

DIE BAUTECHNIK

5. Jahrgang

BERLIN, 7. Januar 1927

Heft 2

Die „Vorläufigen Bestimmungen für Holztragwerke (BH)“ der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft.¹⁾

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. K. Schaechterle, Stuttgart.

I.

Zu den auf Jahrhunderte alter Erfahrung und handwerklicher Überlieferung fußenden Zimmermannsbauten sind in jüngster Zeit die Ingenieurholzkonstruktionen hinzugekommen. Nach einem etwas wilden Sichvordringen in den Kriegs- und Nachkriegsjahren vollzieht sich heute die Entwicklung in ruhigeren Bahnen. Die Einführungsschwierigkeiten und Kinderkrankheiten dürfen als überwunden angesehen werden. In der wissenschaftlichen Erforschung der Bauhölzer und der Verbindungen sind wertvolle Ergebnisse erzielt worden. Aber nicht alle Errungenschaften der letzten Jahre können als Fortschritte gewertet werden. Noch ist

über die Limmat bei Wettingen (1787) eine freitragende Spannweite von 119 m, die inzwischen nur im Eisen- und Eisenbetonbau übertroffen worden ist. Augsburgs berühmter Baumeister Elias Holl überspannte den „Goldenen Saal“ des Augsburger Rathauses (1618/19) mit einer schweren, an den Dachstuhl aufgehängten Decke ohne jede Säulenstellung auf 17,40 m Breite und 32 m Länge und hat damit eine ausgezeichnete Probe gefühlsmäßiger Beherrschung statischer Gesetze gegeben. Ein bezeichnendes Denkmal mittelalterlicher Holzbaukunst ist anlässlich der Wiederherstellungsarbeiten am alten Rathaus in Eßlingen wiederentdeckt worden. Es besitzt eine rahmenartige Gebälkkonstruktion mit Bindern,

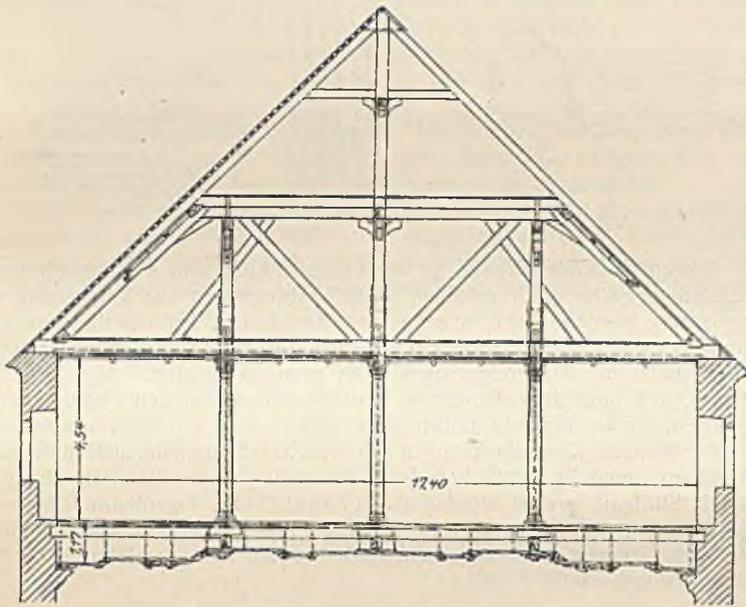


Abb. 1. Decke und Dachstuhl über dem „Goldenen Saal“ des Augsburger Rathauses.

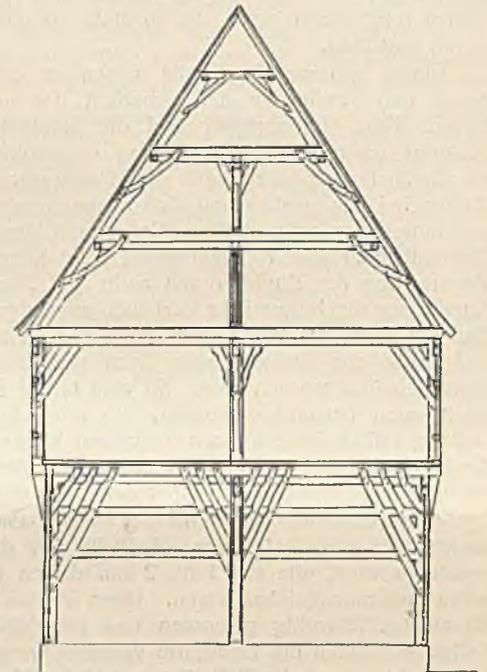
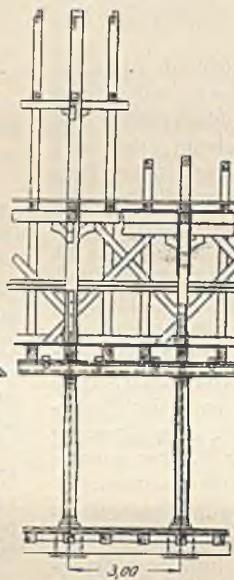


Abb. 2. Altes Rathaus in Eßlingen. (Erbaut um 1430.)

es nicht gelungen, den Holzbau auf in jeder Hinsicht einwandfreie wissenschaftliche Grundlage zu stellen und den Grad technischer Vollkommenheit und Zuverlässigkeit zu erreichen, der den Eisenbau vor allen anderen Bauweisen auszeichnet.

In der Baupraxis hat sich das Fehlen behördlicher Bestimmungen für die Ausführung von Holztragwerken mehr und mehr fühlbar gemacht. Wie im Eisen-, Beton- und Eisenbetonbau so sind auch im Holzbau bei der weitgetriebenen Ausnutzung der Holzfestigkeit Bestimmungen notwendig, in denen die wissenschaftlichen Erkenntnisse verarbeitet, die praktischen Bauverfahren gesammelt und gesichtet sind und die als allgemein anerkannte Regeln der Baukunst im Sinne der Gesetzgebung angesprochen werden dürfen. Zeiten wirtschaftlicher Depression fördern einerseits das Streben nach erhöhter Wirtschaftlichkeit, haben aber andererseits unvermeidliche Auswüchse im Wettbewerbswesen zur Folge. Behördliche Vorschriften wirken der zu weitgehenden Ausnutzung eines Baustoffs entgegen und ermöglichen, daß der Wettbewerb der verschiedenen Bauweisen auf einheitlicher Grundlage geführt wird. Erhalten solche Vorschriften eine glückliche, den besonderen Verhältnissen und Aufgaben angepaßte Fassung, so werden sie gleichzeitig zur Hebung der Güte der Bauausführungen, zur Ausschaltung nicht sachgemäßer Konstruktionen und zur Weiterentwicklung in gesunden Bahnen beitragen.

Man könnte einwenden, daß die Bewährungszeit der neuzeitlichen Holzbauweise noch zu kurz ist, um Bestimmungen von so einschneidender Tragweite herauszugeben. Dazu ist zu sagen, daß es im Holzbau schon die alten Zimmermeister zu hoher Meisterschaft gebracht haben. Es braucht nur auf die Holzbrücken und die Dachbauten für Kirchen und öffentliche Gebäude hingewiesen zu werden. Der Schweizer Baumeister Grubenmann erreichte mit einer Sprengwerkstruktur für die Brücke

Unterzügen und Deckenbalken, Längs- und Querverspannungen, die ganz

neuzeitig anmutet und in der räumlichen Durchbildung den Konstruktionsgrundsätzen des Eisenbetonbaues ziemlich nahekommt. Besonders bemerkenswert ist dabei die Ausführung der Verbindungen ohne alle Eisenteile. Unter den älteren Hallenbauten ist noch die im Jahre 1848 erbaute Halle des Münchener Hauptbahnhofes hervorzuheben, die mit Bohlenbindern von 27,75 m l. Weite überspannt ist und heute noch als Schalterhalle dient. Wo das Holz vor Feuchtigkeit und Witterungseinflüssen geschützt war, haben sich die Zimmermannsbauten gut gehalten und allen Anforderungen entsprochen.

Worin liegen die Fortschritte der Ingenieurholzbauten? Man kann solche sehen:

1. in der Erfindung neuartiger Verbindungsmittel,
2. in der Herstellung einer brauchbaren Zugverbindung,
3. in der einwandfreien Ausbildung der Stöße, Stabanschlüsse und der Knotenpunkte von Fachwerken mit zentrisch zusammengeführten Stäben,¹⁾
4. in der Anwendung von statisch klaren Trägerarten und -systemen nach den Vorbildern des Eisenbaues, in denen das Kräftepiel rechnerisch mit hinreichender Genauigkeit verfolgt werden kann,
5. in der Wahl von Querschnittsformen und Abmessungen derart, daß mit dem geringsten Holzaufwande möglichst hohe Tragfähigkeit erzielt wird.

An Stelle der handwerklichen Verarbeitung des Holzes ist die werkstattmäßige Herstellung der Holztragwerke mit maschinellen Hilfsmitteln getreten. Der Arbeitsvorgang ist beschleunigt, die Güte der Arbeit gehoben, und die Gesteungskosten sind verbilligt worden.

Beachtet man die Bauausführungen der letzten Jahre, so kann man sich allerdings des Eindrucks nicht verschließen, daß durch die einseitige

¹⁾ Amtliche Ausgabe. Eingeführt durch Verfügung der Hauptverwaltung vom 12. Dezember 1926 82D 16 600. Berlin 1926. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geb. 1,20 R.-M.

Behandlung der Aufgaben des Holzbaues nach statischen Gesichtspunkten manche Vorzüge der alten Zimmermannskunst verlorengegangen sind. Man hat vorwiegend äußerlich und innerlich statisch bestimmte Trägerarten verwendet. Hierfür ist das Holz wegen der Schwierigkeit der zugsicheren Verbindung und der unberechenbaren Einflüsse des Schwindens, Reißens und Verziehens an und für sich wenig geeignet. Die alten Zimmermeister verwendeten mit Vorliebe durchlaufende Träger und vielfach statisch unbestimmte, steife Systeme. Die Scheu vor der statischen Unbestimmtheit, die man heute noch im Holzbau vielfach antrifft, muß überwunden werden. An erster Stelle steht (die der Eigenart des Baustoffs entsprechende Konstruktion, an (zweiter Stelle die statische Berechnung, Bemessung und die Nachprüfung (auf Festigkeit und Stand-sicherheit. Es darf nicht sein, daß wegen angeblicher Berechnungs-schwierigkeiten bewährte Konstruktionen ausgeschieden werden.

Welche Erfahrungen sind mit Bauwerken in der Ingenieurholzbauweise gemacht worden?

In der Einführungszeit sind neben guten Ausführungen und erfolgreichen Versuchen der Berechnung und Durchbildung auf wissenschaftlicher Grundlage auch wenig befriedigende Arbeiten, (Mißerfolge und Mißgriffe festzustellen. Es kann nicht schaden, wenn anlässlich (der Besprechung der neuen Vorschriften einmal zusammenfassend auf schlechte Erfahrungen und auf häufig beobachtete Mängel der Ingenieurholzbauten hingewiesen wird, um so mehr als die Fachzeitschriften hierüber selten berichten.

Einige größere Bauunfälle haben in der Öffentlichkeit Aufsehen erregt und Zweifel an der Sicherheit der neuen Bauweise aufkommen lassen. Kurz nacheinander sind (die Stadthallen in Ludwigshafen und Stuttgart während der Aufstellung eingestürzt. Es scheint, daß man die ungünstigen Einwirkungen des Winddrucks in den verschiedenen Baustadien bei den großen und sich summierenden Windangriffsflächen der frei hintereinander gestellten Binder und (dem Fehlen der versteifenden Dachaufbauten und Wandeinbauten nicht hinreichend berücksichtigt, die Verankerung der Binder durch Seile und Streben und die gegenseitige Aussteifung durch räumliche Verbände ungenügend bemessen hat. Häufiger sind die Fälle, wo starke Versackung von freitragenden Trägern eintraten und schädliche Auswirkungen noch rechtzeitig durch Hilfsmaßnahmen hintangehalten worden sind. So sind einige Beispiele von freitragenden Dachbauten bekannt geworden, wo schon kurze Zeit nach der Fertigstellung Hilfszwischenstützen eingebaut werden mußten. Die Ursachen dieser Erscheinungen sind z. T. in mangelhafter Arbeit, z. T. aber auch in offenkundigen Mängeln einzelner Sonderbauweisen gefunden worden.

Zum Anschluß der Füllstäbe an die Gurtungen von Parabelfachwerkträgern sind bei einer RBD 35 mm dicke Sperrholzplatten verwendet worden, die aus 1 bis 2 mm dicken buchenen Furnieren kreuzweise zusammengeleimt waren. Diese Platten haben sich nicht bewährt, sie sind z. T. wellig geworden und aufgeblättert. Zur Entlastung der Füllstäbe mußten die Obergurte verstärkt werden, so daß sie als Bogen-träger wirken und die Füllstäbe nur kleine Kräfte erhalten.

Bei Verbindungen von Obergurt in Untergurt über den Auflagern mit Versatz sind Längsrisse nach Abb. 3 aufgetreten. Der Untergurt wurde durch den Versatz und Riß stark geschwächt, der übriggebliebene Nutzquerschnitt außerdem durch unsachgemäße Lagerung außermittig beansprucht. Die schadhafte Auflagerknotenpunkte mußten mit Bandseilen verstärkt werden.

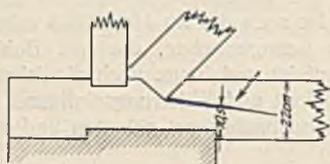


Abb. 3.

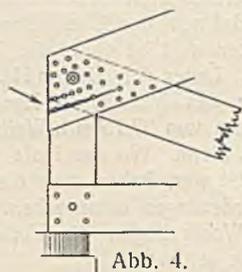


Abb. 4.

Am Endknotenpunkte eines Dreieckfachwerkbinders mit Stahlstiftverbindung ist bei der Belastungsprobe der aus Abb. 4 zu ersiehende Riß eingetreten, der auf Biegebungsbeanspruchungen infolge des außermittigen Anschlusses der hochbeanspruchten Endstrebe zurückzuführen war.

Betriebsgefährliche Schäden sind häufig an Zugstößen durch Längsrisse aufgetreten. Abb. 5 zeigt eine Zugstoßanordnung, die bei dem Dachstuhl des Lokomotivschuppens in Frankfurt a. M. zum Einsturz im Betriebe geführt hat. Die Dübel hatten geringe Eingriffstiefe, die durch Schwinden des Holzes und Lockerung der Verbindungsschrauben noch vermindert wurde. Die Kraftübertragung war schließlich nur noch durch die in der Stabachse hintereinandergesetzten Schrauben gewährleistet. Schwindrisse haben dann das Aufspalten der Holzlaschen durch die Schrauben begünstigt.

Eichenholzdübel bedingen eine starke Schwächung der Hölzer und hohe Beanspruchungen in den geschwächten Querschnitten durch

die außermittige Kraftübertragung. Bei ungenauer Arbeit tritt eine ungleichmäßige Kraftverteilung auf die hintereinandersitzenden Dübel ein. Örtliche Überbeanspruchung führt leicht zum Abschieben der zwischen den Dübeln gelegenen Holzteile (Abb. 6). Durch Schwinden und Lockern der Verbindungsschrauben tritt ein Kanten der Dübel ein, eine Erscheinung, die an vielen Betriebsbauwerken festgestellt werden kann.



Abb. 5.



Abb. 6.

Bei Tellerdübeln und starren Ringdübeln mit großen Durchmessern sind Spaltrisse nach Abb. 7 aufgetreten. Die Risse verlaufen in der Mitte des Stabes, vom Dübel ausgehend bis zum Ende. Sie sind zum Teil auf die beim Schwinden des Holzes auftretenden Kraftwirkungen quer zur Faser, zum Teil darauf zurückzuführen, daß der belastete Ring nach außen gerichtete Kräfte ausübt.

