in besonderen Fällen, z. B. bei Lagern und Gelenken, angewendet werden.

[2] DIN 1017: Flachstahl.
DIN 1023: Belageisen.
DIN 1024: ⊥-Eisen.
DIN 1025: I-Stahl.
DIN 1026: U-Eisen.
DIN 1027: Z-Eisen.
DIN 1028: Gleichschenklige Winkeleisen.
DIN 1029: Ungleichschenklige Winkeleisen.
DIN 1542: Mittelbleche.
DIN 1543: Grobbleche.

§ 6. Niet- und Bolzenabstände.

1. Die Lage der Niet- oder Bolzenrißlinien wird durch die Streich- und Wurzelmaße der Profile bestimmt. Die Streich- und Wurzelmaße für Formstahl und Stabstahl sind nach DIN 996 und 997 zu wählen.

2. Die Zahl der verschiedenen Niet- und Bolzendurchmesser eines Bauwerks ist möglichst einzuschränken.

3. Die Mitten der Nietlöcher sollen voneinander mindestens 3,5 d, vom Rande in der Kraftrichtung mindestens 2,5 d, ausnahmsweise 2,0 d und vom Rande senkrecht zur Kraftrichtung mindestens 1,5 d entfernt sein [3].

Bei Verstärkungen von bestehenden Brücken, bei denen besonders beengte Verhältnisse vorliegen, darf der Mittenabstand der Nietlöcher ausnahmsweise zu 2,5 d gesetzt werden.

Über die kleinsten Nietabstände in Winkelstählen, bei denen sich mit Rücksicht auf den Döpper- und Kopfdurchmesser die Niete noch schlagen lassen, bei denen in Zugstäben nur ein Nietloch oder zwei Nietlöcher abzuziehen sind, oder bei denen der Abstand 3 d oder 3,5 d gewahrt ist, vgl. DIN 998 für ungleichschenklige Winkelstähle und DIN 999 für gleichschenklige Winkelstähle.

Der größte Abstand der Mitten der Nietlöcher voneinander soll bei Kraftnieten nicht mehr als 6 d und nicht mehr als das 12fache der Dicke des dünnsten der zu verbindenden außen liegenden Teile, bei Heftnieten in Druckstäben nicht mehr als 7 d und nicht mehr als das 14fache der Dicke des dünnsten der zu verbindenden außen liegenden Teile und bei Heftnieten in Zugstäben nicht mehr als 10 d und nicht mehr als das 20fache der Dicke des dünnsten der zu verbindenden außen liegenden Teile betragen. Die Mitten der Nietlöcher sollen vom Rande nicht mehr als 3 d und nicht mehr als das 6fache der Dicke des dünnsten äußeren Teiles entfernt sein. In den Knotenblechen und in den Stoßdeckungen sind im allgemeinen die Niete, durch deren Abstände die Größe der Bleche und der Deckungsteile bestimmt wird, so eng wie zulässig zu setzen, jedoch ist darauf zu achten, daß für gezogene Stäbe nicht durch stellenweise übermäßig große Querschnittsschwächung ein unwirtschaftlicher Stoffaufwand notwendig wird.

Bei zwei Nietreihen mit dem Abstande a und gegeneinander versetzten Nieten sind die oben angegebenen größten Nietteilungen, gleichlaufend zur Stabachse gemessen, um a/2 zu vermindern (Abb. 3).

Sind bei breiteren gezogenen Stäben die äußersten Nietreihen an den Rändern nach den angegebenen Regeln angeordnet, so kann für die inneren Niete eine weitere Teilung ≦ 15 d gewählt werden.

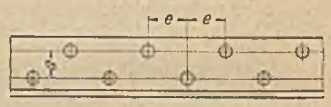


Abb. 3.

§ 7. Nietanschlüsse

1. Nietanschlüsse (Knotenanschlüsse und Stöße) sind bei wesentlichen Kräften zur Erzielung gleichmäßiger Nietbeanspruchungen stufenförmig abzusetzen, wenn mehr als 6 Nietreihen zur Aufnahme der anzuschließenden Kraft erforderlich werden.

2. Bei den Anschlüssen der Stäbe an die Knotenbleche sind etwa vorhandene Beiwinkel an die abstehenden Teile der Stäbe mit dem Eineinhalbfachen der rechnungsmäßigen Nietzahl anzuschließen. Dabei ist nach Möglichkeit ein Teil der Niete außerhalb des Hauptanschlusses anzuordnen (Abb. 4). Die Zahl der Niete, die Beiwinkel und Knotenblech verbinden, braucht die rechnungsmäßige nicht zu überschreiten.

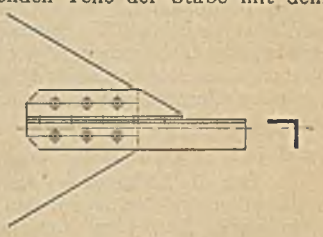


Abb. 4.

3. Die Schwerachse der Nietanschlüsse (Knotenanschlüsse und Stöße) und die Stabschwerachse müssen sich decken bei Stäben mit symmetrischem Querschnitt; sie sollen sich möglichst decken bei Stäben mit unsymmetrischem Querschnitt. Besteht der Stab aus einem einzelnen Winkelstahl, so ist die Stabschwerachse in die Netzlinie zu legen, während die Anschlußniete in die Wurzelmaßlinie zu setzen sind (Abb. 5). Zum Anschluß eines Winkelstahles müssen immer mindestens 3 Niete verwendet werden.

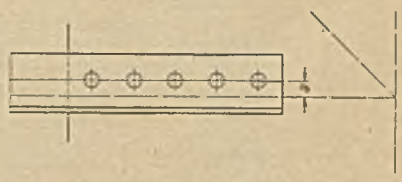


Abb. 5.

