

Alle Rechte vorbehalten.

Vier Brückenverschiebungen beim Bau der 3. Schleuse Münster.

Von Regierungsbaurat Struckmann (Ottmachau) und Regierungsbaumeister Dr.-Ing. Mügge (Henrichenburg).

Beim Bau der 3. Schleuse Münster i. W. ergab sich die Notwendigkeit, vier Brückenverschiebungen auszuführen, die in wesentlichen Punkten voneinander abwichen. Die Arten der Verschiebung und die hierbei gewonnenen Erfahrungen dürften in weiteren Kreisen Beachtung finden. Sie sollen daher nachstehend kurz beschrieben werden:

(s. Abb. 1c) und durch Belasten der Schiffe auf die hier vorher errichteten, vorläufigen Widerlager abgesetzt (s. Abb. 1d).

Von besonderer Wichtigkeit bei der Verschiebung war die Frage des Ballastes. Für die Standsicherheit der Schiffe wäre zweifellos ein fester Ballast am besten gewesen. Wegen der Gerüstbauten in dem Schiff war ein



Abb. 1a. Alte Schifffahrterdammbücke an ihrer ursprünglichen Stelle.



Abb. 1c. Die Brücke während der Fahrt.

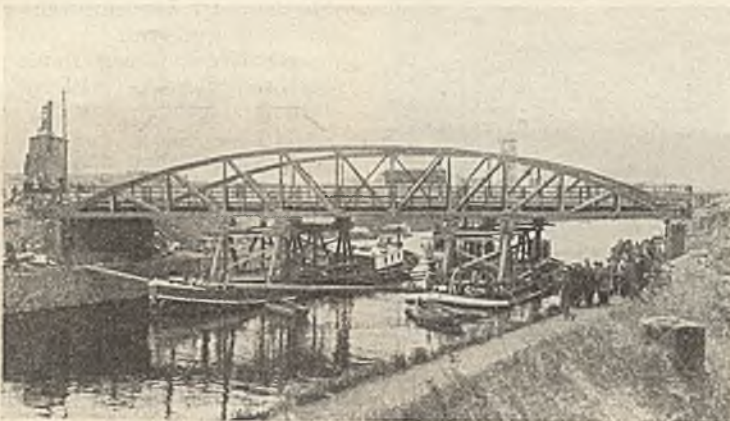


Abb. 1b. Die Brücke kurz vor dem Abfahren von der ursprünglichen Stelle.



Abb. 1d. Die Brücke nach dem Eintreffen an der neuen Stelle.

1. Erste Verschiebung der alten Schifffahrterdammbücke (Abb. 1a bis 1d).

Die alte Schifffahrterdammbücke lag etwa 250 m nördlich der Schleuse Münster und diente zur Überführung der Heerstraße Münster—Osnabrück über den Dortmund-Ems-Kanal. Ihre Beseitigung wurde durch die erhebliche Erweiterung des unteren Vorhafens der 3. Schleuse Münster erforderlich. Infolge der Besetzung des Ruhrgebiets Anfang 1923 war es nicht möglich, die als Ersatz dienende, von der Firma Harkort, Duisburg, zu liefernde neue Brücke rechtzeitig an ihre Verwendungsstelle heranzuschaffen. Damit jedoch die Baggerarbeiten im unteren Vorhafen nicht aufgehalten wurden, mußte die alte Brücke beseitigt werden. Sie wurde daher am 12. Juni 1923 um etwa 500 m nach Norden neben die Stelle für die neue Brücke verschoben. Hier diente sie so lange als Notbrücke, bis die neue Schifffahrterdammbücke fertiggestellt und in Betrieb genommen war.

Da es darauf ankam, den Schifffahrtsverkehr und den Straßenverkehr über die Brücke während der Verschiebung nur für eine möglichst kurze Zeit zu sperren, mußte die Brücke mit der aus Schotter bestehenden Fahrbahnabdeckung verschoben werden. Das Eigengewicht der rd. 39 m langen Brücke einschließlich der Fahrbahndecke betrug 265,4 t. Die Verschiebung selbst geschah in der Weise, daß zwei mit Wasser belastete und mit Gerüstbauten versehene Schiffe unter die Brücke gefahren, festgekeilt, unter sich abgesteift, mit der Brücke durch Drahtseile gespannt und leergepumpt wurden, so daß die Brücke zum Schwimmen kam. Dann wurde die Brücke nach der neuen Brückenstelle gezogen

solcher jedoch schwer unterzubringen. Außerdem hätte das Ein- und Ausladen des festen Ballastes zu viel Zeit erfordert. Wasserballast ist für die Standsicherheit des Schiffes weniger günstig, da bei einem geringen Überneigen des Schiffes nach einer Seite das Wasser sofort nach dieser Seite läuft. Trotzdem wurde Wasserballast gewählt, da er sich in dem Schiffsraum leicht unterbringen und schnell ein- und auspumpen ließ. Zur Verwendung kamen zwei Harener Pünten (Selbstfahrer) von zusammen rd. 445 t Tragfähigkeit. Da die im Achterteil der Schiffe liegenden Wohn- und Maschinenräume gegen den Laderaum nicht wasserdicht abgeschlossen waren, mußte hier behelfsmäßig eine Schottwand eingebaut werden. Eine weitere Schottwand mußte etwa in der Mitte des Laderaumes aus folgendem Grunde vorgesehen werden.

Die verwendeten Schiffe hatten keine zur Querachse des Schiffes symmetrische Form, vielmehr waren die Schiffe vorn breiter als hinten. Durch den Einbau der hinteren Schottwand ging ferner ein Teil des Laderaumes verloren. Um die Mittelkraft der lotrechten Gewichte mit dem Auftrieb zusammenfallen lassen zu können, wäre es daher erforderlich gewesen, die Gerüstbauten nicht in die Mitte des Laderaumes zu stellen, sondern nach vorn zu rücken. Dieses war jedoch wegen der erheblichen Verbreiterung der Gerüste, die in Rücksicht auf eine weitgehende Druckverteilung auf den Boden der Schiffe nötig geworden wäre, nicht möglich. Es war daher mit Sicherheit zu erwarten, daß die Schiffe beim Füllen mit Wasserballast vorn tiefer eintauchen würden als hinten. Um dieses zu vermeiden und um den hinteren Teil der Schiffe mit einer höheren Wasserschicht als den vorderen Teil belasten zu können, wurde die mittlere Schottwand angeordnet.

Die Schottwände bestanden aus 5 cm starken Bohlen, die durch übereinander liegende Sprengwerke mit Spannriegeln und Zangen gegen die Seitenwände und den Boden der Schiffe abgesteift wurden. Um die Bohlenwände zu dichten, wurde vor ihnen eine 20 cm starke Mauer aus Beton aufgeführt und auf der Wasserseite verputzt. Die Mittelwand war gleichfalls aus Beton hergestellt und auf beiden Seiten verputzt. Die so hergestellten Schottwände haben sich gut bewährt.

Die Schiffe wurden am Nachmittag vor der eigentlichen Verschiebung unter die Brücke gefahren und festgekeilt. Um eine größere Fahrwassertiefe zu erzielen, wurde nach dem Unterfahren der Schiffe das Sicherheitstor am Ems-Brückenkanal geschlossen, und der Wasserspiegel während der darauffolgenden Nacht in dem Abschnitt Schleuse Münster—Sicherheitstor um 50 cm angespannt. Beim Absetzen der Brücke an der neuen Brückenstelle wurde der Wasserspiegel dann wiederum 50 cm gesenkt. Dies hatte auch den Vorteil, daß weniger Wasser in die Schiffe ein- und ausgepumpt zu werden brauchte.

Das Ein- und Auspumpen des Wasserballastes geschah durch eine Kreiselpumpe des Werkstattschiffes „Vulkan“. Obwohl die Pumpe 200 m³/Std. leistete, dauerte das Ein- und Auspumpen zu lange, und zwar deshalb, weil das Verlegen der aus eisernen Flanschenrohren bestehenden Saugleitung zu viel Zeit erforderte. Bei einer späteren ähnlichen Brückenverschiebung wurde das Werkstattschiff daher zum Ein- und Auspumpen nicht

Da nach dem Freischwimmen der Brücke die Brückendenen beiderseits überkragten, bekam ein Teil der aus Flacheisen bestehenden Schrägen Druckkräfte. Diese Schrägen waren daher vorher durch kräftige Rundhölzer ausgesteift worden. Obwohl die Rundhölzer in den Knotenpunkten der Gurtungen scharf angekeilt waren, nahmen sie den Druck doch nicht in dem erwarteten Maße auf. Hierdurch erhielt die Brücke eine gewisse Verwindung, was sich beim Hochschwimmen der Brücke dadurch bemerkbar machte, daß die vier Auflagerstellen nicht gleichzeitig von den vier Auflagern freikamen. Die Brücke mußte daher über das notwendige Maß abgehoben werden. Erschwerend wirkte hierbei der Umstand, daß die Brücke schief war. Bei der späteren zweiten Verschiebung dieser Brücke wurden daher unter Verzicht auf die Aussteifung mit Rundhölzern Gegenschrägen eingezogen (s. unter 4).

Die eigentliche Verschiebung um 500 m dauerte etwa 1/2 Stunde. Der Schiffsverkehr war etwa 24 Stunden, der Straßenverkehr etwa 46 Stunden gesperrt.

Die Verschiebung wurde von der Brückenbau-A.-G. Flender in Benrath ausgeführt.