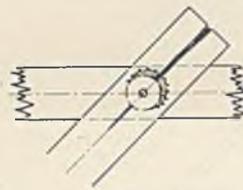


Abb. 7.

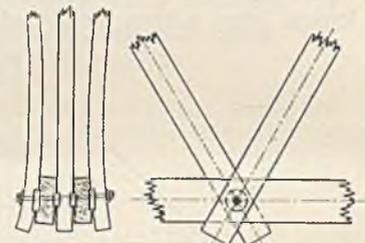


Abb. 8.

Neben klaffenden Rissen in der Längsrichtung sind bei Anschlüssen mehrteiliger Stäbe mit Ringdübeln starke Verbiegungen und Verdrehungen beobachtet worden. Abb. 8 zeigt eine Anordnung, bei der die inneren Gurtseiten durch die Druckstreben nach unten gedrückt, die äußeren Gurtseiten durch die Zugstreben nach oben gezogen werden. Man ersieht hieraus, daß durch die außermittige Kraftübertragung bei den dicken Querschnitten, die im Holzbau üblich sind, schon unter den Gebrauchslasten recht bedeutende Zusatzspannungen auftreten. Der Einfluß der außermittigen Kraftübertragung ist inzwischen durch Versuche an der Materialprüfungsanstalt Stuttgart geklärt worden (s. Schaechterle, Ingenieurholzbauten bei der RBD Stuttgart, S. 110 u. f. Berlin 1925, Wilhelm Ernst & Sohn. Die Verformungen treten augenscheinlich bei den Versuchsbildern (Abb. 9, 10 u. 11) hervor.

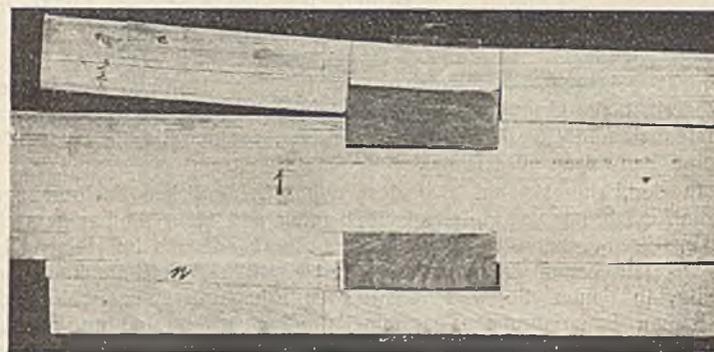


Abb. 10.

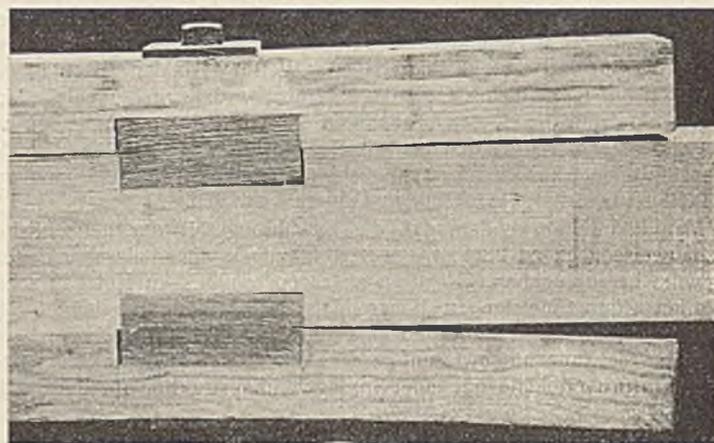


Abb. 11.

Bei den mit Stahlstiftverbindungen hergestellten Holztragwerken haben sich durch das Schwinden der Hölzer Fugen zwischen den Berührungsflächen gebildet, die, abgesehen von den ungünstigen statischen Nebenwirkungen und der Rostgefahr, auch deshalb unangenehm sind, weil sich in den Zwischenräumen Ruß und Schmutz ansetzen, Wassersäcke und Faulnisherde bilden können. Durch das Schwinden werden die Stahlstifte so fest eingespannt, daß ein Schließen der Fugen durch nachträgliches Anziehen der wenigen Verbindungs-schrauben nicht möglich war.

Die geleimten Hetzerkonstruktionen haben sich in gedeckten Räumen gut gehalten, nur an wenigen Stellen haben sich die Leimfugen hoher Träger geöffnet. Weniger günstig war das Verhalten der Hetzerträger im Freien, namentlich an Traufpfeifen und Binderteilen, die der Sonnenbestrahlung ausgesetzt waren. Hier haben sich durch das Arbeiten des Holzes bei wechselndem Feuchtigkeitsgrade die Leimfugen bis zu 10 mm geöffnet und zu einer weitgehenden Verringerung der Tragfähigkeit geführt.

Durch Messungen an ausgeführten Bauten ist festgestellt worden, daß das handelsübliche Bauholz in gedeckten Räumen noch jahrelang schwindet. Das zum Bahnhof Stuttgart verwendete Holz ist zwei Jahre nach dem Fällen eingebaut worden. Trotzdem hat das Schwindmaß in der Querrichtung noch 5 % betragen, so daß ein zweimaliges Nachziehen der Schrauben nach einem halben und zwei Jahren nicht genügte, um die Fugen dauernd dicht zu schließen. Bei Fichten- und Tannenholz geht die Austrocknung etwas rascher vor sich, immerhin ist auch dort ein Nachziehen der Schrauben nach zwei Jahren nicht zu umgehen.

Die Druckglieder von Fachwerkträgern sind häufig ohne Schraubenverbindung oder sonstige Sicherung eingesetzt worden. Durch Formänderungen des Systems und durch Schwinden entstehen Spielräume, die Druckglieder können sich dann verschieben oder herausfallen. Die Knicksicherheit der aus mehreren Einzelteilen zusammengesetzten Druckstäbe wird durch Verziehen der Hölzer beim Austrocknen ungünstig beeinflusst. Man kann beobachten, daß die frei eingesetzten Druckglieder nur an einer kleinen Fläche aufsitzen und dadurch außerordentlich beansprucht werden.

Die Zugglieder sind besonders durch Astbildungen gefährdet. Bei einem Versuch mit einem Fachwerkknoten für ein größeres Bauwerk ist

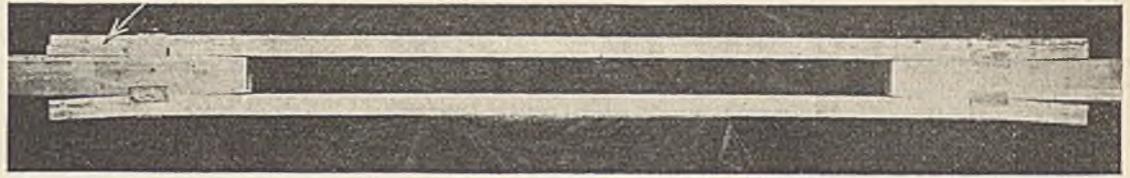


Abb. 9.

der Bruch infolge eines Astes vorzeitig eingetreten. In dem Bauwerk selbst ist dann später auch eine Zugstrebe aus Forchenholz an einer Aststelle abgerissen. Der Schaden ist sofort festgestellt und behoben worden.

Die Belastungsversuche mit Probeträgern und an ausgeführten Bauten haben übereinstimmend verhältnismäßig große bleibende Durchbiegungen unter der erstmaligen Belastung ergeben. Erst bei wiederholter Belastung kommt die federnde Durchbiegung zum Ausdruck. Die erstmalige starke Einsenkung dürfte darauf zurückzuführen sein, daß die Stoßflächen und die Verbindungsteile im unbelasteten Zustande nicht gleichmäßig und satt anliegen und erst durch die Vollbelastung zur wirksamen Anlage kommen.

Ungünstige Erfahrungen sind mit Holztragwerken gemacht worden, die einige Jahre ungeschützt den Witterungseinflüssen ausgesetzt waren. Für eine Erdtransportbahn ist in Eßlingen eine Holzfachwerkbrücke gebaut und zum Schutz gegen die Witterungseinflüsse mit Karbolinicum gestrichen worden. Nach zweijährigem Betriebe wurde die Brücke abgebrochen und in einem Schuppen gelagert. Bei der Wiederverwendung nach weiteren zwei Jahren für einen Holzsteg zeigte sich, daß das Holz an den durch die Ausarbeitungen für die Dübel stark verschwächten Stellen trotz des Karbolinicumstrichs die Tragfähigkeit weitgehend eingebüßt hatte. Dieselbe Erfahrung ist mit einem Lehrgerüst in Ingenieurholzbauweise für Hochbrücken in Eisenbeton gemacht worden. Nach dreimaliger Wiederverwendung im Verlauf von vier Jahren sollte das Lehrgerüst zum Bau einer weiteren Brücke Verwendung finden. Die Untersuchung des baulichen Zustandes hat ergeben, daß das Holz in den Knotenpunkten und den Stabanschlußstellen z. T. verstockt war und ersetzt werden mußte. Für Bauwerke im Freien, die längere Zeit stehen sollen, ist hiernach ein Karbolinicumstrich nicht ausreichend. Die Hölzer müssen getränkt werden, wenn man nicht vollständige Verschalung oder Abdeckung vorzieht.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Kanalisierung des Mains und die Einführung der Walzenwehre.

Von Regierungs- und Baurat Dr.-Ing. Buchholz in Coblenz.

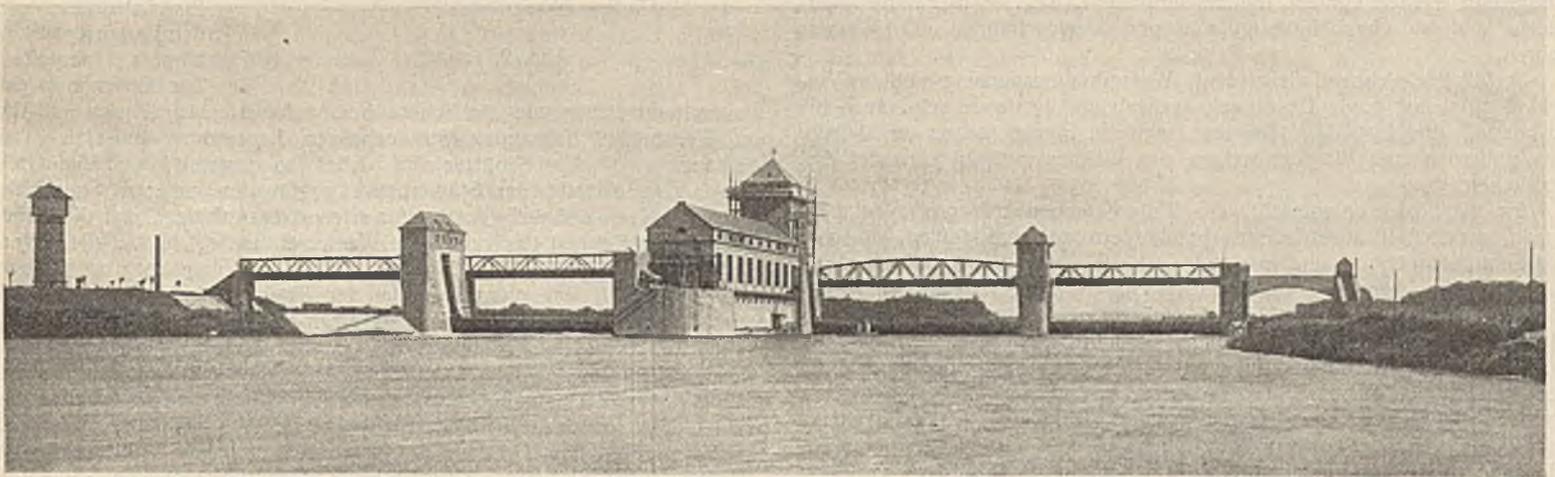


Abb. 1. Wehranlage Kesselstadt im Main. 1 Walze 1. W. 40,00 m, H. 4,24 m. 2 Walzen 1. W. je 30,61 m, H. 3,44 m.

Es darf als bekannt vorausgesetzt werden, daß der Main vor seiner Kanalisierung eine sehr lebhaft befahrene Wasserstraße war, deren Verkehrsziffern noch 1840 eine beträchtliche Höhe aufwiesen. Seit dem Anfang der sechziger Jahre nahm der Verkehr aber ständig mehr und mehr ab, da es im unteren Teile des Flusses nicht möglich war, bei den durch die Vereinbarung der Main-Uferstaaten vom 6. Februar 1846 festgesetzten Breiten die vertragsmäßige Tiefe von 2 bis 2,5 m auf dem Wege der Regulierung zu erreichen. Hierbei spielten sowohl die Stromschnellen bei Frankfurt eine bedeutende Rolle, als auch namentlich die Sandablagerungen an der Mündung oberhalb Kostheim, die durch den Rückstau des Rheins und die damit sich einstellende Verminderung des Maingefälles hervorgerufen wurden. Die Staatsregierung beschloß deshalb, den Fluß von Frankfurt bis Kostheim zu kanalisieren. Diese Kanalisierung geschah auf Grund des Staatsvertrages mit den Uferstaaten vom

1. Februar 1883 in den Jahren von 1883 bis 1886 mittels der fünf Stautufen Frankfurt, Höchst, Okriftel, Flörsheim und Kostheim bei einem Gesamtgefälle von 10,40 m und einem Kostenaufwande von 5,5 Mill. Mark. Die Schleusen hatten 80 m Länge und 10,5 m lichte Weite, so daß es den 1000-t-Schiffen möglich war, bis Frankfurt zu gelangen. Für die Stautufen wurden unter Berücksichtigung der Natur des Mains und der gesteigerten Kultur des Maintals bewegliche Wehre angenommen und zwar dem damaligen Stande der Technik entsprechend Nadelwehre nach dem Muster der Maaskanalisierung. Der unerwartete Aufschwung, den der Schiffsverkehr auf der am 16. Oktober 1886 dem Betriebe übergebenen Strecke nahm und der sich 1887 zu einer Leistung von rd. 0,5 Mill. t gesteigert hatte, machte es schon 1888 notwendig, die in dem Staatsvertrage von 1883 vorgesehene Ergänzung der Kanalisierungsanlagen, bestehend

in der Vertiefung der Fahrrinne auf 2,5 m,
in der Verlängerung der Schleusenammern um 255 m, mit 12 m
breiten Unterhäuptern,
in der Regulierung der Mainmündung
und in der Anlage des Floßhafens bei Kostheim
beschleunigt zur Durchführung zu bringen.

Die Arbeiten waren 1895 mit einem Kostenaufwande von 3 Mill. Mark
beendet.

1898 wurde die hessische Staustufe Offenbach oberhalb Frankfurt
gebaut zwecks Anschlusses der industriell stark entwickelten Stadt und
ihres Hinterlandes mit einer dreihäuptigen, 80 + 255 m langen und 12 m
breiten Schleuse, und 1920 der Bau der Schleppzugschleuse an der
Mündung bei Kostheim neben der alten Schleuse in einer Länge von
350 m und einer Breite von 12 m zur Erhöhung der Betriebssicherheit
der Wasserstraße und zur Erleichterung des Verkehrs.

Der Anfang dieses Jahrhunderts wieder stark in den Vordergrund
tretende Gedanke einer Rhein—Main—Donau-Verbindung ließ besonders
für Bayern die Weiterführung der Kanalisierung zunächst bis Aschaffenburg
wünschenswert erscheinen. Dementsprechend wurde 1906 durch
Übereinkommen zwischen den Uferstaaten der Ausbau weiterer sechs
Staustufen zwischen Offenbach und Aschaffenburg mit 300 m langen
Schleppzugschleusen und 12 m lichter Weite beschlossen. Und da gerade
in den letzten Jahren vor dem Kriege sich das Bedürfnis nach einer
Ausnutzung der Wasserkraft besonders bemerkbar machte, wurden die
inzwischen aufgestellten Entwürfe 1915 dahin erweitert, daß die preußi-
schen Staustufen Mainkur, Kesselstadt und Gr. Krotzenburg sowie die
bayerische Staustufe Mainaschaff mit Wasserkraftanlagen ausgestattet wurden,
während die beiden bayerischen Staustufen Gr. Welzheim und Kl. Ostheim
ohne sie zur Durchführung kamen. Die Anlagen wurden 1921 dem Ver-
kehr übergeben.