4. Stöße sind möglichst unmittelbar und zweiseitig symmetrisch zu decken; bei unsymmetrischer Deckung müssen die zu verbindenden Teile einseitig gestützt sein (z. B. Gurtplatten durch Stegbleche). Die Stöße symmetrischer Teile dürfen nicht gegeneinander versetzt werden, weil sonst die Kraft seitlich abwandert.

[3] d bedeutet hier für Halbrundniete den Schaftdurchmesser des geschlagenen Nietes, für Linsensenkniete und für Senkniete das Mittel zwischen Schaft- und Kopfdurchmesser.

Wird ein Stoß nach Abb. 6 teilweise mittelbar gedeckt, so sind die Stoßdeckungsniete in der dargestellten Weise anzuordnen. Dabei bedeutet n die erforderliche Anzahl von Stoßdeckungsnieten bei unmittelbarer Lage der Deckplatte auf dem gestoßenen Teil und m die Zahl der Zwischenlagen zwischen der Deckplatte und dem untersten gestoßenen Teil. Ist nur ein Teil gestoßen, so sind auf beiden Seiten des Stoßes n (1 + 0,3 m) Niete anzuordnen.

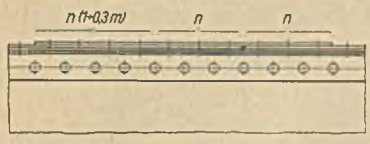


Abb. 6.

§ 8. Futterbleche und Verstärkungsauflagen.

1. Futterstücke zwischen kraftübertragenden Teilen müssen mit der ihrem Querschnitt entsprechenden Nietzahl besonders angeschlossen werden.

2. Verstärkungsauflagen von Augenstäben müssen am Schnitt a—a (Abb. 7) mit dem Querschnitt (b—d) t angeschlossen sein, wobei

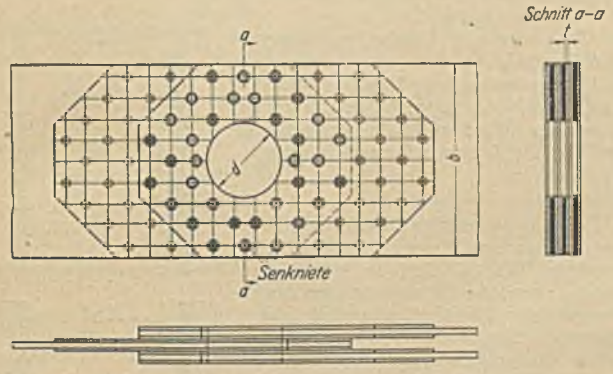


Abb. 7.

versenkte Niete nur mit $^2/_3$ ihrer Querschnittsfläche in Rechnung zu stellen sind.

IV. Hauptträger.

§ 9. Vollwandige genietete Träger.

Allgemeines.

1. Vollwandige Träger werden je nach Bauhöhe, Stützweite und Breite der Überbauten einwandig in I-Form oder doppelwandig in Π-Form als unten offene Kastenträger ausgebildet. Abstand nebeneinander liegender Überbauten nach § 3, Ziff. 3. An der offenen Seite von Kastenträgern soll der Abstand der inneren Gurtkanten mindestens 400 mm betragen (Abb. 8).

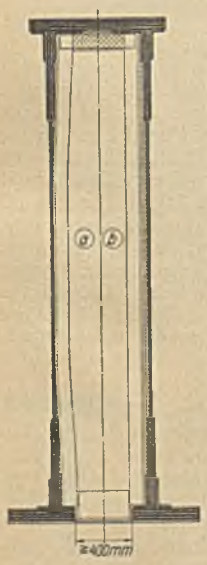


Abb. 8.

a = Aussteifwinkel über Keilfutter gekröpft.
b = Aussteifwinkel unterfuttert.

Stegblechhöhe.

2. Die Stegblechhöhe der Hauptträger, sowohl bei Trägern auf zwei Stützen als auch bei durchlaufenden und Gelenkträgern, ist so zu wählen, daß die Durchbiegung die vorgeschriebene Größe nicht überschreitet.

Gurtplatten.

3. Die Gurtplatten sollen in der Regel mindestens 5 mm über die waagerechten Schenkel der Winkelstähle überstehen. Sind zwei oder mehrere Gurtplatten vorhanden und werden diese nicht so breit gewählt, daß sie außerhalb der Winkelstahlränder noch eine Nietreihe erhalten können (vgl. Abb. 9), so darf der Abstand ihrer Kanten vom Mittelpunkte des nächsten Nietes nicht mehr als 3 d und nicht mehr als das 6fache der Dicke der äußeren Gurtplatte sein.

Eine obere Gurtplatte ist auch dort vorzusehen, wo sie rechnerisch nicht notwendig ist, um das Eindringen von Feuchtigkeit zwischen Winkel und Stegblech zu vermeiden und um Halsniete, die sonst auf Abreißen beansprucht sein würden, zu entlasten.

Aussteifungen.

4. Die Trägerwandungen sind entsprechend den Ergebnissen der Berechnung gegen Ausbeulen auszusteifen und zwar bei einwandigen Trägern durch Winkelstähle oder andere Stab- und Formstähle, bei doppelwandigen Trägern durch Querschotten und Bindebleche (Abb. 8).

5. Im besonderen sind die Wandungen an den Stellen auszusteifen, an denen Einzellasten übertragen werden, z. B. an den Auflagern, Gelenken oder Anschlüssen der Querträger an die Hauptträger.

Bei Querträgerentfernungen von mehr als 2,0 m sind die Wandungen der Hauptträger zwischen den Querträgeranschlüssen wenigstens auf einer Seite des Stegbleches durch Winkelstähle so auszusteifen, daß der Abstand der Aussteifungen nicht mehr als 2,0 m beträgt.

Abb. 9.