2. Einschieben der neuen Schiffahrterdammbrücke (Abb. 2a bis 2c).

Die neue Schiffahrterdammbrücke (siehe unter 1) hat eine Spannweite von 76 m. Ihr Eigengewicht zur Zeit des Einschiebens betrug 314 t. Die Brücke wurde zunächst auf dem östlichen (rechten) Ufer zusammengebaut und dann

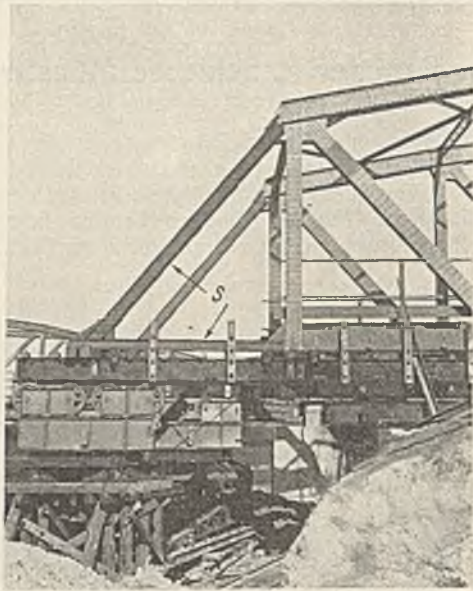


Abb. 2a. Linkes Brückennende vor dem Überschieben.

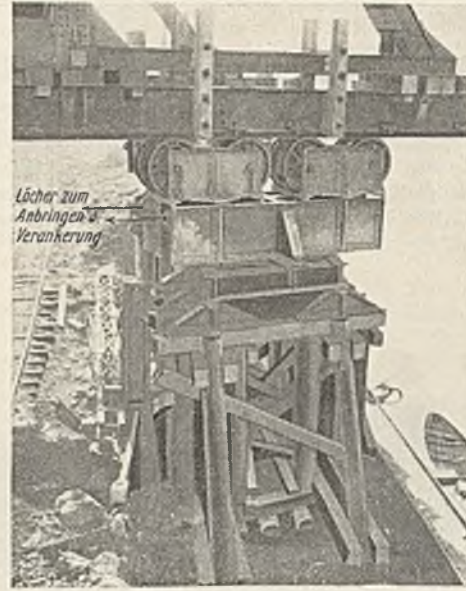


Abb. 2c. Hilfsbock H auf dem östlichen Kanalufer.

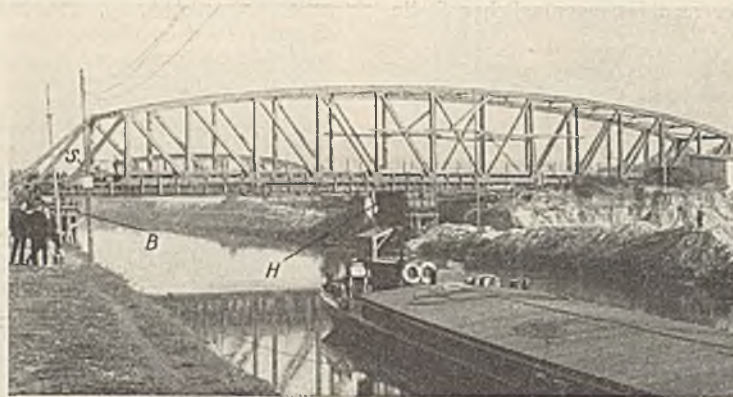


Abb. 2b. Die Brücke während des Überschiebens. Der Hilfsschnabel S hat den linken Hilfsbock B erreicht.



Abb. 2d. Rechtes Brückennende. Rollenlager und Rollbahn. Umlegen der Walzen während des Überschiebens.

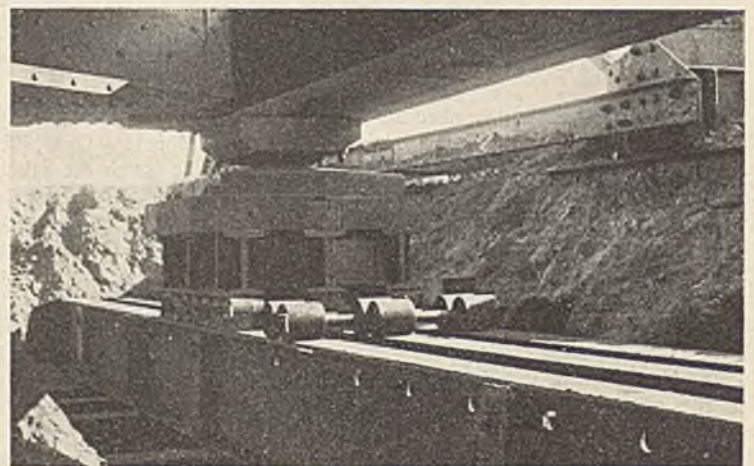


Abb. 2e. Rechtes Brückennende. Rollenlager und Rollbahn.

wieder verwendet (siehe unter 4). — Das Vorziehen der Brücke besorgten zwei Kolonnen, die auf den Leinpfaden gingen. Außerdem war auf jedem Leinpfad noch eine Kolonne zum Rückhalten aufgestellt, so daß im ganzen vier Kolonnen tätig waren. Die Leitung der Fahrzeuge geschah durch Zuruf von der Brücke aus an die Zugkolonnen.

nach dem westlichen (linken) Ufer über den Kanal vorgezogen. Zu diesem Zwecke wurde auf dem rechten Ufer ein aus 18 Pfosten bestehender und mit Rollenwagen versehener Hilfsbock H (Abb. 2a, 2b u. 2c) aufgebaut, über den die Brücke vorgezogen wurde. Das rechte Brückennende war hierbei ebenfalls durch ein auf einer Rollbahn laufendes Rollager

unterstützt. Die Schwerpunktlage der Brücke gegen Ende des Einschiebens bedingte besondere Maßnahmen zur Sicherung der Brücke gegen Überkippen. Zunächst wurde an das linke Brückenende ein 5 m langer Hilfsschnabel *S* — siehe in Abb. 2a u. 2b — vorübergehend angebaut. Außerdem wurde ein weiterer, aus zwölf Pfosten bestehender Hilfsbock *B* auf dem linken Ufer vor dem Widerlager errichtet (s. Abb. 2b). Hierdurch wurde erreicht, daß das westliche Brückenende auf dem westlichen Kanalufer rechtzeitig ein Auflager fand. Nachdem der Schnabel den linken Hilfsbock erreicht hatte, wurden die Rollenwagen auf dem rechten Hilfsbock ausgebaut, ein Teil von ihnen auf dem linken Hilfsbock aufgesetzt, die Brücke bis in ihre endgültige Stellung vorgezogen und mit Hilfe von Wasserdruckpressen auf die Auflager abgelenkt.

Das Vorziehen geschah mit Hilfe von Flaschenzügen und Kabelwinden. Desgleichen war eine Kabelwinde zum Rückhalten der Brücke angeordnet. Zur Erleichterung des Vorziehens der Brücke wurde die Rollenbahn in eine Neigung von 1:100 verlegt. Um für die Rollen auf den beiden Hilfsböcken bei dem Einschieben eine Laufbahn zu schaffen, wurden an die leicht gekrümmten Untergurte der Hauptträger in der linken Brückenhälfte je zwei Walzträger I 55 mit Kranschiene Nr. 3 angehängt (Abb. 2a u. 2b). Der Auflagerdruck wurde lediglich in den Knotenpunkten unter Verwendung von Sattelholzern übertragen, deren Höhe der jeweiligen Krümmung der Untergurte entsprach.

Der größte Druck auf den rechten Hilfsbock *H* (Abb. 2a, 2b u. 2c) betrug kurz vor Erreichung des linken Hilfsbockes rd. 288 t. Die Rollenwagen des rechten Hilfsbockes enthielten für jeden Untergurt acht Rollen, die zu je zwei auf einer Achse saßen und paarweise durch drei vollwandige Träger zu einem Rollenschemel vereinigt waren. Je zwei Rollenschemel waren auf einem Wagebalken aufgesetzt, der aus drei vollwandigen Trägern gebildet wurde. Auf diese Weise wurde erreicht, daß der Hilfsbock stets zentrisch belastet wurde. Zur Aufnahme des den Kopf des Hilfsbockes *H* wagerecht belastenden Rollwiderstandes waren die Wagebalken durch Drahtseile mit dem rechten Widerlager verankert. In Abb. 2c sind die Verankerungstau noch nicht angebracht, es sind jedoch die hierfür vorgesehenen Knotenbleche mit Löchern zu erkennen.

Das rechte Brückenende ruhte auf einem Rollenlager, dessen Druck durch Vermittlung eiserner Walzen auf die festgelegte Rollbahn übertragen wurde (Abb. 2d u. 2e).

Um den Auflagerdruck auf eine größere Zahl von Walzen zu verteilen, ruhte der obere Lagerkörper auf einer Unterlage aus Differdinger Trägern von 1,6 m Länge, die durch Stehbleche zusammengehalten wurden. Die bei dem Überschieben der Brücke benutzten Walzen von 100 mm Durchm. waren zu je zwei durch Flacheisen miteinander verbunden, wodurch ein Verschieben der Walzen verhindert wurde (Abb. 2e). Der Abstand der Walzen war so gewählt, daß immer sechs Walzen, d. h. drei Walzenrahmen, zur Druckübertragung vorhanden waren. Ein vierter Walzenrahmen wurde bei der Verschiebung vorgelegt. Die Walzen übertrugen den Lagerdruck auf eine in Neigung 1:100 verlegte Bahn von drei miteinander verschraubten I 50, die auf Holzschwellen ruhten. Die Schrägen und Pfosten der mittleren Brückenfelder wurden, da sie bei dem Überschieben erhebliche Druckkräfte bekamen, durch hölzerne Ver-

strebungen in der Trägerebene gegen Ausknicken gesichert (Abb. 2b). — Das Hinüberziehen der Brücke über den Kanal wurde am 12. Oktober 1924 von der Brückenbauanstalt Harkort in Duisburg ausgeführt und dauerte einen Vormittag.