Bei den Plänen zu diesen Staustufen spielte nun eine sehr wichtige
Rolle die Frage des Wehrverschlusses. Nach der ministeriellen Anordnung
vom 16. Mai 1913 sollte im Hinblick auf die inzwischen mit anderen
Wehrverschlüssen als Nadelwehren gemachten günstigen Erfahrungen ohne
Rücksicht auf die Verhältnisse an den bestehenden Mainwehren die Frage
geprüft werden, ob an Stelle der ursprünglich vorgesehenen Nadelwehre
anderen Wehrverschlüssen der Vorzug zu geben wäre. Dabei wurde be-
sonders betont, daß die Wahl der Wehrverschlüsse auch für die Rein-
haltung des Mains von wesentlichem Einflusse sei.

Die im Sommer und Herbst 1913 vom Neubauamte Hanau angestellten
Untersuchungen erstreckten sich auf Nadelwehre, Klappenwehre, Schützen-
wehre, Segmentwehre und Walzenwehre; sie sollten folgenden Anfor-
derungen entsprechen:

1. Die vor den Wehren sich ablagernden Sinkstoffe müssen zeitweilig
fortgespült werden können, um zu verhindern, daß sie in Fäulnis über-
gehen und zu Geruchbelästigungen und Verseuchungen des Wassers
führen.

2. Mit Rücksicht auf die geplante Wasserkraftausnutzung muß der Ver-
schluß möglichst große Dichtigkeit besitzen und imstande sein, auch bei
Eisbildung und Eisgang möglichst lange im Flusse stehen zu bleiben.
Das Entfernen und Wiedereinsetzen des Wehres muß in kürzester Zeit
geschehen.

Es war daher erwünscht, die Wehröffnungen mit großen einheit-
lichen, maschinell angetriebenen Staukörpern zu verschließen, die von
der Sohle abgehoben und nach Möglichkeit ganz aus dem Wasser ge-
zogen werden können. Unter diesen Umständen erwiesen sich Nadel-
wehre als ungeeignet, weil ihre Dichtigkeit sowie ihr Verhalten gegen-
über Eis- und Sinkstoffen ungünstig ist, der Auf- und Abbau zu viel Zeit
und Arbeitskräfte erfordert, und weil sie bei einer Tiefe von 4 m für die
Schiffsdurchlässe nicht mehr verwendbar sind. Auch die Klappenwehre
wurden von der weiteren Bearbeitung ausgeschlossen, da sie ebenfalls
kein Abschwimmen der Sinkstoffe gestatten und hinsichtlich ihrer Be-
triebssicherheit zu Bedenken Anlaß geben. Aus ähnlichen Gründen
schieden Schütze zwischen Losständen aus und auch Schütze mit ein-
heitlichen Verschlusstafeln, weil die Ansicht vertreten wurde, daß die viel-
teilige Konstruktion der seitlichen Walzenleitern durch Vereisung leicht
betriebsunfähig gemacht werden kann, und weil ein einseitiges Längen
der Ketten oder einseitige Widerstände namentlich bei der im Verhältnis
zur Breite geringen Höhe ein Schiefstellen und Klemmen der Schütze-
tafeln zur Folge hat. Somit verblieben zur näheren Untersuchung nur noch

- a) das Segmentwehr und
- b) das Walzenwehr.

Von ihnen erschien das versenkbare Segmentwehr nicht brauchbar,
weil der Wehrrücken annähernd in Höhe der Sohle liegt, unterhalb des
Wehrrückens daher kein Abfall vorhanden ist, hinter dem das Wehr ver-
senkt werden kann, und weil es im Interesse der Betriebssicherheit für
erforderlich erachtet wurde, den Verschlusskörper ganz aus dem Wasser
heben zu können, um jederzeit Gelegenheit zu haben, ihn nachzusehen.
Damals vertrat man daher den Standpunkt, daß das hochwindbare Segment-

wehr und das Walzenwehr allein allen zu stellenden Bedingungen genüge,
trotz der Nachteile, die diesen Konstruktionen anhaften. Zu den Nachteilen
rechnete man, daß das Segmentwehr den Wasserdruck in ungünstiger
Richtung auf einen Punkt der Seitenpfeiler überträgt, daß einseitige Be-
wegungshindernisse oder einseitiges Längen der Ketten zu Klemmungen
und Verdrehungen führen können, daß bei etwaigen Beschädigungen die
Auswechselbarkeit der Verschlusskörper zeitraubend und kostspielig ist,
und daß in beiden Fällen die Anlagekosten beträchtlich, und zwar um so
höher sind, je größer die lichte Weite der Wehröffnungen gewählt wird.
Bei der Walze gibt eine Vereisung der Walzbahnen die Möglichkeit einer
Betriebsstörung, beim Segment ist die Vereinigung außerordentlich hoher
Druckkräfte auf ein Drehlager bedenklich. Diese brauchen zu ihrer Über-
tragung auf die Pfeiler große Flächen, die nur in unzulänglicher Weise
einer geordneten Schmierung zugänglich sind, bei größeren Hochwassern
ganz unter Wasser kommen und somit der Gefahr des Rostens ausgesetzt
sind. Diese betriebstechnischen Mängel und die hohen Anlagekosten
gaben Veranlassung, die Frage zu untersuchen, ob sich etwa durch eine
andere Lösung einerseits die Betriebssicherheit erhöhen, andererseits die
Kosten vermindern ließen. Das Ergebnis dieser Überlegung war ein von
Regierungsbaumeister Todt angegebenes Segmentschützenwehr, für das
ein besonderer Entwurf aufgestellt wurde.

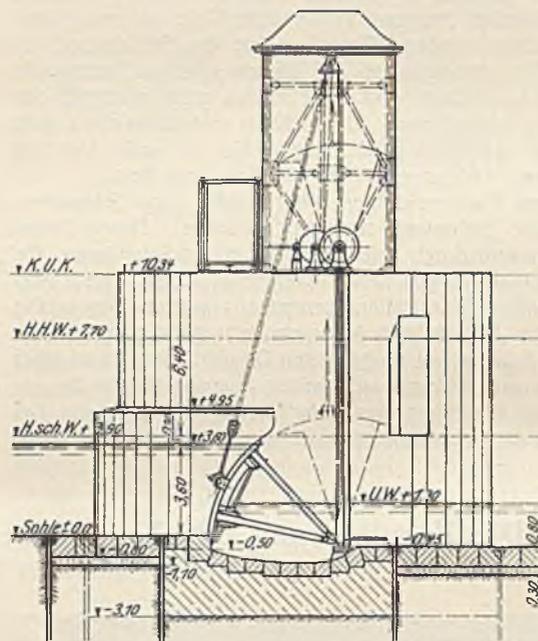


Abb. 2. (1:300.)

Der Wehrver-
schluß stellt sich als
ein Staukörper aus
räumlichem Fach-
werke von dreiecki-
gem Querschnitte
dar, dessen eine nach
einem Kreisbogen
geformte Seite durch
die Stauwand und
dessen andere Seiten
durch ebene Fach-
werkträger gebildet
werden, die dazu
dienen, im frei-
hängenden Zustande
des Staukörpers zu tragen
(Abb. 2). Die Aufzug-
vorrichtung besteht
aus zwei auf den
Seitenpfeilern ange-
ordneten Windwer-
ken, die mittels
Flaschenzuges an
den Enden des Stau-
körpers angreifen.
Zur Erzeugung des
Staus wird dieser wie ein Schütz herabgelassen, bis er sich auf die
am Wehrboden befestigten pfannenartigen Lagerkörper aufsetzt. Der
Aufhängepunkt des Schützes ist dabei so gewählt, daß im frei-
hängenden Zustande der Schwerpunkt gegen den unteren Stützpunkt
versetzt ist, so daß sich das Schütz nach dem Aufsetzen auf die Lager
mit Sicherheit gegen das strömende Wasser zu umlegt, wobei die Lager-
körper die Drehachse bilden. Die seitliche Führung an den Pfeilern
geschieht durch am unteren Ende der Träger angebrachte, in ent-
sprechenden Nuten laufende Führungsbolzen und, sobald die Konstruktion
ins Wasser taucht und dem Drucke des strömenden Wassers ausgesetzt
ist, durch am oberen Rande des Schützes angebrachte Rollen. Die Ab-
dichtung des 4 cm breiten Spaltes zwischen Schütz und Wehrboden ge-
schieht durch elastische nahtlose Stahlrohre und die Seitendichtung durch
federnde, unter dem Drucke des Oberwassers stehende Stahlbleche, die
mit dem Staukörper fest verbunden sind. Zum Ablassen von Schwimm-
stoffen, insbesondere von treibenden Eisschollen über den oberen Rand
hinweg, kann die Stauwand hinter dem Wehrrücken um 50 cm versenkt
werden. Die Freilegung der Wehröffnung geschieht in umgekehrter
Weise, indem der Verschlusskörper durch Aufwickeln der Ketten zunächst
bis zur aufrechten Stellung gedreht und weiter unter Anheben von den
Stützlagern in die Höhe gewunden wird. Dadurch, daß das Schütz auf
den Lagern ruht und somit der beim Umlegen des Verschlusses auf-
tretende Wasserdruck durch die zweckentsprechende Form der Stauwand
unmittelbar in das Fundament in günstigster Richtung und Verteilung
übertragen wird, besteht die Möglichkeit, den Staukörper bei weitem
leichter zu gestalten als bei Konstruktionen, die den Wasserdruck auf
seitliche Pfeiler übertragen. Während für 50 m Spannweite und 3,6 m
Stauhöhe das Gewicht eines Segmentwehres zu 130 t, das eines Walzen-
wehres zu 173 t berechnet war, wog der vorgesehene Verschluss nur 61 t.
Dementsprechend waren auch die Anlagekosten bedeutend geringer. Als
Nachteil wurde angeführt, daß das Wehr statisch unbestimmt ist, daß es

sich um eine Stützachse dreht, die aus einer Reihe dauernd unter Wasser befindlicher Lagerkörper besteht, und daß es unerprobt ist.

Die Kosten des Wehrverschlusses für drei Öffnungen von $30 + 40 + 30$ m Lichtweite einschl. Bedienungsbrücke, Windwerk und festem Wehrkörper waren berechnet:

- a) für das Segmentschützenwehr zu 87 000 M.,
- b) für das Segmentwehr . . . zu 166 000 M.,
- c) für das Walzenwehr . . . zu 182 000 M.

Die Gesamtkosten der Wehranlage einschl. Pfeiler betragen:
für a) 379 000 M., für b) 513 000 M., für c) 536 000 M.

Der Entwurf des Segmentschützenwehres wurde daher unter Würdigung seiner technischen und wirtschaftlichen Vorzüge zur Ausführung in Vorschlag gebracht.

Diese Vorzüge wurden zwar in dem in der Ministerialinstanz ausgearbeiteten Gutachten anerkannt; man hielt es aber doch für erforderlich, auch auf die Nachteile hinzuweisen, die es nicht ratsam erscheinen ließen, das Wehr ohne genaueste Prüfung für die verhältnismäßig großen Öffnungen anzuwenden. Namentlich wurden als ungünstig genannt:

1. Die statische Unbestimmtheit, bei der durch Senkung einzelner Lager große Zusatzspannungen auftreten können;
2. das Eindringen von Eisschollen in die Wehrkonstruktion mit immerhin möglichen Verbiegungen an den tragenden Teilen;
3. die Wahrscheinlichkeit, daß beim Öffnen des Wehres das Schütz durch den Stoß des strömenden Wassers am Schlusse des Aufrichtens mit großer Gewalt gegen die Gleitbahnen der Rollen schlägt;
4. die Unsicherheit, ob sich das Schütz beim Schließen bestimmt gegen das strömende Wasser zu umlegt und
5. die Gefahr, daß das Wehr beim Beginn des Öffnens oder gegen Ende des Schließens in starke Schwingungen geraten kann durch das abwechselnde Ab- und Zunehmen der Saugwirkung des an der Wehrhaut entlang abfallenden und im Spalt unten ausströmenden Wassers in Wechselwirkung mit dem Auftriebe des gleichzeitig schwankenden Unterwassers.

Die endgültige Entschließung über die Verwendung des Wehres sollte daher von einem Versuche mit einem Modell in natürlicher Größe abhängig gemacht werden, durch den die praktische Brauchbarkeit des Verschlusskörpers und vor allem sein Verhalten im teilweise geöffnetem Zustande eingehend zu prüfen sei. Zunächst sollte aber die Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin den Modellversuch im kleinen Maßstabe durchführen. Nachdem dieser Versuch im Juli 1914 vorläufig abgeschlossen war und in den Hauptpunkten ein günstiges Ergebnis gehabt hatte, wurde bestimmt, einen Versuch im Großen im Frankfurter Wehr anzustellen, um das Verhalten der Konstruktion auch bei Hochwasser und Eisgang sowie gegenüber der Geschiebeführung im Main vor dem endgültigen Einbau beobachten zu können. Zu diesem Versuche ist es aber nicht gekommen.

Der Ausbruch des Krieges Anfang August 1914 warf alle Dispositionen über den Haufen. Die maßgebenden Beamten wurden sofort einberufen, die Arbeiten anfangs eingestellt und später nur allmählich, soweit es die noch zur Verfügung stehenden Kräfte zuließen, wieder aufgenommen. Die Bauten sollten aber in der preußischen Strecke nicht später vollendet sein als in der bayerischen. Daher konnte die Entscheidung über die Wahl des Wehrverschlusses von dem angeordneten Versuchsbau nicht mehr abhängig gemacht werden. Er unterblieb, zumal die erforderlichen Gelder fehlten. Es wurde bestimmt, daß im Falle der Wasserkraftausnutzung für alle drei Öffnungen Walzenwehre vorgesehen werden sollten, im anderen Falle nur für die Schiffsdurchlässe; sonst Nadelwehre. Da schon im Winter 1914/15 die Entscheidung zugunsten der Wasserkraftausnutzung fiel, kamen die Walzenwehre an allen drei preußischen Staustufen zur Ausführung. Auch Bayern wählte dieses System für die mit Wasserkraftanlage ausgestattete Staustufe Mainaschaff; Kl. Ostheim und Gr. Welzheim erhielten Walzenwehre nur im Schiffsdurchlaß; im übrigen Nadelwehre. Es sind demnach in der Strecke von oberhalb Offenbach bis Aschaffenburg an den sechs Staustufen $4 \cdot 3 + 2 \cdot 1 = 14$ Walzenwehre vorhanden. Bezüglich der getroffenen Entscheidung darf angenommen werden, daß namentlich die Einfachheit und die Erprobtheit des Walzenwehres bestimmend für seine Wahl gewesen sind, da bereits seit 1902 gute Erfahrungen vorlagen. Auch die Gutachten mögen maßgebend gewesen sein, die Prof. Koch in Darmstadt schon 1914 im Auftrage und unter Mitwirkung der M. A. N. über die Walzenwehre erstattete.¹⁾ Es würde im Rahmen dieser Arbeit zu weit führen, näher auf seine bemerkenswerten Darlegungen einzugehen. Nur soviel soll gesagt werden, daß die umfangreichen hydrodynamischen Untersuchungen das Ergebnis hatten, daß bei den verschiedenen Wasserständen und den verschiedenen vom Wehre abzuführenden Wassermengen in jedem denkbaren Falle mit und ohne Betrieb der Turbinen bei normalem Stau und bei 20 cm Schwankung im Stauspiegel volle Betriebsicherheit der Walzenwehranlage gewährleistet

¹⁾ Vergl. „Die Bautechnik“ 1926, Heft 5, S. 60 u. 61, Geiße (Hannover), Eisabführung an Wehren.

werden konnte. Der Gedanke des Segmentwehres war inzwischen nicht weiter verfolgt worden, wahrscheinlich unter anderem auch deswegen, weil in den Gesamtkosten nur ein geringer Preisunterschied zwischen Segment- und Walzenwehr bestand.