6. An den Auflagern müssen die senkrechten Aussteifungen zwischen den Schenkeln der Gurtwinkel scharf eingepaßt werden und einschließlich der zugehörigen Futterbleche und des entsprechenden Stegblechteils imstande sein, den ganzen Auflagerdruck aufzunehmen (Abb. 10, 13 und 14).

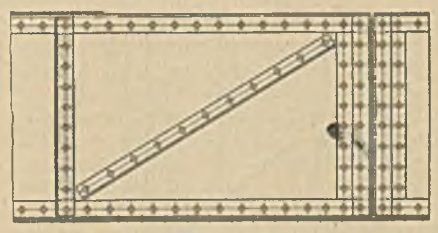


Abb. 10.

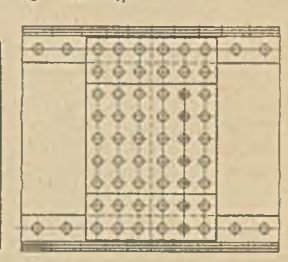


Abb. 11.

Bei Auflagerung der Querträger auf den Obergurten der Hauptträger sind die darunter liegenden Aussteifungen der Hauptträger in den Obergurt scharf einzupassen. Eingepaßte Aussteifungswinkel dürfen nicht gekröpft werden.

In den den Auflagern benachbarten Feldern wird die Knicksicherheit des Stegbleches am besten durch schräg liegende Aussteifungen (Abb. 10) gewährleistet.

Stegblechstöße.

7. Die Laschen des Stegblechstoßes sind, wenn möglich, über die ganze Höhe des Stegbleches zu führen. Werden sie nur zwischen den Kanten der anliegenden Schenkel der Gurtwinkel angeordnet, so sind

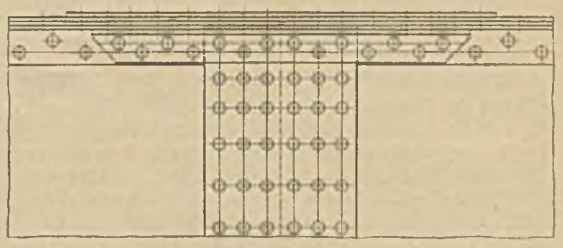


Abb. 12.

auf den anliegenden Schenkeln der Winkel besondere kleine Laschen vorzusehen, die über die Hauptlaschen greifen und mit ihnen durch je eine Nietreihe verbunden werden (Abb. 11).

Gurtwinkelstoß.

8. Der Stoß der Gurtwinkel muß stets so ausgebildet werden, daß die Übertragung der Schubkräfte zwischen Gurtplatten und Stegblech gewährleistet ist. Sind die Gurtwinkel durch die Stegblechlaschen unter-

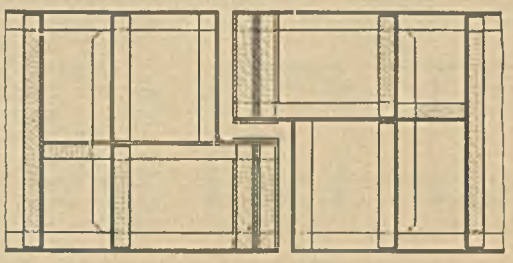


Abb. 13.

brochen, so müssen die Gurtwinkel durch Winkelstähle nicht etwa durch zwei Flachstähle miteinander verbunden werden (Abb. 12).

Balkengelenke.

9. Bei Balkengelenken sind die einspringenden Ecken a (vgl. Abb. 13) mit möglichst großem Halbmesser auszurunden, um der Entstehung von Rissen vorzubeugen. Die Wände sind an diesen Stellen durch Bleche und Winkelstähle, letztere möglichst in senkrechter und waagerechter Richtung, gehörig zu verstärken. Zweckmäßig ist auch die Anordnung von Versteifungswinkeln nach Abb. 14.

§ 10. Vollwandige geschweißte Träger, allgemeine Regeln.

1. Unterbrochene Schweißnähte sind zu vermeiden.

2. Schweißnähte dürfen sich nicht häufen.

3. Im gezogenen Gurt sind nach Möglichkeit keine Quernähte anzuordnen. Wenn hier Quernähte unvermeidbar sind, sollen sie so schwach wie möglich sein.

4. Gurtplatten, die über anderen liegen, sind an den Enden im Grundriß zu verschmälern und im Längsschnitt abzuflachen. Um bei der Verschmälerung der äußeren Gurtplatten eine Überquerung der Gurtplattenränder mit den Kehlnähten zu vermeiden, ist es zweckmäßig, die äußeren Gurtplatten schmäler als die inneren zu halten.

5. Die Anzahl der Schweißnähte und die Zahl der Stöße sind auf ein Mindestmaß zu beschränken.

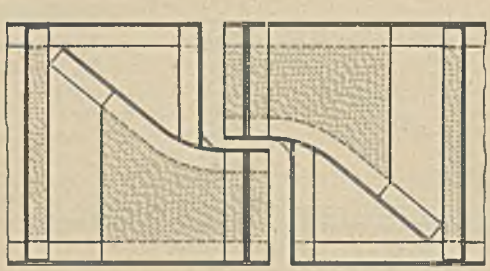


Abb. 14.

6. Die Träger und nach Möglichkeit auch die Überbauten sind ganz oder doch in möglichst großen Stücken in der Werkstatt zusammenzuschweißen.

7. In jedem Gurt ist nur eine Gurtplatte anzuordnen, soweit dies wirtschaftlich ist.

8. Im allgemeinen sind Stöße von Gurtplatten durch Stumpfnähte zu schließen und außerdem durch Laschen, die nach ihren Enden zu in der Breite und Dicke abnehmen, zu decken.

9. Die Aussteifungen auf beiden Seiten des Stegbleches sind so auszubilden und anzuordnen, daß die Schweißnähte nicht in ein und derselben senkrechten Ebene liegen.

§ 11. Gegliederte Träger.

Höhe und Schwerachse der Stäbe.