3. Verschiebung der Copenrathbrücke (Abb. 3a bis 3c).

Die Copenrathbrücke lag etwa 500 m südlich der Schleuse Münster. Sie mußte wegen der beträchtlichen Erweiterung des oberen Vorhafens beseitigt werden. Ein Ersatzbau war

über die benachbarten Brücken geleitet werden konnte. Die Brücke hatte eine Stützweite von 31,79 m und nach Beseitigung des Bohlenbelages noch ein Eigengewicht von 40,8 t.

Die Brücke wurde am 30. November 1924 auf das westliche (linke) Kanalufer geschoben und hier abgesetzt. Das linke Brückenende wurde hierbei durch zwei auf Schienenbahnen laufende Wagen unterstützt, während das rechte Ende durch ein unter die Brücke gefahrenes Schiff von etwa 80 t Tragfähigkeit getragen wurde (Abb. 3a u. 3b). Die Brücke wurde alsdann mit Hilfe von Flaschenzügen und Kabelwinden vorgezogen. Zum Rückhalten der Brücke sowie zur seitlichen Führung waren ebenfalls Kabelwinden aufgestellt.

Da es sich um eine leichte Brücke handelte und der Auflagerdruck auf das Schiff nur etwa 42 t ausmachte, wurde bei dieser Verschiebung auf die Belastung des Schiffes durch Ballast ganz verzichtet. An beiden Ufern wurden nach dem Lande zu verankerte und an den unteren Enden drehbar gelagerte Galgen errichtet, an denen die Brückenenden mit Hilfe von Flaschenzügen aufgehängt wurden. Mit Hilfe des rechten (östlichen) Galgens wurde das rechte Brückenende vom Auflager abgehoben und unter Neigung des östlichen Galgens nach dem Kanal zu und unter Anziehen der an diesem Galgen hängenden Flaschenzüge auf das Schiffsgerüst gelegt (Abb. 3b). Ebenso wurde das rechte Brückenende, nachdem das Schiff am linken Ufer angekommen war, mit Hilfe des linken Galgens vom Schiff abgehoben und auf untergeschobene Wagen gesetzt. Als dann wurde die Brücke in die endgültige Lage auf der Brückenrampe vorgezogen (Abb. 3c).

Die Verwendung derartiger Galgen zum Abheben vom Auflager bzw. vom Schiff ist nur bei sehr leichten Brücken anwendbar, da bei schwereren Brücken die Ausbildung der Galgen zu verwickelt und zu teuer werden würde. Im übrigen

ist die Verwendung von Galgen nach den hier gemachten Erfahrungen wenig zu empfehlen. Die Neigung des Galgens muß während des Abhebens der Brücke dauernd verändert werden, damit die an dem oberen Querträger des Galgens aufgehängten Flaschenzüge immer senkrecht hängen. Infolgedessen muß auch die Höhenlage des Brückenendes mittels der am Galgen hängenden Flaschenzüge dauernd geregelt werden. Diese Arbeiten nehmen viel Zeit in Anspruch.

Die unteren Enden der Galgenstiele müssen dicht vor den Widerlagern gelenkartig gelagert werden. Die Durchbildung dieser Gelenke wird im allgemeinen nur dem vorübergehenden Zweck entsprechend sein können. Durch gewisse, nicht zu vermeidende geringe Ungenauigkeiten in der Lagerung der Galgenfüße kommen beim Neigen der Galgen Verwindungen und ruckartige Bewegungen in die Bauteile, die leicht zu einem



Abb. 3a. Abheben des rechten Brückenendes von dem Widerlager.



Abb. 3b. Das rechte Ende ist kurz vor dem Anlandschieben der Brücke auf das Schiffsgerüst abgesetzt. Die Flaschenzüge werden gerade von dem Obergurte gelöst.



Abb. 3c. Abheben des rechten Brückenendes vom Schiff nach dessen Ankunft am linken Ufer.

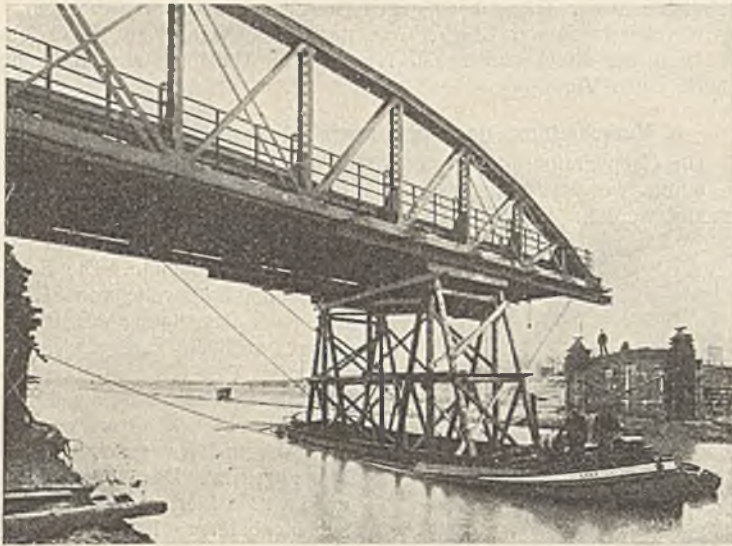


Abb. 4a. Das rechte Brückenende wird während des Überschiebens von dem Schiffsgüst getragen.



Abb. 4b. Das Schiff hat das linke Kanalufer erreicht.



Abb. 4c. Das Schiff und Gerüst wird nach der Überfahrt gegen das Widerlager abgesteift. Im Hintergrunde die neue Brücke.

Bruch des Galgens, der Ketten und Flaschenzüge führen können. Außerdem ist ein völlig gleichmäßiges Anziehen bzw. Nachlassen der die Galgen haltenden Taue und der die Brückenenden tragenden Flaschenzüge kaum durchführbar. Auch hierdurch entstehen leicht Verwindungen des Galgens, die Erschütterungen und Stöße verursachen können.

Das Bockgerüst im Schiff war so ausgebildet, daß die Hauptträger nur in einem Punkte unterstützt wurden. Um ein Drehen des Gerüsts

um diesen Punkt und damit ein Weggleiten des Schiffes unter der Brücke zu verhindern, wurden Schiff und Schiffsgüst gegen die Brücke durch einen Dreieckverband zug- und drucksicher abgesteift. Diese Anordnung hat sich bewährt.

Die Verschiebung wurde von der Brückenbauanstalt Harkort in Duisburg ausgeführt und dauerte einen Vormittag.

4. Zweite Verschiebung der alten Schifffahrterdammbücke (Abb. 4a bis 4e).

Es handelt sich hier um die endgültige Beseitigung der bereits unter 1 erwähnten alten Schifffahrterdammbücke. Die Brücke wurde auf das westliche (linke) Kanalufer geschoben und hier abgesetzt. Zu diesem Zwecke wurde das linke Brückenende durch zwei Walzenlager unterstützt. Unter das rechte Brückenende wurde ein mit Wasserballast belastetes und mit Gerüstböcken versehenes Schiff von 130 t Tragfähigkeit gefahren und leergepumpt. Das Brückenende wurde somit zum Schwimmen gebracht (Abb. 4a). Hierauf wurde die ganze Brücke mit Hilfe von Flaschenzügen und Kabelwinden so weit vorgezogen, bis das Schiff das linke Kanalufer erreichte (Abb. 4b u. 4c). Zum Rückhalten der Brücke und zur seitlichen Führung waren ebenfalls Kabelwinden angeordnet. Die Rückhalte- und Führungskabel sind in Abb. 4b u. 4c zu erkennen.

Als das Schiff das linke Ufer erreichte, lag der Schwerpunkt der Brücke noch nicht über dem Widerlager. Die Brücke mußte daher über das Schiff selbst noch so weit vorgerollt werden, bis ein Unterstützen der rechten Brückenhälfte auf dem Lande möglich war. Erst dann konnte die Brücke gegen Kippen nach dem Kanal zu gesichert werden. Zu diesem Zwecke war auf dem Schiffsgüst unter jedem Hauptträger eine Trägerlage von vier I 30 eingebaut und auf den Trägern in deren Mitte ein 50 cm langes Rollager vorgesehen (Abb. 4d). Nach Anknüpfen des Schiffes am linken Ufer wurde es in Höhe des Wasserspiegels und das Schiffsgüst in seiner

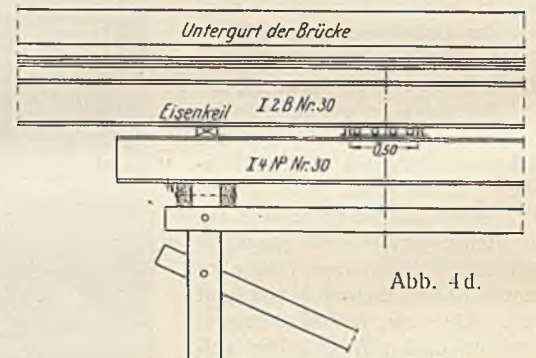


Abb. 4d.

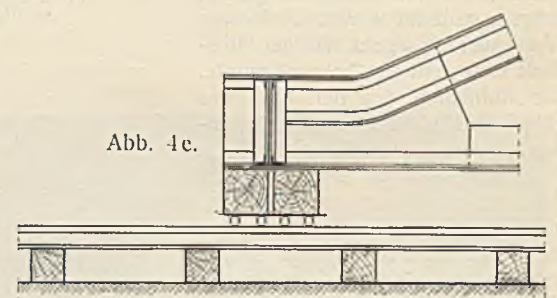


Abb. 4c.