Bereits im April 1915 wurden daher Angebote von der M. A. N. eingefordert, und in der Verhandlung vom 1. Mai 1915 wurde der Auftrag erteilt, die Walzenverschlüsse von der M. A. N. als der Patentinhaberin zu beschaffen, wobei erwogen werden sollte, ob eine Walze oder alle drei mit Eisklappen auszustatten sind. Gegen diese Eisklappen sprach sich die M. A. N. aus, weil sie an den großen Walzen für die Schifffahrtöffnungen aus konstruktiven Gründen nicht angebracht werden könnten und weil auch an den anderen Öffnungen der Vorzug der Walzen, nämlich die Einfachheit und die kräftige Art des Verschlusses, verloren gehen würde. Die Klappen seien nur schwer und nur mit großer Sorgfalt betriebsfähig zu halten, da nicht nur die Scharniere, sondern auch die einzelnen Antriebteile der Vereisung und Verschmutzung ausgesetzt sind. Auch der Vorstand des Wasserbauamts Frankfurt wandte sich gegen die Eisklappen, weil sich bei eintretendem Froste zuerst die Öffnungen der Schleusen und der Oberkanal zusetzen, und weil es alsdann für die Schifffahrt notwendig wird, den Schiffsdurchlaß zu öffnen, um den Schiffen Gelegenheit zu geben, so schnell wie möglich den noch eisfreien Rhein zu erreichen. Mit der Öffnung des Schiffsdurchlasses verschwinde aber der Stau; die Eisklappen seien also überflüssig.

Da die vorstehenden Gründe als stichhaltig anerkannt wurden, nahm man von der Anbringung der Eisklappen Abstand.

Die Konstruktion des Wehres selbst näher zu beschreiben, dürfte sich erübrigen. Hierüber sind in der „Bautechnik“ 1924 von Dipl.-Ing. Mangold eingehende Ausführungen gemacht worden. Nur einige wissenswerte Angaben sollen noch hinzugefügt werden.

Bereits im Anfang dieses Aufsatzes, bei der Beschreibung der Art der Wehrverschlüsse, ist darauf hingewiesen, daß ihre Wahl auch für die Reinhaltung des Mains von wesentlichen Einfluß sei. Daher wurde auch das Reichsgesundheitsamt zu den Beratungen zugezogen und zur Abgabe eines Gutachtens aufgefordert. Es sprach sich dahin aus, daß bei der Entscheidung zwischen Nadelwehr und Walzenwehr letzteres den Vorzug verdient, weil es den hygienischen Forderungen am meisten gerecht wird, indem sich die periodische Abschwemmung der vor den Wehren zur Ablagerung gelangenden Schlammmassen weit vollständiger und bequemer ermöglichen läßt, als bei den Nadelwehren. Dem Einwande, daß, wenn die Walzenwehre diesen guten Erfolg hätten, die Schlammablagerungen vor den unterhalb gelegenen alten mit Nadelwehren ausgestatteten Staustufen noch schlimmer werden würden als bisher, glaubte das Gutachten dadurch begegnen zu sollen, daß die alten Nadelwehre dann im Laufe der Zeit ebenfalls zu Walzenwehren umgebaut werden müßten, um den Mainschlamm absatzweise ohne Schwierigkeiten in den hochwasserfreien Zeiten zum Abschwemmen zu bringen, während in der Zeit des Hochwassers dieses selbst für die erforderliche Räumung Sorge. Hierzu ist zu sagen, daß die Unterbringung einer Wehranlage in einem Strome eine Erweiterung des normalen Stromprofils erfordert, daß das Wasser dort, wo der Stau beginnt, langsamer zu fließen anfängt und daß deshalb die groberen Sinkstoffe oberhalb der Staustufe untergehen, während nach dem Wehre hin allmählich die feineren zur Ablagerung kommen. Nur durch eine gleichmäßige Strömung ist daher ein wirksames Wegspülen des Schlammes aus dem Flußbett möglich, indem die Wehröffnungen vollständig freigemacht werden. Dann aber liegt der Vorzug des Walzenverschlusses gegen den Nadelverschluß in hygienischer Hinsicht nicht mehr vor. Ein teilweises Freimachen der Wehröffnungen, sei es durch Beseitigen des Wehrverschlusses aus einer Öffnung oder durch teilweises Öffnen aller Wehrverschlüsse, gleichgültig ob Nadel- oder Walzenwehr, wird nur in der Wehröffnung selbst eine Abspülung veranlassen, wo also nur ein geringer Teil des Schlammes abgelagert ist, nicht aber weiter oberhalb. Die Bauart des Wehres erscheint deshalb für die Reinhaltung des Mains von untergeordneter Bedeutung. Das Hauptaugenmerk ist vielmehr darauf zu richten, daß schädlicher Schlamm dem Flusse überhaupt ferngehalten wird. Im übrigen hat die Praxis gelehrt, daß Schwierigkeiten, die zu besonderen Maßnahmen hätten führen können, infolge der Ablagerung des Schlammes im Main bis jetzt nicht entstanden sind.

Die Erfahrungen, die mit den Ende 1920 in Betrieb genommenen Walzenwehren gemacht worden sind, lassen sich dahin zusammenfassen, daß die Verschlusskörper bis jetzt bei allen Verhältnissen den an sie gestellten Anforderungen vollauf genügt und sich bestens bewährt haben. Sie dichten zuverlässig ab, zeigen beim Heben und Senken selbst bei stärkster Unterströmung keine Neigung zu schwingenden Bewegungen und sind unempfindlich gewesen gegen mechanische Angriffe, denen sie in den Wintermonaten durch Treibeis und geschlossene Eisdecken ausgesetzt waren. Auch die Absenkung des Staus konnte ohne jede Schwierigkeit beim stärksten Treibeis stattfinden, das sich vor den Walzen in kürzester Zeit zu einer festen Eisdecke und selbst zu Packeis zusammengeschieben hatte. Wohl begegnete die Regulierung der Wasserstände mit Hilfe der Walzen anfangs, bevor die Kraftwerke in Betrieb

genommen waren, gewissen Schwierigkeiten, die darauf zurückzuführen waren, daß die Schleusen- und Wehrbeamten sowohl auf der bayerischen wie auf der preußischen Strecke die Feinregelung noch nicht beherrschten. Beschwerden der Schifffahrttreibenden über zu geringen Stau blieben daher nicht aus. Auch nach Aufnahme des Kraftwerkbetriebes zeigten sich Mißstände, weil die Wasserkraftwerke vorzeitig selbständig ohne Mitwirkung der Dampfzentralen die Versorgung eines kleinen nahegelegenen Gebietes übernommen hatten und nun im dauernden Wechsel dem stark schwankenden Energiebedarf der Verbraucher unterworfen waren. Dies führte zu einer unregelmäßigen Wasserabgabe an den einzelnen Staustufen, weil der Schleusenbeamte beim besten Willen nicht in der Lage war, dauernd dem allmählichen oft aber auch plötzlich wechselnden Wasserverbrauch der Turbinen zu folgen und eine ausgleichende Regelung mit der Walze zu treffen. Die Maßnahmen, die deshalb zwischen den Elektrizitätsverwaltungen und der Wasserstraßenverwaltung getroffen wurden, um diesen Übelständen zu begegnen, haben jedoch schließlich zu einem guten Erfolge geführt. Es sind selbstregistrierende Pegel im Ober- und Unterwasser aufgestellt worden, die im Kraftthause abgelesen werden können; ein Fernanlasser zur Bedienung eines Walzenwehromotors wurde im Kraftthause errichtet und eine besondere Fernsprechverbindung zwischen Kraftthaus und Schleusengehöft angelegt. Auch die bayerische Staustufe hat diese Einrichtungen. Hiermit ist erreicht, daß die Wasserabführung und die elektrische Belastung von einer Person, und zwar vom Kraftwerkbeamten bequem und zuverlässig miteinander in Einklang gebracht

werden können, daß außergewöhnliche Vorkommnisse sofort dem Schleusenbeamten, dem nach wie vor wegen des vorherrschenden Interesses der Schifffahrt die eigentliche Stauregelung obliegt, mitgeteilt werden können, und daß ferner eine zuverlässige Aufzeichnung der Wasserstände allen Beteiligten die Möglichkeit der Kontrolle gibt. Seit der Inbetriebnahme dieser Anlagen im Jahre 1923 sind weitere Klagen nicht laut geworden.

Zum Schlusse seien noch die Bedingungen erwähnt, die im allgemeinen an Wehre mit Schifffahrt- und Kraftwerkbetrieb gestellt werden müssen:

1. möglichst große Dichtigkeit;
2. einfache Bedienung;
3. möglichst große lichte Weite, um an massiven Bauten zu sparen;
4. unter Wasser nur einfache feste Bauten, um Trockenlegungen von Wehröffnungen zwecks Ausbesserung von Wehrbauten zu vermeiden;
5. Unempfindlichkeit gegen Eis;
6. möglichst leichte Feinregulierung wegen der Stauhaltung beim Kraftwerkbetrieb;
7. Vermeidung von Angriffen auf Wehrsohle und Sturzbett und von Auskolkungen daselbst.

Diesen Anforderungen genügen am besten die Versenkwalzen, wie sie z. B. bei Viereth in der Nähe von Bamberg am Rhein—Main—Donaukanal 1924 ausgeführt worden sind. Die Bedingungen zu 1 bis 5 erfüllt auch die gewöhnliche Walze; die Bedingungen zu 6 und 7 aber nicht in vollem Umfange. Namentlich spielt Ziffer 7 eine bedeutende Rolle, weil an den drei Staustufen Gr. Krotzenburg, Kesselstadt und Mainkur mit nur rd. 2 m Gefälle doch recht beachtenswerte Auskolkungen und erhebliche Kosten durch die Angriffe des Grundstrahls entstanden sind, indem das Überschußwasser nur durch Anheben der Walzen, also im Grundablaß, mit großen Geschwindigkeiten abgeführt wird. Bei der in Aussicht stehenden Umkanalisierung des Mains von Frankfurt bis Kostheim, bei der statt der jetzigen fünf Staustufen nur noch deren drei mit einem Gefälle von 4,49 m, 3,62 m und 2,29 m vorgesehen sind, würde die Sohlensicherung unterhalb der Wehre wegen der zu erwartenden bedeutenden Geschwindigkeiten unverhältnismäßig hohe Anlagekosten und große laufende Ausgaben verursachen. In dem Entwurf zu der Umkanalisierung sind deshalb wie bei Viereth für alle Öffnungen Walzen geplant, die um 1,10 m abgesenkt werden können. Das Maß der Vertiefung in der Wehrsohle unterhalb der Walzen beträgt jedoch 1,50 m, um im Sturzbett ein Wasserpolster zur Beruhigung des überfallenden Wassers zu besitzen. Eisklappen kommen nicht zur Anwendung.

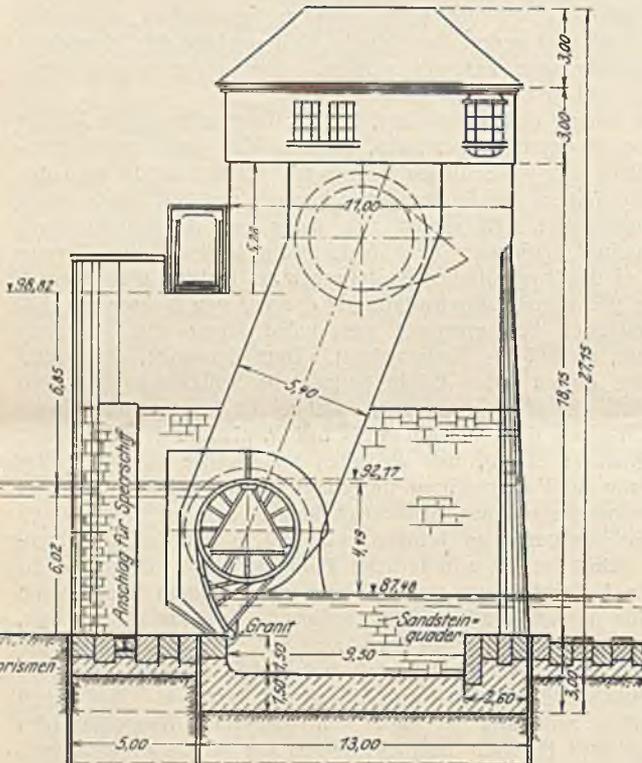


Abb. 3. (1 : 300.)

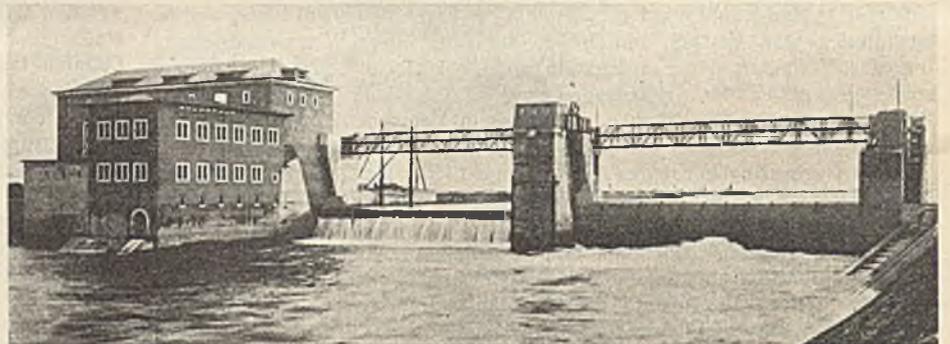


Abb. 4. Wehranlage im Main bei Viereth. 2 um 1,10 m absenkbar Walzen, l. W. je 30 m, H. 6 m.

Versuche über das Widerstandsmoment eiserner Spundbohlen Bauart Larssen mit zusammengedrücktem Schloß.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. Erich Lohmeyer, Ministerialrat in Berlin.

I. Übersicht der wichtigeren eisernen Spundwände.

Am 1. April 1904 meldete Trygve Larssen in Bremen ein Deutsches Patent auf die von ihm erfundene, in Abb. 1 dargestellte wellenförmige

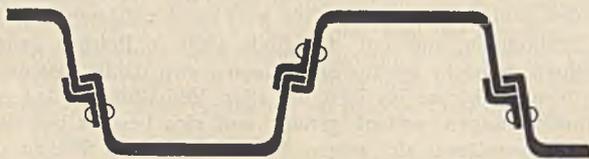


Abb. 1. Larssen genietet 1904.

eiserne Spundwand an. Er schuf damit die erste wirklich wirtschaftliche Form einer eisernen Spundwand, indem er im Querschnitt der Spundbohlen die Massen in möglichst großem Abstände von der Schwerachse anordnete, um dadurch bei geringem Gewicht ein hohes Widerstandsmoment zu erzielen. Larssen gab die Lösung, alle späteren Vorschläge wellenförmiger Wände bauen auf ihm auf.

Er verwendete bei seiner Wand noch die Nietung, um das Schloß zu bilden. Das Schloß war vielleicht dichter, aber in der Herstellung doch erheblich teurer als das Schloß aus rundem Wulst und Klaue, wie es erstmalig im Jahre 1899 in Amerika patentiert wurde (Gregson, Abb. 2) und wie es die wellenförmigen Wände Ransome (1911, Abb. 5),



Abb. 2. Gregson.