1. Die Höhe der Gurtquerschnitte ist zur Verminderung der Nebenspannungen möglichst einzuschränken. Die Schwerachsen der Stäbe sollen sich mit den Netzlinien der Träger decken. Aus den verschieden gelegenen Schwerachsen der Stäbe eines Gurtes ist eine gemeinsame, gemittelte Schwerachse zu bilden und in die Gurtnetzlinien zu legen.

2. Die stärkeren Stäbe des Ober- und Untergurtes sind aus dem Grundquerschnitt durch Hinzufügen weiterer Teile so zu bilden, daß sich die Schwerpunktlage möglichst wenig ändert. Diese Forderung läßt sich dadurch erfüllen, daß nicht nur waagerechte, sondern vor allem auch senkrechte Teile dem Grundquerschnitt zugefügt werden. Die Wandhöhe der Gurtungen ist im allgemeinen unverändert über die ganze Trägerlänge durchzuführen. Sowohl der Grundquerschnitt als auch die stärkeren Querschnitte des Untergurts sind, wenn irgend angängig, zur waagerechten Schwerachse symmetrisch auszubilden.

Mehrteilige Stäbe.

3. Bei allen Stäben mit mehrteiligem Querschnitt sind kräftige Bindebleche an den Stabenden entweder unmittelbar vor den Knotenblechen oder besser innerhalb der Knotenbleche so anzuordnen, daß die Stabkräfte auf die Knotenbleche einwandfrei übertragen werden.

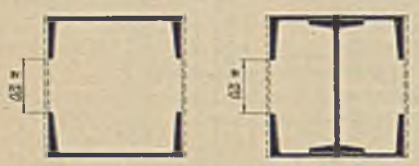


Abb. 15.

Auf die Möglichkeit, die Einzelteile zusammengesetzter Stabquerschnitte bequem zusammenbauen und unterhalten zu können, ist besonders zu achten. Bei Stabquerschnitten nach Abb. 15a und b und bei ähnlichen sollen die Öffnungen mindestens 12 cm breit sein. Stäbe mit hohen Wandungen, wie sie bei den Gurtungen weitgespannter Tragwerke vorkommen, müssen mindestens auf einer Seite 400 mm weite Öffnungen erhalten.

Gedrückte Stäbe.

a) Die einzelnen Teile mehrteiliger gedrückter Stäbe sind durch Vergitterungen aus Winkel- oder Formeisen oder durch Bindebleche und nötigenfalls durch Bindebleche mit Querschotten so miteinander zu verbinden, daß die in den „Berechnungsgrundlagen für stählerne Straßenbrücken" DIN 1073 gegebenen Vorschriften erfüllt sind.

Bei gedrückten Stäben in der Π-Form genügen die Kopfplatten nicht, um den Querschnitt als ein einheitliches Ganzes für die ganze Stablänge zusammenzufassen. Wenigstens in den Drittelpunkten zwischen den Knotenpunkten sind Querschotten und Bindebleche nötig, die unter den Querschotten die unteren Flansche verbinden (Abb. 16). Außerdem sind Bindebleche an den Knotenpunkten nach Ziff. 3 Absatz 1 anzuordnen. Bei sehr großen Stäben solchen Querschnitts sind noch weitergehende Maßnahmen zur Erzielung hinreichender Knicksicherheit zu treffen (Abb. 17). Auch bei großen Querschnitten in der H-Form sind Vergitterungen oder Bindebleche mit Querschotten oder ohne solche erforderlich (Abb. 18). Bei gedrückten Stäben der Π-Form darf die freie Länge h des Steges das 15fache der Stegdicke nicht überschreiten (Abb. 19).

Abb. 16.

Gezogene Stäbe.

b) Gezogene Stäbe mit mehrteiligem Querschnitt sind an einigen Stellen mit Querschotten und Bindeblechen zu versehen, damit sie gegen Winddruck und Schwingungen widerstandsfähig werden und während der Beförderung keine Verformungen erleiden.

Knotenpunkte.

4. Für die Knotenbleche sind einfache Formen anzustreben. Unterschnittene oder ausgerundete Bleche sind zu vermeiden. Einfache rechnerische Nachweise der Beanspruchungen der Knotenbleche sind in der Festigkeitsberechnung zu erbringen. Bei Stößen der Gurtungen in den Knotenpunkten sind die Knotenbleche zur Stoßdeckung nur in Ausnahmefällen heranzuziehen; vielmehr sind die Stöße vollständig anderweit zu decken. Wenn die Gurtstäbe zu beiden Seiten eines Knotenpunktes verschiedene Querschnitte haben, muß der stärkere bereits im rechnerischen Knotenpunkt voll angeschlossen sein. Zur Entlastung des Knotenblechs ist es dann zweckmäßig, die neu hinzutretenden Teile des stärkeren Gurtes soweit über den rechnerischen Knotenpunkt hinauszuführen, daß sie mit der ihrem Querschnitt entsprechenden Nietzahl vor dem rechnerischen Knotenpunkt angeschlossen sind.

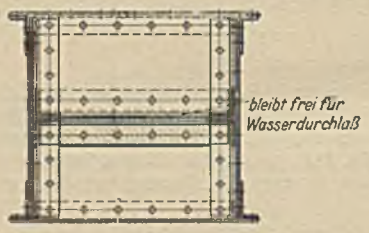


Abb. 18.

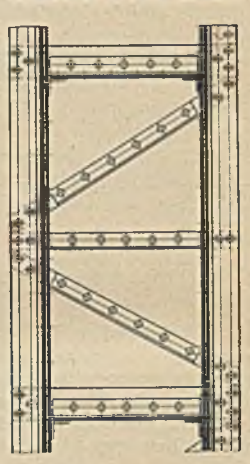


Abb. 17.