Oberkante durch kräftige Rundhölzer gegen das Widerlager abgesteift, um den beim Vorrollen der Brücke auftretenden Schub auf das Widerlager zu übertragen und ein Umkippen des Schiffes zu verhüten (Abb. 4c). Außerdem wurden das Schiff und das Schiffsgüst durch über Kreuz laufende Drahtseile mit dem linken Widerlager verspannt und das obere Ende des Schiffsgüsts zur Sicherheit nach dem rechten Widerlager zu durch Drahtseile verankert.

Hierauf wurde die Brücke über das Schiff so weit vorgerollt, bis das rechte Brückenende das Rollager auf dem Schiff erreicht hatte. Alsdann wurde ein Rollager auf dem Lande unter das rechte Brückenende eingebaut und die Brücke bis zur endgültigen Lage vorgezogen.

Um eine Bahn für das Rollager auf dem Schiff zu schaffen, waren unter die Hauptträger des rechten Brückenendes je zwei Differdinger Träger Nr. 30 gehängt, die unter Verwendung von Sattelhölzern den Druck auf die Knotenpunkte der Brücke übertrugen (Abb. 4a u. 4b). Der größte

Auflagerdruck auf das Schiff betrug 83,2 t, während das Eigengewicht der Brücke nach Entfernung der aus Beton und Schotter bestehenden Fahr-
bahnabdeckung noch 105 t ausmachte.

Um ein Pendeln des Schiffes um das auf dem Gerüst ruhende Roll-
lager während der Überfahrt über den Kanal zu vermeiden, wurde das
Schiff beiderseits durch eingeschobene eiserne Keile gegen den Untergurt
festgelegt. Während der Überfahrt wurde das Rollager außerdem durch
beiderseits vorgeschraubte Winkeleisen gesichert. Weiterhin wurde das
Schiffsgefaß mit der Brücke durch Drahtseile verspannt. Die Rollen des
Walzenlagers bestanden aus Rundeisenstäben von 6 cm Durchm. Sie
liefen auf einer 50 cm langen Eisenplatte und mußten nach Freiwerden
immer wieder einzeln vorgelegt werden.

In ähnlicher Weise wie auf dem Schiff war auch das Rollager am
linken Brückeneinde ausgebildet (Abb. 4e).

Beim Verschieben der Brücke kragte das rechte Brückeneinde aus.
Die schlaffen Schrägen erhielten dadurch teilweise Druck und mußten
gegen Ausknicken gesichert werden. Dieses geschah durch Einziehen von
Gegenschrägen. Diese Anordnung hat sich besser bewährt als das Aus-
steifen der schlaffen Schrägen mit Rundhölzern (siehe unter 1).

Das Voll- und Leerpumpen des Schiffes geschah in diesem Falle
nicht durch das Werkstattschiff, sondern durch zwei kleine Kreiselpumpen,
die durch unmittelbar gekuppelte Elektromotoren angetrieben wurden,
und deren Saugleitungen aus beweglichen Spiralschläuchen bestanden.
Die Pumpen waren auf dem Heck des Schiffes aufgestellt (Abb. 4c). Sie
leisteten nicht nur beim Voll- und Leerpumpen des Schiffes, sondern auch
bei der Regelung der Höhenlage des Schiffes, als die Brücke über das
Schiffsgerüst vorgezogen wurde, ausgezeichnete Dienste. Die Leistung
der beiden Pumpen betrug zusammen 60 m³/Std.

Durch die auf dem Schiffsgerüst liegenden acht I 30, die die beiden
Rollager trugen, wurde die Standsicherheit des Schiffes ungünstig beein-
flußt. Sie wurde durch den beweglichen Wasserballast noch vermindert.

Das Unterfahren des mit Wasser belasteten Schiffes unter die Brücke
konnte nur mit größter Vorsicht geschehen. Das Schiffsgerüst mußte
hierbei nach beiden Ufern durch Drahtseile gehalten werden. Bei künftigen,
ähnlichen Ausführungen scheint es daher empfehlenswert, die eisernen
Trägerlagen erst aufzubringen, nachdem das Schiff unter die Brücke ein-
gefahren ist.

Um an der Verschiebestelle eine größere Wassertiefe zu erzielen
und das Schiff näher an das Ufer heranbringen zu können, war ursprünglich
geplant, das Sicherheitstor am Emsbrückenkanal zu schließen und die
7,4 km lange Haltung Schleuse Münster—Ems-Brückenkanal wie unter 1
etwas anzuspinnen. Die Anspannung ließ sich jedoch in diesem Falle
aus folgendem Grunde nicht durchführen. Am Tage vor der Verschiebung
wurde mehrfach geschleust. Nachmittags um 5 Uhr wurde das Sicherheits-
tor am Ems-Brückenkanal niedergelegt. Als mit der Anspannung des
Wasserspiegels begonnen werden sollte, stellte sich heraus, daß in der
Haltung Schleuse Münster—Sicherheitstor erhebliche Schwankungen des
Wasserspiegels auftraten, die eine Anspannung unmöglich machten. Mit
diesen Schwankungen war zwar von vornherein gerechnet worden, jedoch
war nicht vorzusehen, daß sie so erheblich sein würden. Die größte
gemessene Wasserspiegelschwankung betrug 57 cm. Die Spiegelschwankun-
gen wurden einmal durch die Schleusungswellen verursacht, die er-
fahrungsgemäß besonders stark in kurzen Haltungen auftreten. Sie wurden
zum anderen noch dadurch verstärkt, daß am Vortage der Verschiebung,
etwa mittags, unerwartet Windstille eintrat. Während tagelang vorher ein
kräftiger Südwestwind geweht und das Wasser von der Schleuse Münster
nach Norden fortgetrieben hatte, flutete nunmehr das Wasser plötzlich
zurück, wodurch die Spiegelschwankungen verstärkt wurden.

Die Brückenverschiebung wurde von der Firma C. H. Jucho in Dort-
mund am 22. Februar 1926 ausgeführt. Das Schiff wurde am Nachmittag
vorher unter die Brücke gefahren. Die eigentliche Verschiebung begann
am nächsten Morgen und dauerte etwa 12 Stunden.

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

Alle Rechte vorbehalten.

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

(Fortsetzung aus Heft 2.)

III. Versuche über das Widerstandsmoment gepreßter Larssen-Bohlen.

a) Ausführung der Versuche.

Die Vereinigten Stahlwerke A.-G. — Abteilung Dortmunder Union in
Dortmund — haben die Wirkung der Pressung des Schlosses der Larssen-
Wand durch Versuche geprüft. Der Verfasser hat den Plan dieser Ver-
suche gemeinsam mit den Herren der Vereinigten Stahlwerke festgestellt
und ihre Ausführung überwacht. Man ging von vornherein davon aus,
daß Belastung durch Erddruck ausscheiden, daß man vielmehr genau
nachprüfbar Lasten verwenden müsse. Aus dem gleichen Grunde konnte
es auch nicht in Betracht kommen, die Spundbohlen einzurammen und

Länge. Die Platte war 0,50 m von beiden Enden entfernt auf diesen
Längsträgern mittels eines zwischengeschalteten Breitflanschträgers Nr. 30
aufgelagert. Die Belastung wurde durch verschiebbare Rahmen, die um
die Platte und die Längsträger herumgriffen, in der Weise vorgenommen,
daß durch Wasserdruckpressen, die zwischen die Rahmen und die Platte
gesetzt waren, die Platte und die Längsträger in Richtung aufeinander zu
durchgebogen wurden. Die Wasserdruckpressen hatten einen Hub von
150 bis 160 mm, ihr Kolben einen Durchmesser von 125 mm.

Die Lastübertragung zwischen der Platte einerseits und den Quer-
trägern unter den Wasserdruckpressen sowie den die Auflager bildenden
Breitflanschträgern andererseits wurde durch nach der Bohlenform geschnittene
Eichenhölzer vermittelt. Die Hölzer wurden vor Beginn der Belastung,

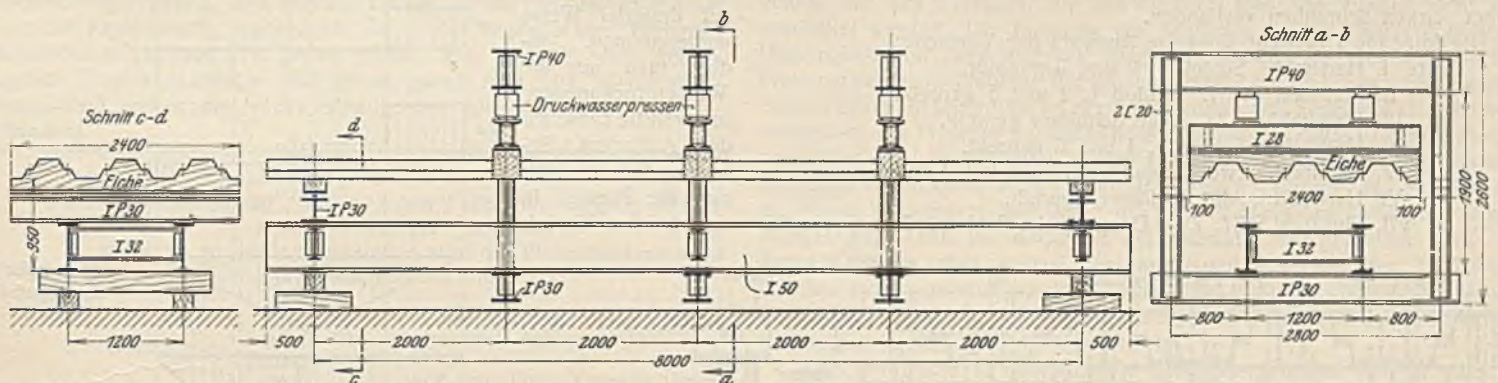


Abb. 13. Versuchseinrichtung.

irgendwie zu belasten, weil dann die Art der Einspannung unbekannt
gewesen wäre und dieselbe Unsicherheit in die Rechnung gebracht hätte.
Allenfalls kam in Frage, die Bohlen an einem Ende einzubetonieren und
so eine lediglich bestimmbare Einspannung zu schaffen, doch war das ge-
wünschte Ziel ebenso gut und mit erheblich geringeren Mitteln zu er-
reichen, wenn man die Bohlen frei auflagerte.