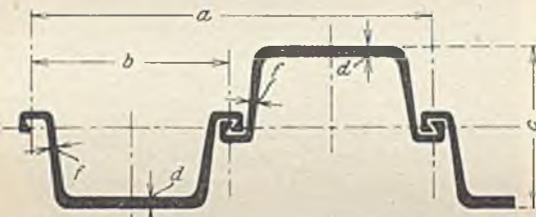
Rothe Erde (1912, Abb. 7) und Lamp (1913, Abb. 6) verwenden. Das „nietlose“ Larssenschloß (Abb. 3), das die Dortmunder Union, die die Herstellung der Larssenwand übernommen hatte, im Jahre 1914 herausbrachte, bedeutete daher einen großen Fortschritt.

In Abb. 3 bis 7 sind die eisernen Spundwände, die heute besonders für Deutschland wichtig sind, im Querschnitt wiedergegeben. Die Abbildungen haben den gleichen Maßstab, es sind die mittleren Größen der Wände dargestellt. Die nachfolgende Zusammenstellung¹⁾ enthält die

¹⁾ Entnommen aus Brennecke-Lohmeyer, Der Grundbau. 4. Aufl. 1. Bd., S. 135. Berlin 1927. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

Bauart	Hersteller	Abbildung	Stärke	Gewicht G		Widerstandsmoment W für 1 m Wand	$W:G$ für 1 m Wand	Länge der Welle	Breite der Bohle	Höhe der Welle	Rückenstärken der Bohlen		Stegstärken der Bohlen		
				für 1 m Bohle	für 1 m ²						Maß d	Maß e	Maß f	Maß g	Maß h
				kg	kg						cm ³	cm ³ kg	mm	mm	mm
Larssen nietlos	Vereinigte Stahlwerke A.-G., Abteilung Dortmunder Union in Dortmund	3	Ia	33	82	380	4,6	800	400	130	7	—	7	—	—
			I	38	96	493	5,2	800	400	150	8	—	8	—	—
			II	49	122	849	7,0	800	400	200	10,5	—	10	—	—
			III	62	155	1363	8,8	800	400	247	14,5	—	10	—	—
			IV	75	187	2037	10,9	800	400	310	15,5	—	12	—	—
V	100	238	2962	12,5	840	420	344	22	—	13	—	—			
Krupp, Form W	Fried. Krupp A.-G., Rheinhausen	4	W2	40	263	840	3,2	—	153	170	—	—	—	14	9
Ransome	desgl.	5	—	48	133	342	2,6	363	363	80	13	8	8	8	—
Lamp	—	6	I	39,9	99,7	500	5,0	800	400	125	8	8	7	—	—
			II	43,3	130	700	5,4	667	333	130	10	10	8	—	—
			III	74,8	187,1	1705	9,1	800	400	225	15	15	10,5	—	—
			IV	78,2	195,5	2220	11,4	800	400	280	14,5	14,5	11	—	—
			V	104,5	243	3115	12,8	860	430	320	18	18	12	—	—
Rothe Erde	Société Metallurgique des Terres Rouges, S. A. Luxemburg	7	I	32	84,3	231	2,7	380	380	80	7,5	7,5	6	6	6
			II	42,8	112,7	485	4,3	380	380	130	9	10	6	7	6
			III	51,7	136,1	744	5,5	380	380	170	10	12	7	9	7
			IIIa	55,7	146,6	770	5,3	380	380	170	10	12	9	9	9
			IV	59,5	156,6	966	6,2	380	380	190	13	15	7	10	7
			IVa	67,0	176,4	1055	6,0	380	380	190	14	15	10	10	9
			V	88,0	160,0	1275	8,0	550	550	230	13	14	9	9	9
			VI	109	198	1700	8,6	550	550	265	17	19,5	10	10	10
VII	134,7	244,9	2233	9,1	550	550	280	24,5	27	11	11	11			
VIIa	142,1	258,4	2288	8,9	550	550	280	24,5	27	13	13	13			

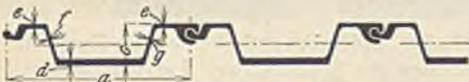
1) Die Bohlen im Schloß starr verbunden angenommen. Näheres darüber siehe weiter unten.



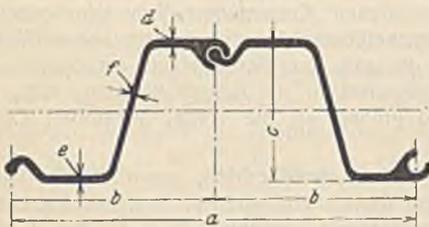
Larssen nietlos (1914)
Abb. 3.



Krupp (Bauart W 1911)
Abb. 4.



Ransome (1911)
Abb. 5.



Lamp (1913)
Abb. 6.



Rothe Erde (Gelsenkirchen 1912, heute französisch)
Abb. 7.



Abb. 8. Universal-Joist
(British Steel Piling Co., England).

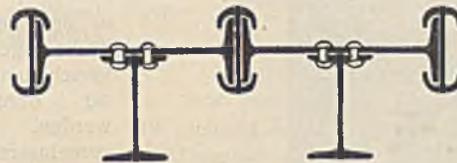


Abb. 9. Universal-Compound
(British Steel Piling Co., England).

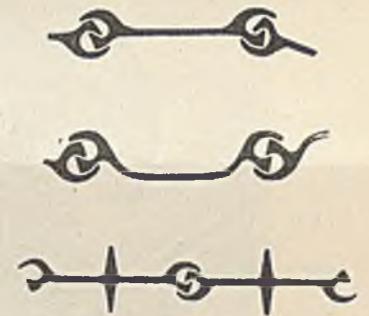


Abb. 10.
Lackawanna (Amerika 1910).

erforderlichen Zahlenangaben. Hierzu ist zu bemerken, daß die Wand „Lamp“ seit 1914 nicht mehr gewalzt wird und daß das Walzwerk der Wand „Rothe Erde“ heute französisch ist. „Larssen genietet“ wird nicht mehr hergestellt.

Der Vollständigkeit halber sind in Abb. 8 u. 9 die wichtigsten englischen Spundwände, die Wände Universal-Joist und Universal-Compound der British Steel Piling Co. in England und in Abb. 10 drei Bauarten der den amerikanischen Markt beherrschenden Wand Lackawanna der Bethlehem Steel Co. wiedergegeben.

II. Widerstandsmoment wellenförmiger eiserner Spundwände.

Bei den besprochenen Wänden fallen die für das kleinste Widerstandsmoment maßgebenden Hauptachsen der Einzelbohlen genau genug mit der Wandachse zusammen, ausgenommen sind nur die wellenförmigen Wände „Larssen“, „Rothe Erde“ und „Lamp“. Bei diesen Wänden bedarf die Lage der Biegungsachsen besonderer Untersuchung. Vorausgesetzt sei, daß die die Durchbiegung bewirkenden Kräfte senkrecht zur Wandachse angreifen. Die auf eine Einzelbohle entfallenden Biegungskräfte liegen dann in einer durch den Schwerpunkt der Einzelbohle senkrecht zur Wandachse gezogenen Linie, der Kraftlinie. Nimmt man zunächst an, daß im Schloß der Einzelbohlen keinerlei Behinderung der Durchbiegung und der gegenseitigen Verschiebung der Bohlen, also auch keinerlei Reibung eintritt, die Einzelbohlen sich also ganz für sich frei durchbiegen können, so ist für ihre Durchbiegung das Tragheitsmoment und damit auch das Widerstandsmoment maßgebend, das auf die der Kraftlinie zugeordnete Schwerachse des Bohlenquerschnitts bezogen ist, da die Nulllinie des auf Biegung beanspruchten Querschnitts der Kraftlinie zugeordnet ist und bei reiner Biegung durch den Schwerpunkt des Querschnitts geht.

Bei „Larssen nietlos“ ist der Querschnitt der Einzelbohle symmetrisch zur Kraftlinie, Kraft- und Nulllinie sind also Hauptachsen, die Nulllinie liegt gleichgerichtet zur Wandachse, die Summe der auf die Nulllinie bezogenen Widerstandsmomente der Einzelbohlen gibt unter der Voraussetzung, daß keine Reibung und keine Behinderung der Durchbiegung im Schloß eintritt, das Widerstandsmoment der Wand.

Bei „Rothe Erde“ liegen die der Kraftlinie zugeordneten Schwerachsen der Einzelbohlen schräg zu der Wandachse, aber alle in dem gleichen Winkel, also gleichgerichtet zueinander. Der Winkel beträgt etwa 15 bis 20°.

Abb. 3 bis 7. Heute wichtige eiserne Spundwände.

Bei „Lamp“ bilden die der Krafrichtung zugeordneten Schwerachsen mit der Wandachse abwechselnd den Winkel α und $180^\circ - \alpha$. Der Winkel α wechselt bei den verschiedenen Größen der Wand stark.

Bei „Larssen nietlos“ und „Rothe Erde“ biegen sich die Einzelbohlen in gleicher Richtung durch, bei „Lamp“ dagegen haben zwei benachbarte Bohlen das Bestreben, sich in verschiedener Richtung durchzubiegen. Dem widersteht die Verbindung im Schloß, die die Bohlen zwingt, sich in gleicher Richtung durchzubiegen, und zwar in der aus beiden Richtungen zusammengesetzten, die senkrecht zur Wandachse liegt. Die Nulllinie der Einzelbohle wird durch diese im Schloß wirkende Kraft in die Schwerachse der Wand gedreht, das Widerstandsmoment ist (auch wenn keinerlei Reibung im Schloß aufträte) auf die Wandachse bezogen zu errechnen.

Bei „Larssen“ und „Rothe Erde“ ist das Widerstandsmoment der Wand gleich der Summe der Widerstandsmomente der Einzelbohlen bezogen bei „Larssen“ auf die Hauptachse, bei „Rothe Erde“ auf die der Krafrichtung zugeordnete Schwerachse der Einzelbohlen, aber nur unter der Voraussetzung, daß im Schloß keinerlei Behinderung der Durchbiegung und der gegenseitigen Verschiebung der Bohlen eintritt. Tritt diese Behinderung in solchem Maße ein, daß die Bohlen als im Schloß starr verbunden angesehen werden können, so ist das Widerstandsmoment bezogen auf die Schwerachse der Wand zu errechnen, da die Wand dann ein einheitlicher Körper ist. Bei beiden Wänden liegt der wirkliche Wert des Widerstandsmoments zwischen diesen beiden Grenzwerten. Die Drucksachen der Hersteller der beiden Wände geben nur die oberen Grenzwerte an. Die auf die Hauptachsen der Einzelbohlen von „Larssen nietlos“ bezogenen Werte sind je nach der Querschnittsgröße 0,34 bis 0,45, die auf die der Krafrichtung zugeordneten Achsen der Einzelbohlen von „Rothe Erde“ bezogenen Werte bei den mittleren Größen etwa 0,57 der „Katalogwerte“, während die kleinsten (auf die Hauptachse bezogenen) Widerstandsmomente der gleichen Bohlen der Wand „Rothe Erde“ etwa 0,51 der Katalogwerte betragen.

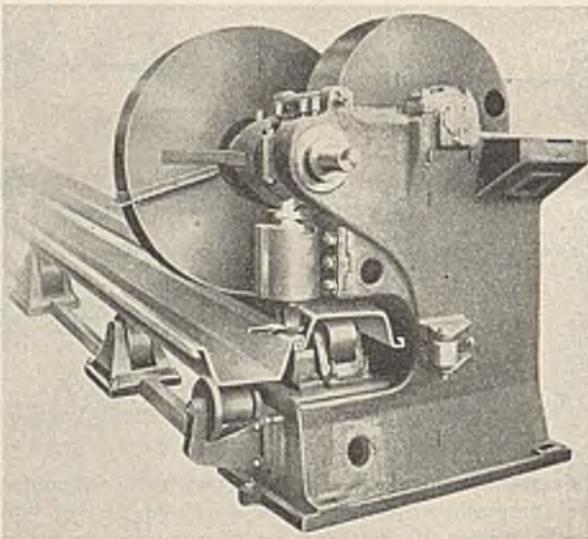


Abb. 11. Pressen des Schlosses einer Doppelbohle „Larssen nietlos“.

Die Vereinigten Stahlwerke, Abteilung Dortmunder Union, lassen neuerdings, das gemeinsame Schloß von je zwei zu einer Doppelbohle zusammengezogenen Einzelbohlen zusammenpressen, um so eine über eine volle Welle reichende einheitliche Bohle zu schaffen, deren statische Wirkung dieselbe ist wie die der Wand „Rothe Erde“. Da die Larssen-Bohlen nicht einzeln, sondern immer zu Doppelbohlen zusammengezogen gerammt werden, entstehen durch das Pressen nur unerhebliche Mehrkosten und so gut wie kein Zeitverlust. Das Schloß wird durch einen Stempel (Abb. 11) in bestimmten Abständen zusammengekniffen, die entstehenden Ausbeulungen sollen verhindern, daß die Bohlen sich im Schloß verschieben. Das Pressen wird auf Bestellung im Werke ausgeführt, kann aber auch auf der Baustelle vorgenommen werden. Abb. 12 zeigt eine Presse für Baustellen in Verbindung mit einer Rollbahn, auf der die Bohlen zusammengezogen werden.

Wenn die Pressung so wirksam ist, daß die Bohlen im gepreßten Schloß unverschieblich gegeneinander festgelegt sind, so ist das Widerstandsmoment der Wand ebenso zu ermitteln wie das der Wand „Rothe Erde“. In der nachstehenden Zusammenstellung sind für die sechs Größen der Larssen-Wand die verschiedenen Widerstandsmomente gegeben, und zwar berechnet auf eine Wandlänge von 1 m. Dabei ist bezogen:

W_W auf die Wandachse,

W_E auf die Hauptachse der Einzelbohlen,

W_D auf die der Krafrichtung zugeordnete Achse der Doppelbohlen,

W_H auf die Hauptachse der Doppelbohlen.

„Larssen nietlos“ Größe	W_W	W_E	W_D	W_H	W_E	W_D	W_H
	für 1 m Wand				W_W	W_W	W_W
	cm ³	cm ³	cm ³	cm ³			
Ia	380	164	210	210	0,432	0,553	0,553
I	493	224	302	289	0,454	0,612	0,586
II	849	381	487	455	0,448	0,573	0,536
III	1363	508	774	713	0,373	0,568	0,523
IV	2037	789	1040	956	0,388	0,511	0,470
V	2962	1007	1429	1333	0,340	0,482	0,450

Die für die Doppelbohlen angegebenen Werte W_D und W_H sind nur unter der Voraussetzung zutreffend, daß die Bohlen in dem gepreßten Schloß durch die Pressung unverschieblich gegeneinander festgelegt werden. Weiter ist die Annahme gemacht, daß in dem nicht gepreßten Schloß die Durchbiegung und die gegenseitige Verschiebung der Bohlen nicht behindert wird. Diese Annahme trifft offensichtlich in Wirklichkeit nicht zu. Biegen sich unter dem Einfluß äußerer Kräfte in einer Wand die Bohlen um eine andere Achse als die Wandachse — was der Fall ist bei „Rothe Erde“ und bei „Larssen gepreßt und ungepreßt“ —, so müssen sich in einem nicht gepreßten Schloß die Bohlen in gewissem Grade gegeneinander verschieben, ebenso wie zwei aufeinanderliegende, nicht verdübelte Balken sich in der Berührungsfläche gegeneinander verschieben, wenn sie durchgebogen werden. In dem gemeinsamen Schloß liegt der Wulst oder die Klaue der einen Bohle im Bereich der Zugspannung und der im Schloß damit verbundene Teil der anderen Bohle im Bereich der Druckspannung. Die im Schloß entstehenden Durchbiegungen der beiden Bohlen haben also wohl gleiche Richtung, aber nicht die gleiche Größe; die Bohlen sind im Schloß nach verschiedenen Krümmungshalbmessern gebogen. Dadurch und durch die unvermeidbaren Ungenauigkeiten beim Walzen entstehen aber Widerstände, die sich der Verschiebung im Schloß und damit der Durchbiegung entgegensetzen, die Bohlen klemmen sich, und das Widerstandsmoment wird größer, als die vorher genannten Zahlen angeben.