5. Bei der Ausbildung von Endknotenpunkten ist größte Sorgfalt auf einwandfreie Überleitung der Stabkräfte zu legen. Laufen die Gurtungen — wie z. B. bei Parabelträgern — an den Auflagerpunkten spitz zusammen, so ist rechnerisch nachzuweisen, daß der Auflagerknotenpunkt durch das aus dem Auflagerdruck herrührende Moment an keiner Stelle zu hoch auf Biegung beansprucht wird. Dabei ist zu beachten, daß sich die Teile der Gurtungen an der Aufnahme der Biegespannungen nur in dem Maße ihres Anschlusses an die Knotenbleche beteiligen können.

Gelenke.

6. Bei Gelenken ist die Anordnung vorzuziehen, bei der keine unzugänglichen Stellen entstehen. Läßt es sich nicht vermeiden, daß sich benachbarte Teile im Gelenkpunkte unmittelbar berühren, so empfiehlt es sich, in dem Falle, daß die sich berührenden Teile fest aufeinander gepreßt sind, die Berührungsflächen sauber zu hobeln und mit einem Paraffinaufstrich zu versehen. Im anderen Falle sind 3—5 mm dicke Messingbleche, die von den Stahlflächen durch dünne Lagen von Asbestzementschiefer zu trennen sind, mit versenkten Messingschrauben aufzuschrauben.

Abb. 19.

V. Fahrbahn und Windverband.

§ 12. Fahrbahnrost und Fahrbahntafel.

Höhe der Längs- und Querträger.

1. Nach Möglichkeit ist den Längsträgern eine Höhe von $^1/_8$ bis $^1/_{10}$ ihrer Stützweite, den Querträgern eine Höhe von $^1/_8$ ihrer Stützweite

zu geben. Namentlich bei oben offenen Brücken ist eine möglichst große Höhe der Querträger anzustreben. Der stählerne Fahrbahn- und Gehbahnrost ist möglichst dem Längs- und Quergefälle der Straßenoberfläche anzupassen.

Verbindung der Längs-, Quer- und Hauptträger.

2. Im allgemeinen sind die Querträger fest mit den Hauptträgern und die Längsträger fest mit den Querträgern zu verbinden. Nur bei großen Überbauten ist der Einfluß der Formänderungen der Hauptträger auf die Fahrbahnträger durch folgende Maßnahmen zu mildern oder auszuschalten:

a) die Fahrbahndecke und die Fahrbahntafel werden an einer Stelle oder an mehreren Stellen unterbrochen. An diesen Stellen werden die Längsträger beweglich an den Querträgern angeschlossen;

b) die Längsträger werden, wo es die Bauhöhe zuläßt, auf den Querträgern mit Ausnahme des mittelsten Querträgers längsverschieblich gelagert;

c) bei Lage der Fahrbahn über den Hauptträgern werden die Querträger mit Ausnahme des mittelsten Querträgers längsverschieblich auf den Hauptträgern gelagert.

Bei der Lagerung der Längsträger auf den Querträgern und der Querträger auf den Hauptträgern sind hinreichende Vorkehrungen gegen Umkippen und Abheben zu treffen.

3. Die Anwendung von Kontinuitätslaschen im Obergurt der Längsträger beim Anschluß an die Querträger ist dort geboten, wo nicht durch die Fahrbahntafel (z. B. Buckelbleche) schon eine Verspannung der Längsträger mit den Querträgern erreicht ist.

Endquerträger und Fahrbahnabschluß.

4. Durch genügend großen Abstand der Fahrbahn-Abschlußträger (-bleche) und der Endquerträger von den Widerlagern, in Ausnahmefällen durch Aussparungen im Steg oder durch gegliederte Ausbildung der Endquerträger, ist dafür zu sorgen, daß die rückwärtige Wand des Endquerträgers, Abflußrinnen, Schleppbleche und dergleichen sowie die Widerlager selbst bequem unterhalten werden können.

Diese Bestimmung gilt sinngemäß auch für Fahrbahnunterbrechungen.

In der Regel sind die Endquerträger so zu bemessen und auszubilden, daß die Höhenlage des Überbaues mit Hilfe von Wasserdruckpressen, die unter die Endquerträger fassen, jederzeit berichtigt werden kann. Für genügenden Raum zum Ansetzen der Pressen und für entsprechende Bemessung der Widerlager ist zu sorgen.

In manchen Fällen ist es zweckmäßig, an Stelle der Endquerträger die Lager mit Vorrichtungen für das Ansetzen von Druckwasserpressen zu versehen.

Fahrbahntafel.

5. Von den stählernen Fahrbahntafeln sind im allgemeinen die Fahrbahntafeln aus Buckelblechen und Flachblechen denen aus Belageisen vorzuziehen, weil letztere weniger steif sind und erfahrungsgemäß eine geringere Lebensdauer besitzen.

6. Fahrbahntafeln aus Eisenbeton sind nach DIN 1075 auszubilden.

7. Fahrbahntafeln aus Holz sind auch bei endgültigen Bauwerken möglichst zu vermeiden. Für die Berechnung und Bemessung hölzerner Fahrbahntafeln ist DIN 1074 maßgebend.

8. Steife Fahrbahntafeln (Buckelbleche, Flachbleche) von genügender Breite können auch bei großen Brücken im endgültigen Zustand die Aufgaben eines Windverbandes übernehmen. Trotzdem empfiehlt es sich in den meisten Fällen, einen besonderen Windverband zur Sicherung und Erleichterung des Zusammenbaues und für den Fall, daß die Fahrbahntafel ausgebessert werden muß, anzuordnen.

Ist bei tiefliegender Fahrbahn ein unterer Windverband vorgesehen, so sind die Querträger nach Möglichkeit so tief zu legen, daß die Windverbandknotenbleche die Hauptträgeruntergurte und die Querträgeruntergurte — nötigenfalls unter Einschaltung von Futtern — einwandfrei zusammenschließen. Auf keinen Fall dürfen die Windverbandknotenbleche nur mit den Querträgeruntergurten verbunden sein.