Die Versuche wurden mit Platten ausgeführt, die aus je 5 Einzel-
bohlen und je 2 halben Einzelbohlen der Größe II der nietlosen Larssen-
Wand gebildet wurden. Die Platten waren 9 m lang; sie wurden als
Träger auf zwei Stützen mit einer Spannweite von 8 m frei aufgelagert.
Abb. 13 bis 15 zeigen die Versuchseinrichtung. Unter der Spundwand-
platte lagen zwei durch Querträger verbundene I 50 von ebenfalls 9 m

wo es nötig war, durch Einschieben dünner Eisenplatten zum satten An-
liegen gebracht.

Die Durchbiegungen wurden an drei Stellen der freien Länge der
Bohlen gemessen, indem der Höhenunterschied der nach oben liegenden
Bohlenrücken gegen drei unabhängig von der Biegungseinrichtung stehende
Holzgerüste festgestellt wurde (Abb. 16). Zu diesem Zwecke wurden auf
die Bohlen in der Ebene der Gerüste Eisenstücke gelegt, an denen eine
Schnur befestigt war, die nach oben über eine Messingrolle führte und
am freien Ende ein Gegengewicht trug. Auf der Achse der Rolle war der
Zeiger eines Zifferblattes befestigt, der bei 100 mm Durchbiegung eine volle
Umdrehung machte. Da an drei Gerüsten über jedem der drei Bohlen-
rücken gemessen wurde, waren zusammen neun Meßstellen vorhanden.

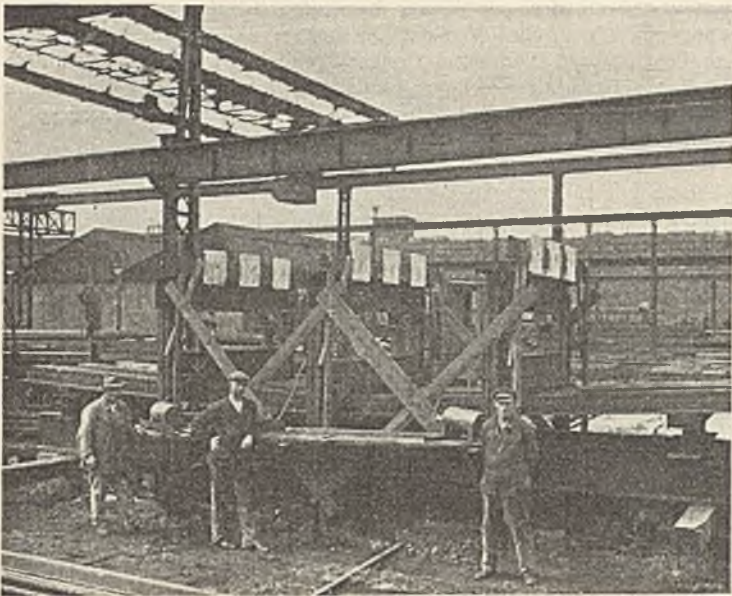


Abb. 14. Versuchseinrichtung.

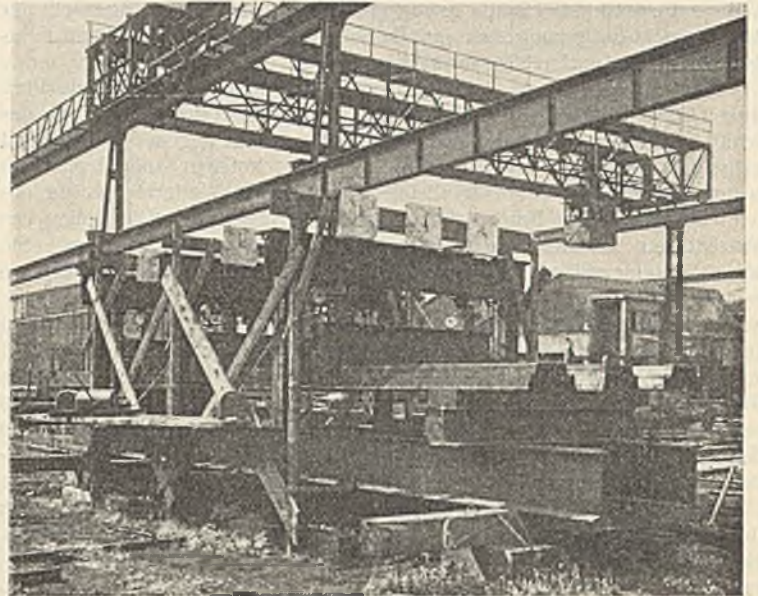


Abb. 15. Versuchseinrichtung.

Im ganzen wurden mit sieben derartigen Platten Versuche gemacht. Als Eisen wurde „Flußstahl St 37“ und „Hartstahl“ mit einer Festigkeit von 50 bis 60 kg/mm² und einer Dehnung von mindestens 18% verwendet. Jedes zweite Schloß war gepreßt, bei zwei Platten waren sämtliche Schloßer gepreßt. Auf 1 m Bohle kamen drei Preßstellen, in einem gepreßten Schloß lagen also auf der vollen Bohlenlänge (9 m) 27 Preßstellen. Zwei Platten waren 0,60 m innerhalb der Auflager, also 1,10 m von beiden Enden entfernt, mit einem Doppelgurt aus $\square 20$ verholmt, um die Wirkung der Verholmung auf das Widerstandsmoment zu prüfen. Zwischen den \square -Eisen waren nach Abb. 17 in den Wellen der Wand Futter aus 30 cm langen $\square 18$ mit einer 9 mm starken Kopfplatte eingesetzt. Jede Einzelbohle war mit dem Doppelgurt durch eine durchgehende, 22 mm starke Schraube, mit den Futterstücken und dem einen \square -Eisengurt durch vier kurze, 19 mm starke Schrauben verbolzt. Mit dem anderen \square -Eisengurt waren die gegenüberliegenden Flansche der \square -Eisenfutter ebenfalls mit vier kurzen, 19 mm starken Schrauben verbunden.

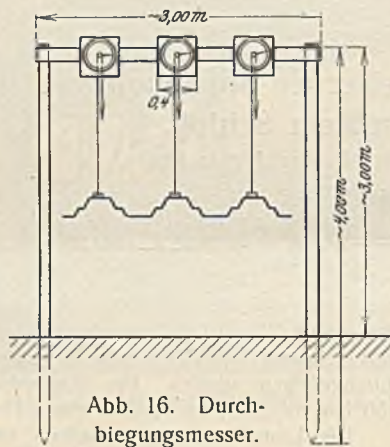


Abb. 16. Durchbiegungsmesser.

Die folgende Übersicht zeigt die Auswahl der Versuche:

- Platte I. Hartstahl. Schloß 1, 3 und 5 gepreßt.
- II. Flußstahl St 37. Schloß 1, 3 und 5 gepreßt.
- III. Flußstahl St 37. Alle Schloßer gepreßt.
- IV. Hartstahl. Schloß 2, 4 und 6 gepreßt.
- V. Hartstahl. Zwei Doppelgurte. Schloß 2, 4 und 6 gepreßt.
- VI. Hartstahl. Alle Schloßer gepreßt.
- VII. Flußstahl St 37. Zwei Doppelgurte. Schloß 1, 3 und 5 gepreßt.

Erwähnt sei noch, daß die zulässige Spannung nach den preußischen Hochbauvorschriften vom 25. Februar 1925 bei Flußstahl St 37 1200 kg/cm², bei hochwertigem Baustahl St 48 1560 kg/cm² beträgt, bei dem verwendeten Hartstahl also bei gleicher Sicherheit mit $50 \cdot 1560 = 1625 \text{ kg/cm}^2$ angesetzt werden darf. Die Streckgrenze liegt bei St 37 bei 2400 kg/cm², bei St 48 bei 3120 kg/cm², bei dem Hartstahl 50 bis 60 kg/mm², also bei 3250 kg/cm².