Die im Schloß entstehenden Durchbiegungen der beiden Bohlen haben also wohl gleiche Richtung, aber nicht die gleiche Größe; die Bohlen sind im Schloß nach verschiedenen Krümmungshalbmessern gebogen. Dadurch und durch die unvermeidbaren Ungenauigkeiten beim Walzen entstehen aber Widerstände, die sich der Verschiebung im Schloß und damit der Durchbiegung entgegensetzen, die Bohlen klemmen sich, und das Widerstandsmoment wird größer, als die vorher genannten Zahlen angeben.

Diese Widerstände werden bedeutend erhöht, wenn die Bohlen in den Erdboden eingetrieben und darin mehr oder weniger fest eingespannt oder durch an der Wand angebrachte Gurtungen oder Holme in ihrer gegenseitigen Verschiebung behindert werden. Wo die Bohlen mit dem Erdbreich in Verbindung stehen, ist neben der Verspannung, die die Bohlen im Erdboden und damit auch gegeneinander festhält, besonders auch die Reibung wirksam, die der Boden im Schloß der Spundbohlen hervorruft. Welch bedeutende Kräfte die Reibung im Schloß aufnehmen kann, geht aus der bekannten Tatsache hervor, daß beim Einrammen die unter der Ramme stehende eiserne Bohle die bereits gerammte Nachbarbohle häufig trotz aller Gegenmaßnahmen „mitnimmt“ und daß es anderseits außerordentlich schwer, oft gar nicht erreichbar ist, eine einzelne Bohle mit ruhendem Zug aus einer fertigerammten Wand wieder herauszuziehen. Man „zieht“ die Bohlen deshalb meistens unter gleichzeitiger Erschütterung, am besten mit der Kraftzange. Bei genügender Rammtiefe,

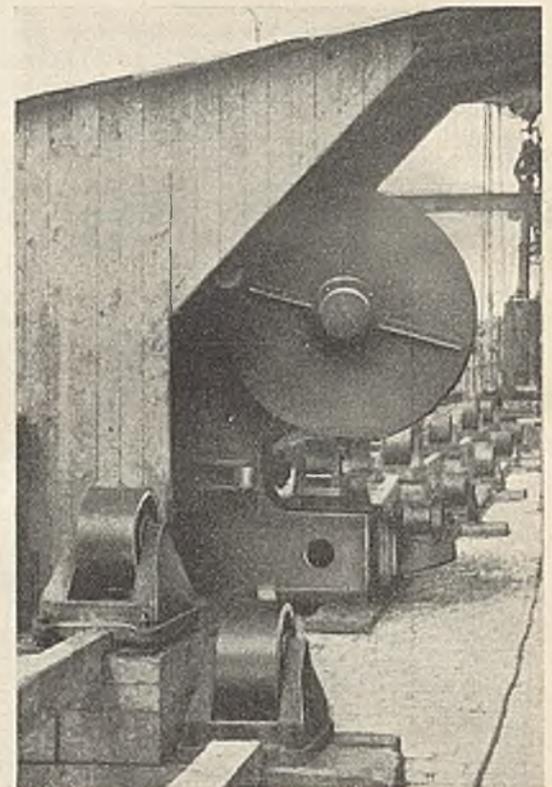


Abb. 12. Rollbahn und Presse zum Zusammenziehen der Spundbohlen „Larssen nietlos“.

*) Vergl. die nachstehende Zusammenstellung.

nicht zu großer freitragender Länge und wenn die Wand überall mit sandigem oder kiesigem Boden in Berührung ist, pflegt man heute anzunehmen, daß die Reibung im Schloß zusammen mit der Verspannung im Boden dazu ausreicht, um bei „Larssen“ und bei „Rothe Erde“ mit dem vollen Widerstandsmoment („Katalogwert“) zu rechnen. Ist der Boden weich oder gar glitschig, wie Ton- oder Kleiboden, ist die Rammtiefe nicht sehr groß, fehlen starke Holme und Gurtungen, die die Bohlen fest mit den Nachbarbohlen verbinden, und steht die Wand etwa im freien Wasser, so muß man jedoch geringere Werte einsetzen.³⁾

³⁾ Vergl. Brennecke-Lohmeyer, Der Grundbau. 4. Aufl. I. Bd., S. 131 u. f. Berlin 1927. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. — Siehe auch einige Aufsätze im Zentralblatt der Bauverwaltung: Scheck, 1915,

Gegen diese Behauptung, die sich auf Erfahrungen an ausgeführten Bauarten stützt, wird man allerdings einwenden können, daß sehr schwer festzustellen ist, wie hoch dem Erddruck ausgesetzte Bauwerke tatsächlich beansprucht werden, und daß die Standsicherheit derartiger Wände vielleicht eher ihrer zu geringen Beanspruchung als ihrer zu hohen Widerstandsfähigkeit zu danken ist. Durch Versuche mit dem Erddruck ausgesetzten Wänden wird man die Frage des Widerstandsmoments der wellenförmigen eisernen Wände so lange nicht lösen können, als unsere Kenntnis von der Wirkung des Erddrucks noch so lückenhaft und unsicher ist wie heute. (Fortsetzung folgt.)

S. 521; Zimmermann, 1913, S. 333; Bernhard, 1913, S. 712; Franzius, 1909, S. 435; Gutacker, 1915, S. 263.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Wirkung wagerechter Kräfte bei eisernen Brücken.

Von J. Karig, Reichsbahnrat in Dresden.

In der unter obiger Überschrift erschienenen Abhandlung (Sonderdruck aus „Die Bautechnik“ 1924, Heft 53; Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8) ist dem Verfasser bei Auswertung der Ergebnisse der Vorarbeiten bedauerlicherweise ein Vorzeichenfehler unterlaufen, der nicht ohne Einfluß auf eine der Schlußfolgerungen ist und daher hier bekanntgegeben werden möchte. Gleichzeitig werden die fraglichen Gleichungen nachstehend derart umgeformt, daß eine Wiederholung des Vorzeichenfehlers bei ihrem Gebrauch ausgeschlossen ist.

Zur bequemeren Beurteilung der Gurtkräfte, die in einem aus zwei Hauptträgern und einem oder zwei Windverbänden bestehenden Tragwerk durch eine wagerechte Belastung erzeugt werden, sind die Wirkungen dieser wagerechten Kraft (Sonderdruck S. 11 u. f. a. a. O.¹⁾ in der Form eines lotrechten Zusatzmomentes M' zusammengefaßt worden, das natürlich für eine jede der vier Gurtungen I bis IV einen besonderen Wert besitzt. Dieses Zusatzmoment ist nach Gl. 19 a. a. O. allgemein

$$(1) \quad M'_n = S_n h = M_h \eta_n,$$

wenn S_n die Gurtkraft in der Gurtung n ,

h den lotrechten Abstand der Gurtschwerpunkte,

M_h das durch die wagerechte Belastung H erzeugte wagerecht wirkende Biegemoment und

η_n einen Beiwert bedeutet, der nur von den Abmessungen des Tragwerkes abhängt.

Der für die stärkst gespannte Untergurtung IV der äußeren Tragwand und daher meist für die Bemessung beider Hauptträger maßgebende Beiwert η_{IV} ist nach Gl. 20 und Gl. 27a (a. a. O.)

bei zwei Verbänden:

$$(2) \quad \eta_{IV} = \frac{h_w}{b} \cdot \frac{\beta_o + \beta_u - 2\beta_v}{3} + \frac{h}{b} \cdot \frac{2\beta_o}{3}$$

bei einem Verband:

$$(3) \quad \eta_{IV} = \frac{h_w + v}{b}$$

wogegen die η -Werte der übrigen Gurtungen nach Gl. 20 u. 27a (a. a. O.) allgemein in der Form geschrieben werden können:

$$(4) \quad \left. \begin{aligned} \eta_I &= \frac{h}{b} - \eta_{IV} \\ \eta_{II} &= -\eta_{IV} \\ \eta_{III} &= -\frac{h}{b} + \eta_{IV} \end{aligned} \right\}$$

Da die Verschiebungswerte β_v der lotrechten Tragwände in Gl. 2 stets größer als 1 sind, während die Verschiebungswerte β_o und β_u der beiden Windverbände in der Regel wesentlich größer sind als β_v , so ist der Wert η_{IV} stets positiv.

Dagegen wird der die Größtspannung in der inneren Tragwand ergebende Wert $\eta_I = \frac{h}{b} - \eta_{IV}$ bei zwei Verbänden fast ausnahmslos negativ, bei einem Verband aber immer dann, wenn $(h_w + v) > h$.

Das Vorzeichen der Werte η_I ist stets zu beachten, wenn nach Gl. 36 und 37 a. a. O.) das größte Biegemoment im inneren Träger ermittelt werden soll. Besonders wichtig ist es aber bei Beurteilung der günstigsten Gleislage nach Abschnitt 6 (S. 17 u. f. a. a. O.), wo das Vorzeichen leider nicht beachtet worden ist. Die Ableitungen auf Seite 18 und 19 sind daher nur bedingt richtig, das heißt für den Fall, daß η_I positiv wird.

Da ein positives η_I einer Zusatzspannung im Obergurte der inneren Tragwand bei Schnellfahrt der Verkehrslast entspricht, die mit vollem Fliehkraftbeiwerte anzurechnen ist, wogegen ein negatives η_I einer Entlastung entspricht, die nur mit dem halben Fliehkraftbeiwerte angesetzt

¹⁾ Vergl. „Die Bautechnik“ 1924, Heft 53, S. 643, linke Spalte unten.

werden darf, so ergeben sich die für symmetrische Trägerquerschnitte maßgebenden Grenzwerte der Biegemomente in der äußeren Tragwand (vergl. Gl. 38, 42 u. 46 a. a. O.):

$$(5) \quad \max M_a = M_{IV} = \frac{M_p}{b} \left[\left(b - c - d - \frac{f}{6} \right) + v b \eta_{IV} \right],$$

in der inneren Tragwand, wenn $\frac{h}{b} > \eta_{IV}$, also η_I positiv ist (vergl. Gl. 39, 43 u. 47 a. a. O.):

$$(6) \quad \max M_i = M_I = \frac{M_p}{b} \left[\left(c + d + \frac{f}{6} \right) + v (h - b \eta_{IV}) \right],$$

dagegen in der inneren Tragwand für den Regelfall, daß $\frac{h}{b} < \eta_{IV}$, also η_I negativ ist (an Stelle Gl. 39, 43 u. 47 a. a. O.):

$$(7) \quad \max M_i = \frac{M_p}{b} \left[\left(c + d + \frac{f}{6} \right) + \frac{v}{2} (h - b \eta_{IV}) \right].$$

Die günstigste Gleislage, bei der die Grenzwerte in beiden Tragwänden gleich groß werden, also für

$$\max M_i = \max M_a,$$

erhält man daher im ersten Falle $\left[\eta_{IV} < \frac{h}{b}, \text{ also } \eta_I \text{ positiv} \right]$ bei

$$(8) \quad c = \frac{b}{2} - d - \frac{f}{6} + \frac{v}{2} (2b \eta_{IV} - h),$$

wobei

$$(9) \quad \max M_a = \max M_i = \frac{M_p}{2} \left(1 + v \frac{h}{b} \right).$$

Setzt man hierin die Werte für η_{IV} nach Gl. 2 u. 3 ein, so erhält man die gleichen Werte wie in Gl. 40/41 bzw. 44/45 u. 48/49 a. a. O.

Dagegen ergibt sich im zweiten fast ausschließlich vorkommenden Falle $\left[\eta_{IV} > \frac{h}{b}, \text{ also } \eta_I \text{ negativ} \right]$ die günstigste Gleislage bei

$$(10) \quad c = \frac{b}{2} - d - \frac{f}{6} + \frac{v}{4} (3b \eta_{IV} - h),$$

wobei

$$(11) \quad \max M_a = \max M_i = \frac{M_p}{2} \left[1 + \frac{v}{2} \left(\frac{h}{b} + \eta_{IV} \right) \right].$$

Diese Gleichungen sind in der Regel an Stelle der vorher genannten Gleichungen zu verwenden, wenn es sich um die Bestimmung derjenigen Gleislage handelt, bei der zwei gleich bemessene Hauptträger in den Grenzfällen der Belastung gleich hohe Spannungen erleiden. Ihre Anwendung ist einfacher und bequemer, vor allem aber zuverlässiger als die in dem Aufsätze angegebenen Gleichungen, da hierbei Vorzeichenfehler nicht vorkommen können.

Zur Beurteilung des Einflusses der vorstehenden Forderung im Vergleich zu dem in den Berechnungsgrundlagen angegebenen Werte (Gl. 50 a. a. O.)

$$(12) \quad c = \frac{b}{2} - \frac{f}{3}$$

erhält man durch Gleichsetzung von Gl. 10 u. 12

$$(13) \quad \begin{aligned} d - \frac{f}{6} &= \frac{v}{4} (3b \eta_{IV} - h) \text{ oder} \\ v &= \frac{2}{3} \cdot \frac{6d - f}{3b \eta_{IV} - h} \end{aligned}$$

Setzt man hierin $v = \frac{v^2}{127r}$; $f = \frac{l^2}{8r}$ und $d = \frac{1}{3} \cdot 0,6 \cdot \frac{v}{r}$, so erhält man diejenige in Rechnung zu stellende Größtgeschwindigkeit, bei der Gl. 11 u. 12 denselben Wert für die Gleislage ergeben, aus der Beziehung

$$(14) \quad v^2 = 127 \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{4,8v - 8}{3b \eta_{IV} - h} = \frac{406,4v - 10,6l^2}{3b \eta_{IV} - h}$$

Für eine Brücke mit einem Verbande in Obergurtebene mit $l = 20$ m; $h_w = 2,5$ m; $h = 2,0$ m ist nach (3)

$$3 b v_{IV} = 3 h_w$$

(Höhenlage der Obergurtung über der Verbandsebene $v = 0$); demnach ist die vorstehender Forderung entsprechende Höchstgeschwindigkeit unabhängig vom Krümmungshalbmesser des Gleises

$$v^2 = \frac{406,4 v - 10,6 \cdot 20^2}{3 \cdot 2,5 - 2,0} = \text{rd. } 73,9 v - 77,0$$

$$v = 61,4 \text{ km Std.}$$

Bei anderen Grundgeschwindigkeiten ergeben sich wesentlich abweichende Werte für die günstigste Gleislage, z. B.:

Für $r = 200$ m, $v = 40$ km Std. ist $r = 0,0630$; $f = \frac{20^2}{8 \cdot 200} = 0,25$ m;

$d = 0,8 \cdot \frac{40}{200} = 0,16$ m, also

$$c = \frac{b}{2} - 0,160 - \frac{0,250}{6} + \frac{0,0630}{4} (3 \cdot 2,5 - 2,0) = \frac{b}{2} - 0,113 \text{ m}$$

anstatt $c = \frac{b}{2} - \frac{0,250}{3} = \frac{b}{2} - 0,083$ m,

d. h. das Gleis müßte zweckmäßig um 30 mm weiter nach der äußeren Tragwand gelegt werden, als nach der Vorschrift.