§ 13. Dichtung und Entwässerung.

Dichtung.

1. Eisenbetonfahrbahntafeln und Fahrbahntafeln aus Stahl mit Betonüberdeckung sind durch dichte und zersetzungsfeste zusammenhängende Überzüge (Dichtungsschicht) sorgfältig vor Feuchtigkeit zu schützen. Die Dichtungsschicht muß ebenso wie die Fahrbahnoberfläche durch hinreichendes Quer- und Längsgefälle — nötigenfalls durch Einfügung kleiner Abfallrohre — entwässert werden.

2. Über Abdichtungsarten und ihre Anwendung sowie über die Prüfung der Abdichtungsstoffe kann die „Vorläufige Anweisung für Abdichtung von Ingenieurbauwerken (AIB)" der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft zum Anhalt genommen werden.

3. Die Dichtungsschicht ist so anzuordnen, daß sie bei Arbeiten an der Straßendecke oder an den Straßenbahnschienen nicht in Mitleidenschaft gezogen wird.

4. An den Rändern, Durchdringungen oder Trennfugen der Fahrbahn oder Gehbahn ist die Dichtung so hochzuziehen und festzuklemmen, daß Feuchtigkeit nicht in oder unter die Dichtung gelangen kann. Es genügt im allgemeinen nicht, die Dichtung an die Stahlteile lediglich anzukleben, da diese Verbindung besonders bei Erschütterungen des Bauwerks nicht dauerhaft ist.

5. Wo Bauteile die Fahrbahn oder Gehbahn durchdringen, ist allseitig reichlicher Zwischenraum zwischen dem durchdringenden Bauglied einerseits und dem Rost, der Tafel und der Decke der Fahrbahn oder der Gehbahn andererseits zu belassen. Dieser Zwischenraum ist so zu bemessen, daß die Stahlteile für die Unterhaltung (Anstrich) bequem zugänglich bleiben. Er ist durch erhöhte Ränder der Fahrbahn oder der Gehbahn so zu schützen und so abzudecken, daß Wasser und Schmutz nicht in den Zwischenraum gelangen können.

6. Fahrbahntafeln aus Buckelblechen ohne Betonüberdeckung sind nach der AIB zu streichen, abzudichten und zu entwässern.

Entwässerung.

7. Die Straßenoberfläche ist durch hinreichendes Quer- und Längsgefälle, bei längeren Brücken durch Regenabläufe mit Rost und Seiteneinlauf zu entwässern. Bei längeren Brücken ist das den Fahrbahnunterbrechungen an den Endauflagern, Gelenken usw. zuströmende Wasser vor diesen Teilen durch Regenabläufe abzufangen. Das in die Fahrbahnunterbrechungen hineingelangende Wasser ist dort durch Spritzbleche und Rinnen derart abzufangen, daß die Bauteile nicht verschmutzt werden.

8. Bei längeren Brücken sind Rillenschienen von Straßenbahngleisen an einzelnen Stellen durch besondere Abfallrohre zu entwässern. Ebenso müssen Auszüge solcher Schienen entwässert werden.

9. Alle Abfallrohre, die offen unter der Brücke ausmünden, sind soweit hinabzuführen, daß auch bei starkem Wind die Stahlbauteile, Pfeiler und Widerlager von dem abfließenden Schmutzwasser nicht getroffen werden können.

§ 14. Fahrbahn- und Gehbahndecke, Bordschwellen, Straßenbahnschienen und Leitungen.

Fahrbahndecke.

1. Die Art der Brückendecken ist in erster Linie nach den Anforderungen des Verkehrs und nach dem Unterhaltungsaufwand, in zweiter Linie erst nach der Leichtigkeit auszuwählen.

2. Zu Asphaltdecken eignet sich nur griffiger, wasserdichter Asphaltbeton oder Hartgußasphalt (s. DIN 1995 und 1996).

3. Steinpflaster ist in einer 2—3 cm dicken Schicht von Pflastersand oder in einer gleichdicken Mörtelschicht zu versetzen. Die Pflasterfugen sind zweckmäßig mit Asphalt oder Zementmörtel auszugießen.

Gehbahndecke.

4. Gehbahndecken über Leitungen müssen sich an beliebiger Stelle in einfacher Weise aufnehmen lassen, um die Leitungen unterhalten zu können.

Bordschwellen.

5. Die Trittfläche der Bordschwellen (DIN 482) muß in die Ebene des Quergefälles der Gehbahn oder des Schrammbordes fallen. Ihre Vorderkante muß dem Gefälle der Fahrbahnkrone folgen. Der Auftritt muß mindestens 80 mm betragen und darf in der Regel 180 mm nicht überschreiten. Nur bei Regeneinlässen darf der Auftritt bis auf 210 mm vergrößert werden. Wird aus konstruktiven Gründen ein höherer Auftritt, als vorstehend angegeben, ausgeführt, so ist die Gehbahn durch ein mindestens 600 mm hohes Geländer, dessen lichter Abstand von der Bordkante mindestens 500 mm (DIN 1071), bei großstädtischem Verkehr besser 600 mm betragen muß, von der Fahrbahn abzuschließen.

Straßenbahnschienen.

6. Für Straßenbahnschienen auf Brücken sind möglichst hohe Profile zu wählen. Bei Straßenbahngleisen im Pflaster muß zwischen Schienenfuß und Dichtungsschicht und bei Straßenbahngleisen auf Bettung zwischen Schienenfuß oder Querschwelle und Oberkante Dichtungswulst des Fahrbahnrostes zur Druckverteilung ein möglichst großer Zwischenraum gewahrt bleiben. Für normalspurige Gleise im Pflaster sind 130—180 mm hohe Rillenschienen im Gebrauch. Besonders die niedrigen Schienen im Pflaster sind gegen Bewegungen durch Verankerung mit der Unterlage zu sichern.