Die Belastung der Platten wurde auf dreierlei Weise vorgenommen, indem man nur die Wasserdruckpressen in der Mitte zwischen den Auflagern (Belastungsfall a) oder nur die Pressen in den beiden Viertel-

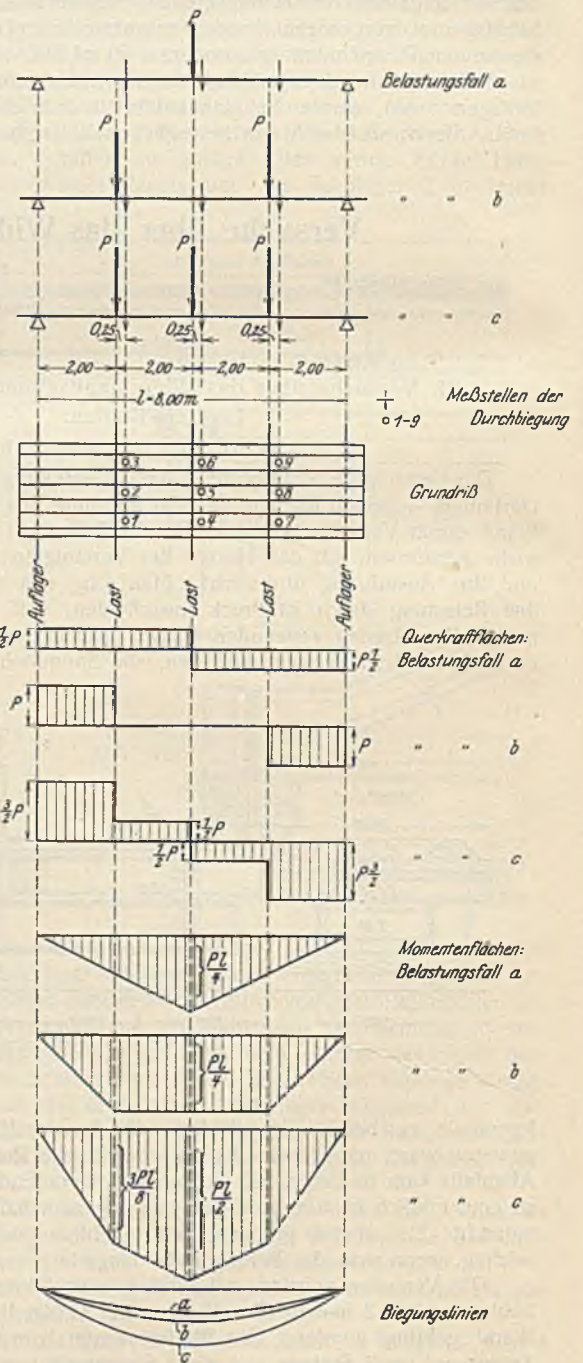


Abb. 18. Belastungsfälle und Meßstellen.

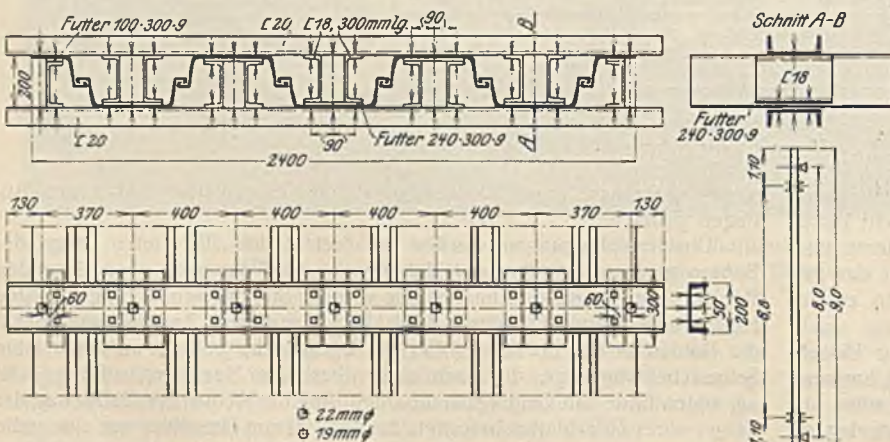


Abb. 17. Verholmung der Versuchsplatten.

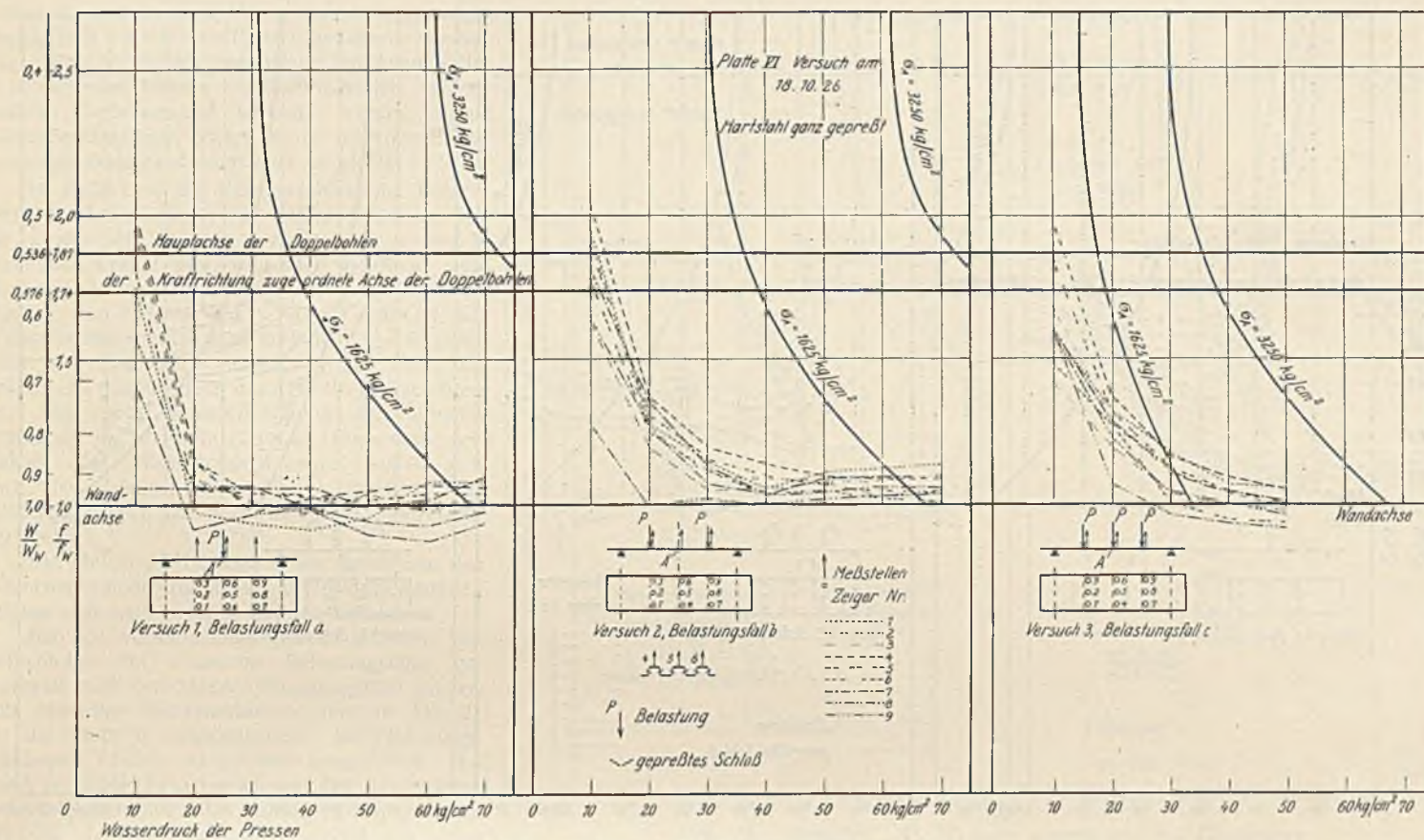


Abb. 19. Platte VI. Hartstahl, ganz gepreßt.

punkten der Spannweite (Belastungsfall b) oder alle Pressen gleichzeitig (Belastungsfall c) wirken ließ. Von der Möglichkeit, die Belastungsrahmen zu verschieben, wurde kein Gebrauch gemacht.

Die Durchbiegungen wurden nicht unmittelbar unter den Lasten, sondern des leichteren Messens halber 0,25 m daneben, nach dem rechten Auflager zu gemessen. Die gemessenen Durchbiegungen wurden dann mit den rechnerisch sich ergebenden verglichen.

Die Größe der Durchbiegungen wird errechnet aus dem Wasserdruck der Pressen und dem Widerstandsmoment der Wand, das als vorhanden angesehen wird. Ist p der Wasserdruck in kg/cm^2 , so ist die Durchbiegung

$$f = \alpha p.$$

Der Wert α ist verschieden je nach Lage der Meßstelle und der angenommenen Größe des Widerstandsmomentes, er ist für die verschiedenen obengenannten Werte der Widerstandsmomente und die in Abb. 18 angegebenen Belastungsfälle und Meßstellen in der nachstehenden Zusammenstellung gegeben. Die Werte α für das auf die Hauptachse und das auf die der Krafrichtung zugeordnete Achse der Doppelbohlen bezogene Widerstandsmoment sind fast genau gleich, weil die auf beide Achsen bezogenen Trägheitsmomente fast genau gleich sind (die Widerstandsmomente sind wegen des verschieden großen Abstandes der Randfaser verschieden).

Belastungsfall	Meßstelle	Wert α in der Gleichung $f = \alpha p$, worin f die Durchbiegung in mm, p der Wasserdruck in kg/cm^2 , wenn als vorhanden angesehen wird das Widerstandsmoment bezogen auf die			
		Wandachse	Achse der Einzelbohlen	der Krafrichtung zugeordnete Achse	
				der gepreßten Doppelbohlen	
		α_W	α_E	α_D	α_H
a	1, 2, 3	0,462	1,278	0,862	0,862
	4, 5, 6	0,608	1,684	1,136	1,136
	7, 8, 9	0,376	1,040	0,704	0,704
b	1, 2, 3	0,666	1,846	1,244	1,244
	4, 5, 6	0,838	2,318	1,564	1,564
	7, 8, 9	0,552	1,526	1,028	1,028
c	1, 2, 3	1,128	3,124	2,106	2,106
	4, 5, 6	1,446	4,002	2,700	2,700
	7, 8, 9	0,928	2,566	1,732	1,732

Leider haben die Versuche mit den Platten III und IV kein brauchbares Ergebnis geliefert, da die Manometer der Wasserdruckpressen nicht

sämtlich genau arbeiteten, wie die Nachprüfung ergab. Doch genügen die Versuche mit den übrigen Platten zur Beurteilung der Wirkung des Schlosses. Der Einfluß der Pressung des Schlosses der Doppelbohle ist für Flußstahl St 37 bei Platte II, für Hartstahl bei Platte I untersucht worden, im Zusammenwirken mit den Doppelgurten an beiden Enden der Platte für Flußstahl St 37 bei Platte VII, für Hartstahl bei Platte V, der Einfluß der Pressung aller Schloßer für Hartstahl bei Platte VI.

b) Ergebnisse der Versuche.