Für $r = 1000$ m, $v = 100$ km Std. ist $r = 0,0787$; $f = \frac{20^2}{8 \cdot 1000} = 0,050$ m; $d = 0,8 \cdot \frac{100}{1000} = 0,08$ m, also

$$c = \frac{b}{2} - 0,080 - \frac{0,050}{6} + \frac{0,0787}{4} (3 \cdot 2,5 - 2,0) = \frac{b}{2} + 0,020 \text{ m}$$

anstatt $c = \frac{b}{2} - \frac{0,050}{3} = \frac{b}{2} - 0,017$ m,

d. h. das Gleis müßte zweckmäßig um 37 mm weiter nach der inneren Tragwand gelegt werden, als nach der Vorschrift.

Da in Übersicht I auf S. 21 (a. a. O.) die Werte für v_i und $M'_o = M_p \cdot v \cdot v_i$ in der zweiten und vierten Zeile ebenfalls negativ eingesetzt werden müßten, ändern sich die darauf folgenden Zahlenwerte der Über-

sicht I und ebenso die daraus entwickelten Zahlenwerte in Abschnitt 8 auf S. 23. Weil aber der Grundgedanke der weiteren Ableitungen nicht beeinflußt wird, darf von einer Berichtigung dieser Zahlenwerte abgesehen werden. Dagegen werden nachstehend einige Druckfehler und nach vorstehenden Erörterungen nötige Änderungen mitgeteilt, deren Berichtigung bei Gebrauch des Buches zu empfehlen ist.

Berichtigungen im Buche (in der „Bautechnik“ 1924).

Seite 9, Zeile 13 v. u. (Fußnote Seite 1) statt (Fußnote 1).

„ 9 (642), Abb. 9 ----- für $\beta_{II} = 2 \beta_o$
 für $\beta_{II} = 2 \beta_o$
 $\beta_o + \beta_{II} + 2 \beta_o$
 9

„ 11 in Gl. 20 zweite Zeile

„ 17 (645) in Gl. 36 $M_I \begin{cases} = M_i + \frac{1}{2} M'_i = \max M_i \text{ für } v_{IV} > \frac{h}{b} \\ = M_i + M'_i = \max M_i \text{ für } v_{IV} < \frac{h}{b} \end{cases}$

$$M_{II} = M_i + \frac{1}{2} M'_i$$

$$M_{III} \begin{cases} = M_a + M'_{III} \text{ für } v_{IV} > \frac{h}{b} \\ = M_a + \frac{1}{2} M'_{III} \text{ für } v_{IV} < \frac{h}{b} \end{cases}$$

$$M_{IV} = M_a + M'_{IV} = \max M_a$$

„ 17 (645) in Gl. 37

„ 18 u. 19 (645),

„ 38, Zeile 15 bis 17 v. o. (Seite 652 rechts, Zeile 10 bis 12 v. o.):

$$c = \frac{b}{2} - d - \frac{f}{6} + \frac{r}{4} (3 b v_{IV} - h), \text{ wenn } v_{IV} > \frac{h}{b}$$

$$c = \frac{b}{2} - d - \frac{f}{6} + \frac{r}{2} (2 b v_{IV} - h), \text{ wenn } v_{IV} < \frac{h}{b}$$

$\begin{cases} M_{II} \geq \gamma (M_i + \frac{1}{2} M'_i) \\ M_{III} \geq \gamma (M_a + \frac{1}{2} M'_{III}) \end{cases}$
 Gl. 38 bis 49 sind durch die vorstehenden Gl. 5 bis 11 ersetzt.

Vermischtes.

Entscheidung des Preisgerichts für den Spannungs- und Schwingungsmesser (Wettbewerb der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft).

A. Verzeichnis der zur Bewerbung zugelassenen Meßgeräte.

Es wurden eingereicht je ein Spannungsmesser von: 1. H. Honegger, Feinmechaniker in Corcelles (Schweiz) — Modell A. Meyer — 2. Rendel, Tritton & Palmer, London — Modell Fereday-Palmer — 3. Lehmann & Michels, Hamburg — Modell Dr. Geiger — 4. Dr. Reutlinger, techn. Physiker, Darmstadt — 5. H. Sürig, Bahnmeister a. D., Hannover,

und je ein Schwingungsmesser von: 1. Lehmann & Michels, Hamburg — Modell Dr. Geiger — 2. H. Maihak A.-G., Hamburg — 3. Dr. Reutlinger, techn. Physiker, Darmstadt, vereinigt mit dem oben bezeichneten Spannungsmesser — 4. H. Sürig, Bahnmeister a. D., Hannover, vereinigt mit dem oben bezeichneten Spannungsmesser — 5. Trüb, Tauber & Co., Zürich — Modell de Quervain —, insgesamt acht selbständige Meßgeräte.

B. Prüfung der Meßgeräte. Die Erfüllung der Bedingungen des Preisausschreibens wurde ermittelt hinsichtlich:

- a) der Bauart und Handhabung,
- b) der statischen und dynamischen Wirkung.

Hierzu wurden eingehende Versuche im Laboratorium mit einem eigens dazu geschaffenen Schütteltisch und praktische Erprobungen an einer eisernen Fachwerkbrücke unter dem Einfluß schwerer elektrischer Lokomotiven und einer beweglichen Einzellast vorgenommen.

Insbesondere wurde geprüft: Art der Aufzeichnung, Wetterschutz, Fernschalteinrichtung, Schreibverfahren, Freisein von Reibungswiderständen und Resonanzerscheinungen, Formtreue der Aufzeichnung, Anbringungsmöglichkeit an die Bauglieder, Handhabung und Bedienung.

C. Ergebnis der Prüfung. Das allgemeine Ergebnis der Prüfung war die Feststellung, daß die entscheidenden Anforderungen des Preisausschreibens von keinem der Apparate erfüllt wurden. Deshalb hat das Preisgericht den einstimmigen Beschluß gefaßt, keine Preise zu verteilen.

Das Preisgericht verkennt aber nicht, daß die Preisbewerber durch ihre Beteiligung am Preisausschreiben wesentliche Beiträge zur Weiterentwicklung der Brückenmeßtechnik geliefert haben.

In Anerkennung dieses Umstandes hat sich das Preisgericht entschlossen, entsprechend dem Werte der Arbeit für den technischen Fortschritt den Bewerbern Beträge in Gesamthöhe von 20 000 R.-M. zukommen zu lassen. Den Restbetrag der Ausschreibung von 13 000 R.-M. empfiehlt das Preisgericht, zur Verbesserung und zum Ankauf geeigneter Meßgeräte zu verwenden.

Von dem Betrage von 20 000 R.-M. sind zuerkannt worden: dem Spannungsmesser der Firma Rendel, Tritton & Palmer, London — Modell Fereday-Palmer — 4000 R.-M.; dem Spannungsmesser der Firma Lehmann & Michels, Hamburg — Modell Dr. Geiger — 3000 R.-M.; dem Spannungsmesser der Firma H. Honegger, Corcelles (Schweiz) — Modell A. Meyer — 3000 R.-M.; dem Schwingungsmesser der Firma Lehmann & Michels, Hamburg — Modell Dr. Geiger — 3000 R.-M.; dem Schwingungsmesser der Firma H. Maihak A.-G., Hamburg, 3000 R.-M.; dem vereinigten Spannungs- und Schwingungsmesser von Dr. Reutlinger, Darmstadt, 1500 R.-M.; dem vereinigten Spannungs- und Schwingungsmesser von H. Sürig, Hannover, 1500 R.-M. und dem Schwingungsmesser der Firma Trüb, Tauber & Co., Zürich — Modell de Quervain — 1000 R.-M.

D. Veröffentlichung der Prüfverfahren und Ausstellung der Apparate. Ausführliche Veröffentlichungen über die unter B aufgeführten Prüfverfahren bleiben vorbehalten. Die eingereichten Meßgeräte werden in der Zeit vom 10. bis 18. Januar 1927 im Eisenbahn-Zentralamt wochentags von 10 bis 3 Uhr, Sonntags von 10 bis 1 Uhr im Zimmer Nr. 129 ausgestellt werden.

- gez. Dr. Zimmermann.
- gez. Dr. Gehler.
- gez. Bühler.
- gez. Dr. Saller.
- gez. Hülsenkamp.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W8). Das am 5. Januar erscheinene Heft 1 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Dipl.-Ing. Reg.-Baumeister a. D. Wilh. Lohrmann: Hochhaus Salvo in Montevideo. — Kohlenwäsche der Zeche Minister Stein in Dortmund-Eving. — Oberbaurat Ing. Spindel: Frühhochfester Zement und Beton. — Prof. H. Spangenberg: Die Zugfestigkeit des Zementes und ihre bautechnische Bedeutung, insbesondere für die Verwendung der hochwertigen Zemente. — Die Eisenbeton-Überbauten der Gartzter Brücke, ihr Verhalten beim Einsturz und ihre weitere Verwendung.

Technische Hochschule Braunschweig. Die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber ist verliehen worden dem Dipl.-Ing. Hermann Bachstein in Berlin, in Anerkennung seiner hervorragenden Verdienste um die Förderung der deutschen Technik im Auslande.

Technische Hochschule Danzig. Die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber ist verliehen worden dem Eisenbahndirektionspräsidenten a. D. Wirklichen Geheimen Oberbaurat Christian Hoefft aus Riesenburg (Westpreußen), in Anerkennung seiner hervorragenden Verdienste um das deutsche Eisenbahnwesen.

Die Funktürme in Berlin-Adlershof. Für die Zwecke des Berliner Polizeipräsidiums sind im Jahre 1926 in Berlin-Adlershof zwei Funktürme von je 110 m Höhe nach Abb. 1 errichtet worden. Als Spitzenzug sind in der statischen Berechnung 1000 kg in Rechnung gesetzt. Für die Windbelastung sind $200 + 100 = 300 \text{ kg/m}^2$, gleichmäßig verteilt auf die wirklich getroffene Fläche angenommen. Die Höchstbeanspruchung der Türme in St 37 ist wie bei sämtlichen vom Verfasser geprüften Funktürmen auf 1400 kg/cm^2 festgesetzt worden.

In statischer Hinsicht sind die Türme als Träger auf elastisch senkbaren Stützen untersucht, wobei auch der Einfluß der Temperatur in den Seilen

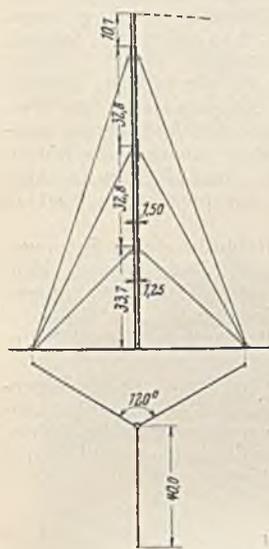


Abb. 1.

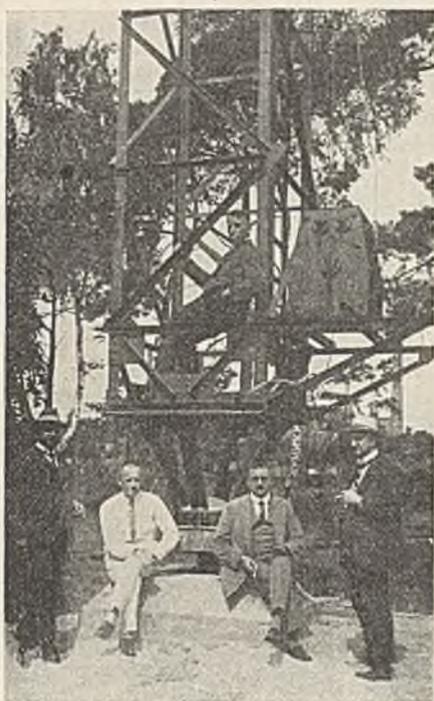


Abb. 2.

und die Eisbelastung berücksichtigt ist. Für die Verankerung wurden Stahlseile von 17 mm, 20 mm und 26 mm ϕ mit 180 kg/mm^2 Bruchfestigkeit verwendet. Ihre Höchstbeanspruchung durfte rd. 60 kg/mm^2 betragen, d. h. es wurde die dreifache Sicherheit gefordert.

Um eine Verdrehung des Turmes möglichst zu vermeiden, wurden die Ankerseile mittig angreifend zum Turm angeordnet; ein vollwandiges Blech, verstärkt durch C-Eisen, erfüllte diesen Zweck. Im allgemeinen sind auch sonst die preußischen Bestimmungen vom 25. Februar 1925 beachtet worden, und zwar ist auch bei den Füllstäben der außermittige Kraftangriff berücksichtigt, weil er eine Spannungserhöhung von rd. 30 bis 50 % verursacht, die sicherlich nicht vernachlässigt werden durfte. Der Schlankheitsgrad λ durfte 150 nicht überschreiten im Gegensatz zu den neuen im Entwurf bestehenden Vorschriften für Freileitungsmaste bei Starkstromkreuzungen, die sogar $\lambda = 200$ vorsehen, was bei größeren Masten von etwa 25 m Höhe ab bedenklich erscheint.

Der Mastfuß, der aus Abb. 2 ersichtlich ist, ruht auf einer Kalotte mit einem Durchmesser von 150 mm und wird mit rd. 250 kg/cm^2 beansprucht. Der Porzellandruckkörper, der mit 44,1 t belastet wird, weist bei einer Beanspruchung von 267 kg/cm^2 eine 16,8fache Bruchsicherheit auf. Zur Isolierung der Ankerseile wurden Ei-Isolatoren mit $F = 117,5 \text{ cm}^2$ Querschnitt verwendet; sie haben im ungünstigsten Falle eine 3,6fache Sicherheit gegen Bruch.

Die Fundamente für die Ankerseile wurden so bemessen, daß eine zweifache Sicherheit gegen Abheben nachgewiesen werden konnte, wobei nur die auf der Fundamentgrundplatte senkrecht ruhende Erdlast ohne Berücksichtigung der Reibung in Ansatz gebracht werden durfte. Hierbei wurde von der bei den Fundamenten für Kreuzungsmaste üblichen Berechnungsweise insofern abgewichen, als nicht auch noch die gegen die Senkrechten unter 30° lagernde Erde zu der zweifachen Sicherheit hinzugezogen wurde,

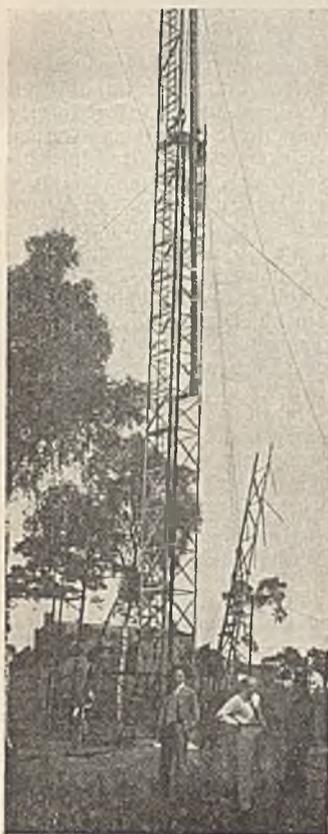


Abb. 3.

um auf diese Weise der Verschiedenheit der Bodenarten, ihrer Lagerung usw. in jeder Hinsicht zugunsten der Sicherheit Rechnung zu tragen. Ferner wurde noch aus dem Grunde abgewichen, weil die Voraussetzungen, die an die Versuchsergebnisse bei 10 m hohen Masten gebunden sind, für die hohen Gittermaste durchaus nicht mehr zu treffen.

Die Montage, die in Abb. 3 festgehalten ist, ging bei der bewährten Leitung und bei den zweckmäßigen technischen Vorkehrungen der ausführenden Firma glatt vonstatten, so daß die ihr gesetzte Frist erheblich unterschritten werden konnte. Die Abnahme dieser Anlage, wie auch diejenige der freistehenden Funktürme in Lindenberg i. d. Mark, hat zu keinerlei Beanstandungen Anlaß gegeben, vielmehr mußte lobend hervorgehoben werden, daß auch bei dieser Ausführung die Unternehmerin ihre reichen Erfahrungen voll auswirken ließ, die sie in der Herstellung von Funktürmen im In- und Auslande, z. B. Kanton (China), Stuttgart, Köln usw., und im Bau der größten Kreuzungsmaste für Starkstromleitungen seit 50 Jahren aufzuweisen hat.