Leitungen.

7. Leitungen sind möglichst unter der Gehbahn unterzubringen; unter der Fahrbahn sind im allgemeinen nur Hauptspeiseleitungen zu verlegen. Sie müssen dort bequem zugänglich sein (z. B. durch Besichtigungswagen).

Um Zwängungen zwischen Leitungen und Überbau möglichst auszuschalten, ist es bei langen Überbauten erforderlich, die Leitungen mit Ausdehnungsvorrichtungen (sog. Kompensatoren bei Rohren, Schleifen bei Kabeln) auszurüsten oder möglichst reibungslos (z. B. durch Rollen oder Schwingen) am Überbau zu lagern oder daran aufzuhängen.

Gasleitungen müssen wegen Explosionsgefahr ohne Hohlraum (z. B. in einem mit Bimskies gefüllten Kasten) verlegt werden. Besonders bei städtischen Brücken ist genügend Raum für spätere Vermehrung der Leitungen von vornherein vorzusehen.

§ 15. Windverband.

1. Die Windverbände, welche die waagerechten, auf Brücke und Verkehrslasten wirkenden und von den letzteren erzeugten Kräfte aufzunehmen haben, sind so anzuordnen, daß möglichst geringe senkrechte Zusatzbelastungen der Hauptträger entstehen.

2. Auch bei den Windverbänden sind schlaffe Stäbe zu vermeiden.

3. Über Windverbände in oder in der Nähe der Fahrbahntafel vgl. § 12, Ziff. 8.

VI. Lagerkörper, Auflager und Stützen

§ 16. Lager.

Allgemeines.

1. Feste und bewegliche Lager sind grundsätzlich als Kipplager auszubilden (feste und bewegliche Lager für Balkenbrücken von 75 t bis 300 t Auflagerkraft s. DIN 1037—1040). Bei breiten Brücken ist die Kippvorrichtung zweckmäßig als Kugelzapfen (Punktkipplager) auszuführen. Auch bei sehr schiefen Brücken ist dies für einzelne Lager notwendig. Bei breiten Brücken und bei schiefen Überbauten mit schiefwinklig zur Trägerrichtung pendelnden Rahmenstützen ist auch auf die Querbeweglichkeit der Lager Rücksicht zu nehmen.

2. Die einzelnen Lagerteile sollen möglichst einfache und gedrungene Formen erhalten. Der Verschmutzung besonders ausgesetzte Lager sind zweckmäßig durch Kästen zu schützen.

Bewegliche Lager.

3. Bei Überbauten mit Auflagerdrücken über 12 t aus ständiger Last oder mit Stützweiten über 10 m sind die beweglichen Lager als Rollen-, Stelzen- oder Pendellager auszubilden. Soweit angängig, sind Einrollen- oder Pendellager auszuführen. Rollenlager sind, solange es die Abmessungen gestatten, den Stelzenlagern vorzuziehen. Die Anzahl der Rollen und Stelzen ist nach Möglichkeit zu beschränken. Ihre Anzahl soll, falls mehr als eine Walze erforderlich ist, stets gerade sein, um Überlastungen der mittelsten Walze zu vermeiden.

4. Die Rollen-, Stelzen- oder Pendellager müssen Vorrichtungen zur zwangsläufigen Führung der Rollen, Stelzen und Pendel erhalten. Stelzenlager müssen so ausgebildet sein, daß die Stelzen auch bei unvorhergesehener großer Bewegung des Überbaues oder der Widerlager nicht umfallen können. Um Verdrehungen und gegenseitige Verschiebungen der Rollen oder Stelzen zu verhüten, sind sämtliche Rollen oder Stelzen durch zahnförmige Ansätze, die an den Rollen oder Stelzen angegossen oder angeschraubt sind und in Vorsprünge der unteren Lagerplatte und des oberen Lagerkörpers eingreifen, oder die an den genannten Lagerkörpern angegossen sind und in die Rollen oder Stelzen eingreifen, zwangsläufig zu führen.

5. Bei den beweglichen Lagern ist Wert darauf zu legen, daß der Ansammlung von Wasser und Schmutz zwischen den beweglichen Teilen vorgebeugt wird. Die Lauffläche der Rollen, Pendel und Stelzen ist daher stets erhöht anzuordnen. Auch dürfen die zur seitlichen Führung der Rollen, Pendel und Stelzen notwendigen Vorrichtungen nicht als seitliche, erhöhte Ansätze, zwischen denen die Rollen, Pendel und Stelzen laufen, an dem untersten Lagerkörper angebracht werden. Ebenso sind über die Grundplatte hervorspringende Ansätze an den quer zur Bewegungsrichtung liegenden Seiten zur Begrenzung der Bewegung der Rollen und Stelzen zu vermeiden. An den Widerlagern sind Aufmauerungen so zu gestalten, daß die Lagerteile bequem zugänglich bleiben.

Unterer Lagerkörper.

6. Der unterste Lagerkörper ist durch Ansätze an seiner unteren Fläche oder besser durch seitliche Rollen, die in die Unterlage und in seitliche Aussparungen des Lagerkörpers eingreifen, in der Ebene senkrecht zur Auflagerachse festzulegen.

§ 17. Auflagerbänke.

Eine über den ganzen Pfeilerkopf oder die ganze Länge des Widerlagers durchgehende Eisenbetonbank (s. DIN 1073) ist in der Regel einzelnen Auflagersteinen vorzuziehen, weil hierdurch die Auflagerdrücke schon im oberen Teil des Mauerwerks auf eine möglichst große Fläche verteilt werden. Die Eisenbetonbänke sind mit oberer und unterer Längs- und Querbewehrung zu versehen. Unter den Brückenlagern ist bei großen Pressungen zur Erhöhung der Druckfestigkeit eine Spiral- oder Korbbewehrung anzuordnen. Auf mittige Lagerung der Überbauten oder, wo dies nicht möglich ist, auf genügend großen Abstand von der Kante der Pfeiler und Widerlager ist dabei Wert zu legen. Unter den Brückenlagern werden die Auflagerflächen zweckmäßig erhöht.