1. Voll gepreßte Platte.

Am unmittelbarsten kann man die Wirkung der Pressung des Schlosses bei Platte VI feststellen, bei der alle Schloßer gepreßt sind, denn der Versuch muß hier das volle, auf die Wandachse bezogene Widerstandsmoment aufweisen, wenn durch die Pressung eine so feste Verbindung der Bohlen erreicht wird, daß die Platte als einheitlicher Körper wirkt. Leider konnte bei den Versuchen ein das Ergebnis trübender Einfluß nicht ausgeschaltet werden: Die Pressung der Schloßer konnte nicht mit gleicher Genauigkeit und Zuverlässigkeit ausgeführt werden wie bei der üblichen Pressung der Doppelbohlen. Bei letzteren laufen die zusammenzupressenden Bohlen beide auf Laufrollen an der Presse vorbei und liegen dabei verhältnismäßig fest. Die Pressung der ersten beiden Bohlen der Platte VI konnte ebenso ausgeführt werden, mit jeder zu den beiden ersten Bohlen hinzukommenden Halbwellenbohle wurde aber die sichere Führung der Bohlen vor der Presse schwieriger und damit die Güte der Pressung verringert. Dieser Mangel zeigte sich besonders bei der ebenfalls voll gepreßten Platte III, deren Versuche aber wegen des ungenauen Arbeitens der Manometer ohnehin nicht verwertet werden können. Bei Platte VI konnte ein besseres Ergebnis erreicht werden, doch bleibt zu beachten, daß auch hier die Pressung in ihrer Güte beeinträchtigt ist.

Die mit Platte VI gewonnenen Versuchsergebnisse sind in Abb. 19 dargestellt. Der besseren Übersicht halber sind nicht die gemessenen Durchbiegungen f aufgetragen, sondern ihr Verhältnis zu der rechnerisch ermittelten Durchbiegung, die sich unter Einsetzung des auf die Wandachse bezogenen Widerstandsmomentes ergibt. Der seitlich angegebene Maßstab ermöglicht das unmittelbare Abgreifen des Verhältnisses des wirklichen Widerstandsmomentes zu dem auf die Wandachse bezogenen.

Die Abszissen bezeichnen den Wasserdruck der Pressen, der stufenweise an den Manometern abgelesen ist. Außerdem sind für alle drei Belastungsfälle die Linien eingetragen, die angeben, bei welcher Belastung in der Mitte der freien Spannweite der Platte, also da, wo das größte Moment auftritt, die zulässige Spannung und die Streckgrenze erreicht wird. Die Linien sind ermittelt, indem für bestimmte Größen des Widerstandsmomentes die Wasserdrücke berechnet sind, die eine Beanspruchung des Eisens in dieser Höhe zur Folge haben.

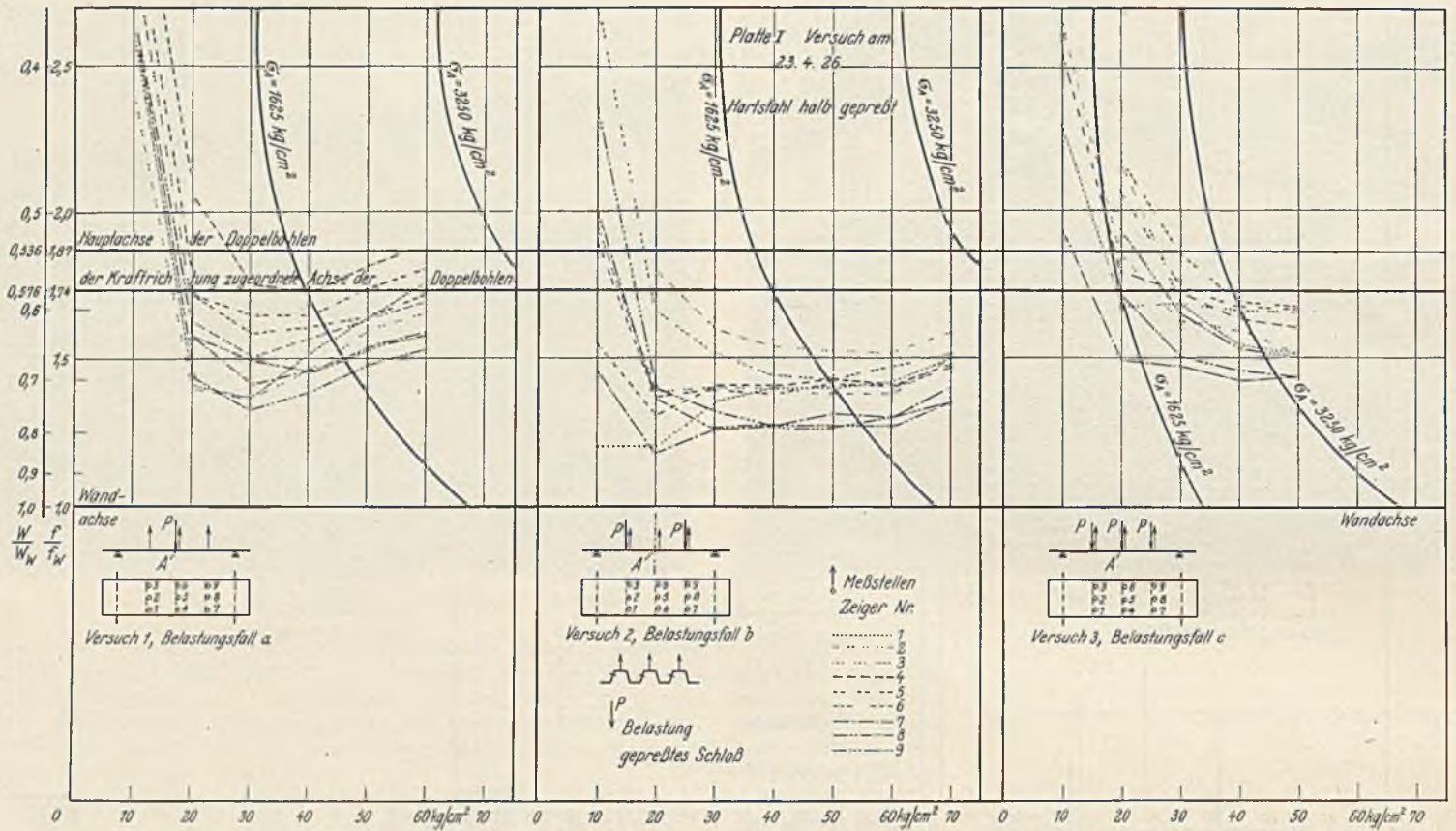


Abb. 20. Platte I. Hartstahl, halb gepreßt.