Auf solide Bauweise derartiger Anlagen muß schon deshalb gesehen werden, weil Bauwerke, deren Standsicherheit allein durch Ankerseile begründet ist, wie Funktürme usw., nach dem Erlaß des Ministers für Volkswohlfahrt vom 11. November 1926 — IIa. Nr. 468 — eine Gefahr für die Menschen bedeuten. Die Ausführung der Türme in Adlershof hatte die Firma C. H. Jucho, Abteilung Hamm, übernommen.

Auf Grund der Vereinbarungen für den internationalen Flugverkehr sind die Türme abwechselnd weiß und rot, wie auch Abb. 4 zeigt, angestrichen, nachdem sie vorher mit einem doppelten Farbanstrich versehen waren. Ferner ist beabsichtigt, die Funktürme mit einem Leuchtfeuer zu versehen, damit sie auch als Signalmaste den Fliegern dienen können.

Aus den mehrfachen Prüfungen von Funktürmen in Eisen und Holz hat der Verfasser ersehen, daß einheitliche Grundsätze für die Ausführung befolgt werden müssen, auch wenn die Prüfung von privater Seite aus geschieht, damit das Unterbieten durch Unternehmer, die geringere Sicherheiten vertreten zu können glauben, ausgeschaltet wird. Zweifache Sicherheit der Fundamente gegen Abheben, wie oben skizziert, dreifache Sicherheit in den Seilen bei Berücksichtigung der Temperatur und der Eisbelastung, Beanspruchung des Eisens 1400 kg/cm^2 , außermittiger Kraftangriff bei den einteiligen Füllstäben und Windbelastung $w = 200 \text{ kg/m}^2$ wären die grundsätzlichen Forderungen, abgesehen davon, daß der Einfluß des Winddruckes auf derartige Bauwerke noch weiter theoretisch und praktisch zu untersuchen ist.

Reg.-Bmstr. Gießbach.

Über die Allegheny-Brücken in Pittsburgh hat „Die Bautechnik“ 1925, Heft 21, bereits das Wichtigste hinsichtlich des Entwurfs gebracht. Nachdem nun am 17. Juni 1926 nach einer Montagedauer von über elf Monaten als erste die Brücke im Zuge der 7. Straße dem Verkehr übergeben worden ist und inzwischen auch die Brücke in der 9. Straße (s. Abb. 1 rechts) vollendet sein dürfte, mögen nach Eng. News-Rec. vom 23. September 1926 einige Angaben über den Zusammenbau der Brücken folgen.

Für diesen kamen drei Verfahren in Frage: Erstens konnte man eine vorläufige Verankerung der Hängebrücke bis zur Vollendung des Versteifungsträgers vorsehen. Wegen des beschränkten Raumes und des schlechten Baugrundes, vor allem aber im Hinblick auf die Bauzeit sah man hiervon jedoch ab.

Die ferner in Betracht kommende Errichtung eines Lehrgerüsts schied wegen der dadurch bedingten Behinderung der Schifffahrt aus, auch wäre dadurch der Bau der Brücken ebenfalls um sechs Monate verzögert worden.

Die dritte Möglichkeit des Zusammenbaues war der freie Vorbau als Kragträger; dies verlangte weder eine vorläufige Verankerung der Kabel noch Rücksicht auf Schifffahrt und Hochwasser und kam auch zur Aus-

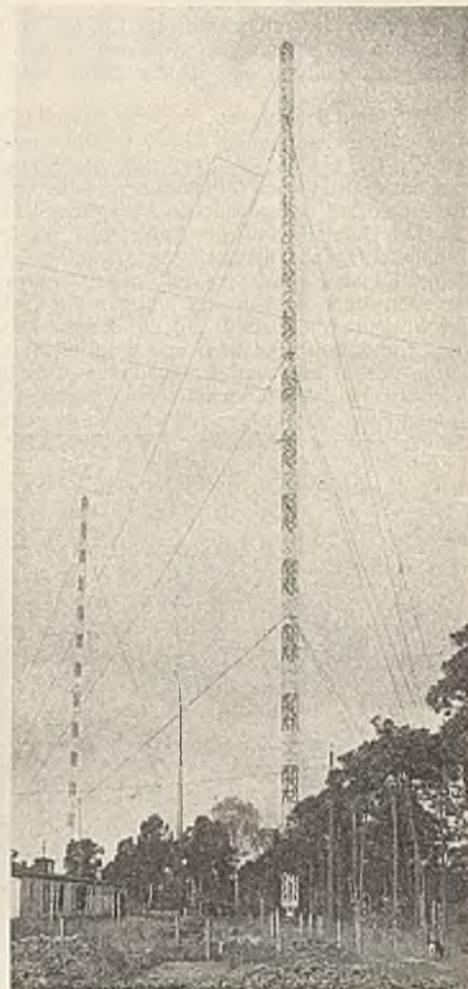


Abb. 4.

führung, da die American Bridge Co. sie in ihrem Angebot vorgeschlagen hatte und auf dieses den Zuschlag erhielt. Von der Bauherrschaft war nur die Freihaltung des Schiffsverkehrs und Einhaltung bestimmter Bauzeiten verlangt.

Für den Bauvorgang, der von beiden Ufern aus gleichzeitig nach der Mitte zu geschah, sei auf Abb. 2 verwiesen und bemerkt, daß im folgenden mit O_0, O_1, O_2, U_0, U_1 usw. stets die Knotenpunkte in Ober- und Untergurt auf der südlichen (Pittsburgher) Hälfte, mit $O_0', O_1', O_2', U_0', U_1'$ usw. diejenigen auf der nördlichen (Allegheny-) Hälfte bezeichnet sind.

Zur Unterstützung der Knotenpunkte 1 bis 9 wurden starke hölzerne, eisenbeschlagene Pfahljoche gerammt, und zwar wurden diejenigen bei Punkt 4 und 7 besonders fest gegen Hochwasserangriffe ausgebildet, da sie nach dem Ausbau der übrigen bis zuletzt stehenzubleiben hatten. Das gesamte Material bis auf das für die Landöffnungen wurde in Kähnen an Ort und Stelle gefahren und unmittelbar aus diesen verbaut, und zwar wurde mittels eines auf Schienen dem Fortschritte der Brücke entsprechend vorrückenden 100-t-Lokomotivkrans zunächst die Fahrbahnkonstruktion bis Knotenpunkt L_{10} hergestellt; alsdann wurden Versteifungsträger, Hängestangen und die Augenstäbe der Aufhängung eingebaut. Nun wurde das



Abb. 1.

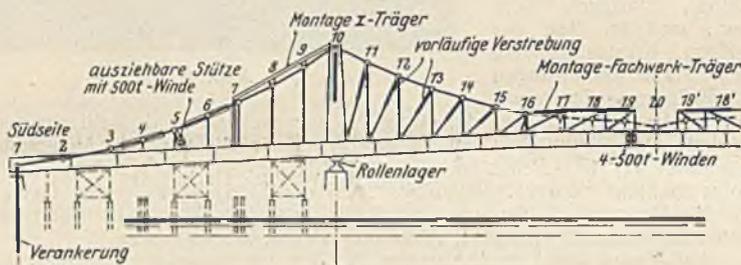


Abb. 2.

Ganze in die richtige Höhe gewunden, worauf die endgültigen Anschlüsse hergestellt wurden. Das Fundament der Hängtürme war bereits früher ausgeführt; jetzt wurden die letzteren aufgestellt und durch auswechselbare, am Untergurt der Versteifungsträger lösbar befestigte Stäbe verankert. Als dann wurden Augenstäbe und Hängestangen bis Knotenpunkt 3 in die endgültige Lage gebracht, von Punkt O_3 bis O_5 und von O_5 bis O_7 , die Augenstäbe eingehängt und die Zwischenpunkte O_4 und O_6 gemäß der Abbildung durch I-Schienen gehalten, während die Punkte O_5 und O_7 durch besondere Steifen gestützt wurden. Ähnlich wie bei O_7 wurden auch die Augenstäbe zwischen O_2 und O_{10} durch einen I-Träger gehalten, der bei Knotenpunkt O_2 und auf dem Turm abgestützt war und an beiden Zwischenpunkten O_8 und O_9 die Hängestangen trug.

Damit die beiden Hälften des aus einzelnen Augenstäben laschenförmig zusammengesetzten Kabels in der Mitte bei Punkt 20 zusammengeschlossen werden konnten, wurde die Aufhängung an den Punkten U_4 bis U_6 sowie U_{17} und U'_{17} einstweilen nicht angeschlossen und der Abstand zwischen den beiden noch nicht endgültig aufgestellten Hängtürmen vorübergehend um etwa 30 cm verringert. Das wurde dadurch erreicht, daß man von vornherein, schon beim Anschluß von Punkt U_0 , um jene 30 cm vor die endgültige Ordinate vorrückte, das Rollenlager bei Punkt 10 in eine dieser Verschiebung entsprechende geneigte Lage brachte und vorläufig festkeilte. Die entsprechenden Tragteile auf der Nordhälfte wurden jedoch von vornherein in ihrer endgültigen Lage aufgestellt, da dort je ein festes Lager unter dem Turm vorhanden war. Trotz dieser Maßnahmen war der Zusammenschluß bei Punkt 20 schwierig wegen der Länge der einzelnen Konstruktionsglieder und weil der auskragende Brückenteil um etwa 4% aus der Richtung hing.

Bei Punkt 5 trug — mit einer 500-t-Winde verbunden — eine ausziehbare und senkrecht zur Tangente der Hängelinie aufgestellte Steife die Aufhängung, um etwaige Nebenspannungen im Kragarm der Brücke beim Herunterziehen des Turmes auszuschalten, das Emporgehen von Punkt U_{19} beim endgültigen Zusammenschluß zu verhindern und den Anschluß der Hängestangen an den Punkten U_4 bis U_6 zu ermöglichen.

Der nächste Teil der Brücken von Punkt 10 bis 19 wurde wie ein gewöhnlicher Kragträger vorgebaut, wobei in den Feldern 10—11 bis 15—16 einschließlich vorläufige Querstreben vorgesehen waren; diese

hatten am oberen Ende Ausschnitte, die in den Bolzen am Außenende der Augenstäbe griffen, und waren am unteren Ende vorläufig und lösbar mit dem Versteifungsträger verbunden. Die beim Aufbau entstehenden Beanspruchungen entsprachen zwar den endgültigen, es war jedoch erforderlich, den Querschnitt der Aufhängung bei 11 zu verstärken.

Da von Punkt 17 an die Neigung der vorläufigen Steifen zu flach geworden wäre, wurde für den Zusammenbau dieses Brückenabschnittes ein Fachwerkbalken als besonderer, zweiter Kragarm bei Punkt 16 angeschlossen, von dem aus die letzten Felder bis Punkt 19 bzw. 19' montiert werden konnten.

Der Sollabstand zwischen diesen beiden beträgt 11,23 m; der wirkliche — da Punkt 19 wie alle der südlichen Hälfte ja um 30 cm nach der Mitte zu verschoben war — 10,93 m. Das Trägerstück 19—19' wurde während der Zeit des Anschließens an die Aufhängung durch den Montage-Kragträger getragen; es war 10,88 m lang hergestellt, also einschließlich eines Spielraums von 5 cm zunächst ein Zwischenraum von 35 gelassen. Je vier 500-t-Winden waren im Ober- und Untergurt so aufgestellt, daß ihre vereinte Kraft im Schwerpunkte des Versteifungsträgers angriff. Sobald dieser an Ort und Stelle war, wurden gleichzeitig die Winden und die Keilvorrichtung am Rollenlager bei Punkt 10 fortgenommen, die Verbindungsbolzen bei Punkt 20 eingesetzt und damit die Aufhängung ohne jede erhebliche Spannung vollendet. Jetzt wurden zunächst die Bolzen am unteren Ende der Hängestangen bei Punkt U_{17} und U'_{17} , im Anschluß daran diejenigen bei U_4, U_5 und U_6 sowie den entsprechenden Punkten der anderen Brückenhälfte eingebracht.

Hierbei trat zuerst bei den Winden des Untergurtes einige Spannung auf, man begann also mit dem Anziehen der Winden, das aus dem auskragenden ein aufgehängtes Tragwerk machen sollte. Die Vorkehrungen waren so genau getroffen, daß beim weiteren Hochwinden die Mitte der Fahrbahnkonstruktion senkrecht hochging und die südliche Brückenhälfte gleichzeitig in die richtige Höhe kam.

Als die Beanspruchung bei den Winden die im Tragwerk aus Eigenlast und Gewicht des Montagegeräts vorhandene erreichte, wurden die Querstreben im bisherigen Kragteil von selbst spannungslos und die Brücke tatsächlich eine Hängebrücke. Nunmehr wurde das 35 cm lange Schlußstück in den Versteifungsträgern eingesetzt und die Winden entfernt. Ki.

Zuschriften an die Schriftleitung.

Zur Frage der Eisabführung an Wehren. Herr Prof. Dr.-Ing. H. Kulka, der vor dem Erscheinen des unter der genannten Überschrift in der „Bautechnik“ 1926, Heft 55, S. 835, veröffentlichten Aufsatzes von Herrn Oberbaurat Geisse, Hannover, keine Gelegenheit hatte, sich zu dessen Ausführungen zu äußern, bittet uns mitzuteilen, daß eine eingehende Würdigung aller einschlägigen Fragen sich in seinem demnächst im Verlage von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, erscheinenden Werke über „Eisenwasserbau“ findet, daß er sich aber vorbehält, auf die von Geisse behandelten Punkte auch in der „Bautechnik“ zurückzukommen.

Die Schriftleitung.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Verfahren und Einrichtung zur Gewinnung von Stauraum für die Wasseraufspeicherung in einem mit Schwemmstoffen angefüllten Becken (Kl. 84a, Nr. 428625 vom 26. 3. 1925 von Alexis Oukhtomsky in Basel, Schweiz). Zur Gewinnung des erforderlichen Stauraums werden

die Schwemmstoffe des Beckens mittels eines besonderen Verfahrens aus dem Becken entfernt. Zu diesem Zwecke wird der natürliche oder künstliche Abfluß des Beckens allmählich tiefer gelegt, wobei durch die erhöhte Auswaschungstätigkeit der durchfließenden Gewässer die Schwemmstoffe weggespült werden und dem Becken sein ursprünglicher zur Wasseraufspeicherung verfügbarer Inhalt ganz oder teilweise wiedergegeben wird. Die Auswaschungstätigkeit der das Becken durchfließenden Gewässer wird durch Erniedrigung des natürlichen Beckenabflusses erreicht, die sich durch die verschiedensten Mittel, z. B. durch Aufschlitzen des das Becken abdämmenden Riegels, bewirken läßt. Das Becken a , das durch den Riegel c entstanden ist, wird vom Bach b, b_1 durchflossen; die Schwemmstoffe werden durch den tiefliegenden Stollen d und den Ablaufschacht e entfernt.

INHALT: Die „Vorläufigen Bestimmungen für Holztragwerke (B1)“ der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft. — Die Kanalsierung des Mains und die Einführung der Walzenwehre. — Versuche über das Widerstandsmoment eiserner Spundhohlen Bauart Larssen mit zusammengepreßtem Schloß. — Die Wirkung wagerechter Kräfte bei eisernen Brücken. — Vermischtes: Entscheidung des Preisgerichts für den Spannungs- und Schwingungsmesser (Wettbewerb der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft). — Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Technische Hochschule Braunschweig. — Technische Hochschule Danzig. — Funktürme in Berlin-Adlershof. — Allegheny-Brücken in Pittsburgh. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Patentschau.