§ 18. Stützen

1. Neue Stützen dürfen nicht aus Gußeisen gebildet werden.

2. Bei kleinen Stützweiten empfiehlt es sich, von der Anordnung von Gelenken am Fuß und Kopf der Stützen Abstand zu nehmen.

3. Werden Gelenke am Fuß und Kopf der Säulen angeordnet, so müssen die einzelnen Gelenkteile so weit übereinander greifen, daß die Stützen durch etwa dagegen prallende Fahrzeuge nicht umgeworfen werden können.

4. Stützen auf Gehbahnen, Fahrbahninseln und besonderen Straßenbahnkörpern in Straßenunterführungen müssen einen lichten Abstand von mindestens 500 mm (DIN 1071), bei großstädtischem Verkehr besser einen Abstand von 600 mm von der Schrammkante der Bordschwellen haben. Der unmittelbar über dem Schrammbord liegende Raum darf neben den Stützen im Gegensatz zu den Angaben in DIN 1071 nicht eingeschränkt werden. Im übrigen ist jedoch die Form des Durchfahrtprofils sinngemäß aus DIN 1071 zu entnehmen.

5. Stützen zwischen Eisenbahngleisen sind außerhalb des lichten Raumes auf so breiten Sockeln anzuordnen, daß sie auch durch entgleiste Fahrzeuge nicht getroffen werden können (Abb. 20).

Die eingeklammerten Maße und angedeuteten Aussparungen gelten links für Strecken mit Dampfbetrieb und für einen Mindestgleisachsabstand von 2,20 m, rechts für elektrifizierte Strecken mit Stromschiene.

A) ist die Aussparung für die Fahrsperre,

B) ist der Raum, in dem Teile mit geringerer Widerstandsfähigkeit liegen.

VII. Geländer, Lichtträger und Straßenbahnmaste.

§ 19. Geländer, Lichtträger und Straßenbahnmaste.

1. Alle Brücken sind mit Geländern auszurüsten, sofern nicht schon die Träger geeignet sind, die nötige Sicherheit gegen Abstürzen zu bieten.

2. Die Geländer sind in der Regel 1,10—1,20 m hoch auszuführen. Gegliederte Geländer sind so durchzubilden, daß Zwischenräume von mehr als 10 cm Lichtweite vermieden werden. Es empfiehlt sich, stählerne Geländerpfosten, die in Beton einbinden, an der Eindringungsstelle durch aufgeschweißte Bleche so zu verstärken, daß die in absehbarer Zeit zu erwartende Anrostung die tragenden Teile nicht erreicht.

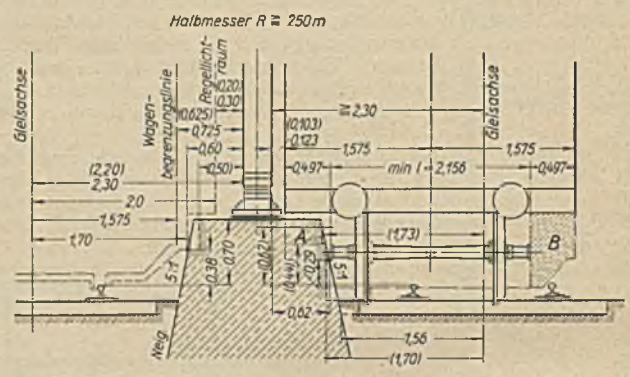


Abb. 20.

3. Lichtträger, Straßenbahnmaste und sonstige Aufbauten sind im Interesse einer sparsamen Bemessung der Brückenbreiten außerhalb des nutzbaren Verkehrsraumes der Brücke anzuordnen, und zwar je nach der Lage der Hauptträger und nach ihrer Höhe über der Fahrbahn in den Fluchten der Hauptträger oder der Geländer.

VIII. Besichtigungsvorrichtungen.

§ 20. Besichtigungsvorrichtungen.

1. Überbauten, deren Tragwände, Fahrbahnteile und Leitungen nicht unter Benutzung von leichten Leitern und einfachen Gerüsten von der Fahrbahn oder von dem Raum unter der Brücke aus, im zweiten Fall auch mit Hilfe eines Prahmes oder eines Besichtigungsbootes bequem nachgesehen werden können, sind mit besonderen Vorrichtungen zur Besichtigung und Unterhaltung der Ober- und Untergurte, der Anschlüsse der Füllungsstäbe und der Fahrbahnteile auszurüsten.

2. Bei Überbauten mit tiefliegender Fahrbahn sind solche Vorrichtungen für die Untergurte, Fahrbahnteile und Leitungen in der Regel fahrbare Gerüste. Sonst sind in der Regel Besichtigungssteige am Platze. Zur Abdeckung der Besichtigungssteige eignen sich querliegende Flacheisen oder verzinkte Tafeln geschweißter Quadratgitter, die vor hölzernen Bohlen wegen der größeren Dauerhaftigkeit und des besseren Ausschens den Vorzug verdienen.

3. Bei den Besichtigungswagen ist besonderer Wert auf ihre Betriebssicherheit, Gangbarkeit und auf angemessene Fahrgeschwindigkeit zu legen. Durch Fangvorrichtungen, die als über die Laufschienen fassende Haken ausgebildet werden können, ist dafür zu sorgen, daß die Wagen bei Entgleisungen oder Radbruch nicht abstürzen können.

Für den Inhalt verantwortlich: Prof. Dr.-Ing. E. Probst, Karlsruhe i. B. — Verlag von Julius Springer in Berlin W 9.
Druck von Julius Beltz in Langensalza.