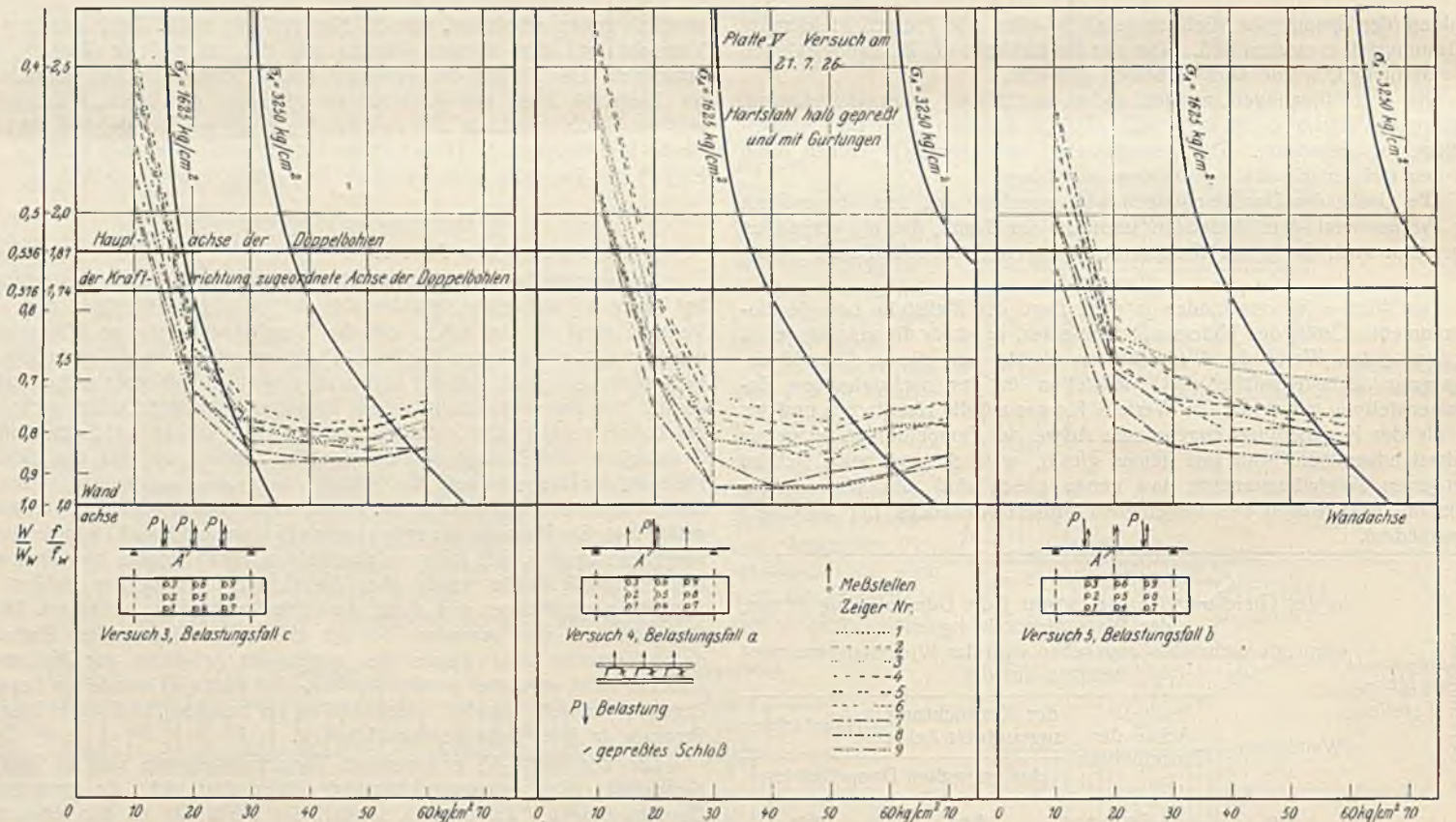


Abb. 21. Platte V. Hartstahl, halb gepreßt und mit Gurtungen.

Die Verhältniszahlen der Durchbiegungen sind für jede Wasserdruckstufe und für jede Meßstelle aufgetragen, die Werte einer jeden Meßstelle sind durch Linien verbunden. Die Streuung dieser Linienscharen zeigt die Ungenauigkeit der Messungen, die hervorgerufen ist besonders durch das verschiedenartige Anliegen der Last- und Auflagerquerträger, durch die Fehler der Manometer und der Biegunsmesser, sowie durch die Ablesfehler.

Die Linienscharen zeigen bei allen Belastungsfällen ungefähr den gleichen Verlauf. Bei Beginn der Beanspruchung ist die Wirkung der Pressung des Schloßes gering, offenbar weil in den Preßstellen etwas

Spiel vorhanden ist. Die Wirkung steigt mit der Beanspruchung, und zwar im Belastungsfalle a schneller als im Falle b. Die verschiedene Wirkung erklärt sich ohne weiteres daraus, daß die durch die Biegung im Schloß hervorgerufene Schubkraft, die den Widerstand der Preßstellen zu überwinden bestrebt ist, geradlinig abhängig ist von der Querkraft. Die Querkraft ist für die drei Belastungsfälle in Abb. 18 dargestellt, ebenso die Momentenflächen und die Biegunslinien. Obwohl im Falle a die Beanspruchung der Bohlen am geringsten ist (die Spannungsflächen haben dieselbe Form wie die Momentenflächen), verteilt sich hier doch die Querkraft über die ganze Spannweite, während sie im Falle b

zwischen den in den Viertelpunkten stehenden Lasten Null ist. Da im Falle b auf dieser Strecke (die gleich der halben Spannweite ist) Schubkräfte nicht auftreten, können nur die Preßstellen in den äußeren Viertelstrecken wirksam werden. Das Widerstandsmoment steigt daher mit der Beanspruchung bedeutend langsamer an als im Falle a.

Im Falle c ist die Beanspruchung der Bohlen erheblich höher als in den Fällen a und b. Da die Lasten die Summe der im Falle a und b wirkenden Lasten sind, sind auch Querkraft- und Momentenflächen die Summen der entsprechenden Flächen der Fälle a und b. Der Größtwert des Widerstandsmomentes wird im Falle c erst erreicht, wenn die zulässige Spannung in der Mitte der Spannweite (im Punkte A der Abb. 19) überschritten ist. Das unter Berücksichtigung der höheren Spannung im Verhältnis zu a langsamere Ansteigen des Widerstandsmomentes erklärt sich auch hier daraus, daß die Querkraft in der mittleren Strecke der Spannweite verhältnismäßig gering ist.

Die gleichen Unterschiede im Anwachsen des Widerstandsmomentes in den drei Belastungsfällen zeigten sich auch bei den übrigen Versuchen.

Bei den verschiedenen Platten wurde in der Reihenfolge der einzelnen Belastungsfälle gewechselt, auch verschiedene Belastungsfälle wiederholt (derartige Wiederholungen sind in Abb. 21 für die Platte V aufgezeichnet). Die Messungsergebnisse blieben so gut wie unverändert. Dadurch ist zugleich nachgewiesen, daß durch öftere Belastung innerhalb der zulässigen Grenzen die Wirkung der Pressung nicht nachläßt, das unten noch zu erörternde Zurückgehen des Widerstandsmomentes bei den nur halb gepreßten Platten (Abb. 20 bis 22) ist nicht auf Nachgeben der Preßstellen zurückzuführen. Bei den Versuchen konnte ein Nachgeben der Preßstellen nirgends festgestellt werden. Die Grenze der Beanspruchung, bei der die Pressung nachgibt, ist durch besondere Versuche, die in Abschnitt IV noch besprochen werden, festgestellt worden.

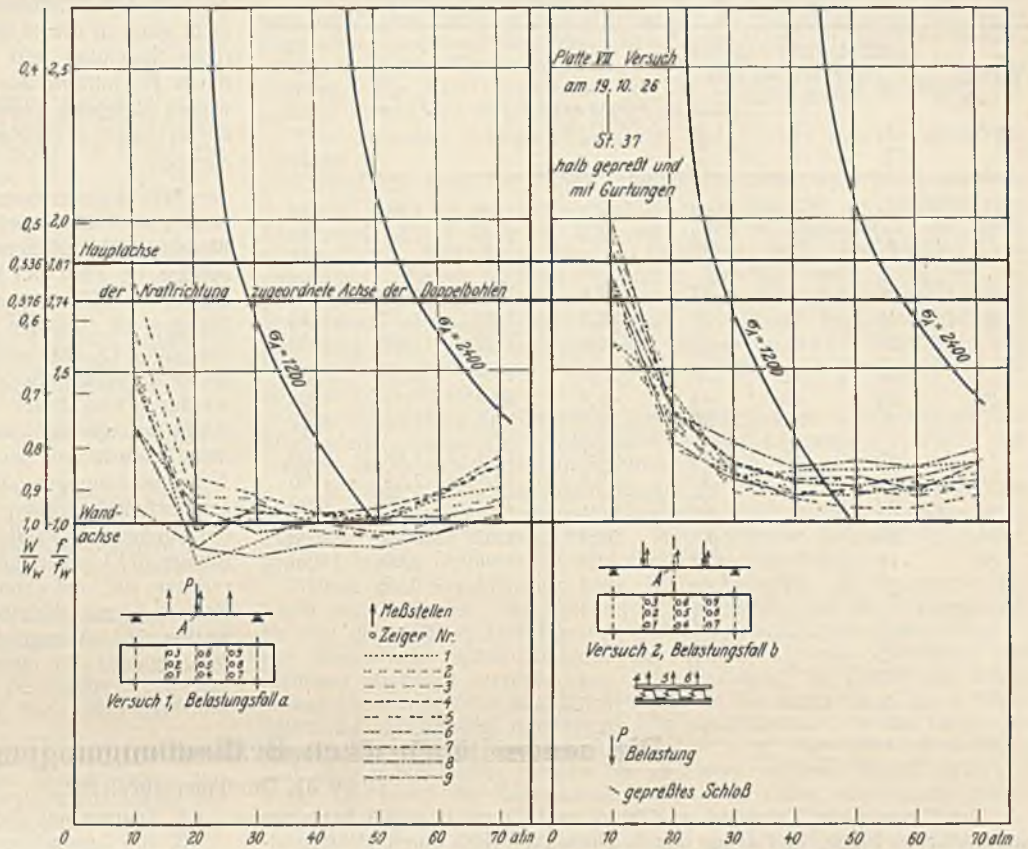


Abb. 22. Platte VII. St. 37, halb gepreßt und mit Gurtungen.

Die nachstehende Zusammenstellung enthält die zu Abb. 19 gehörenden Zahlenwerte. Die Rechnungswerte der Durchbiegungen $f_W = \alpha_W p$ ergeben sich aus der obigen Zusammenstellung der Werte für α (S. 51). Am Schlusse der Zahlen eines jeden Versuches sind die bei Entlastung der Platte verbliebenen Durchbiegungen angegeben. Die Formänderungen, die das Eisen während der Durchbiegung an den Preßstellen erleidet,

Zusammenstellung der Zahlenwerte der Versuche mit Platte VI.

Versuch Nr. 1. Belastungsfall a.

Versuch Nr. 2. Belastungsfall b.

Wasserdruck kg/cm ²	Durchbiegung f in mm, gemessen an den Meßstellen			f_W in mm (gerechnet, bezogen auf die Wand- achse)	$f : f_W$		
	1 4 7	2 5 8	3 6 9				
10	8	8	9	4,6	1,74	1,74	1,96
	12	11	12	6,1	1,97	1,80	1,97
	4	6	5	3,8	1,06	1,58	1,32
20	9	10	10	9,2	0,98	1,09	1,09
	14	13	14	12,2	1,15	1,06	1,15
	8	8	7	7,6	0,79	1,06	0,92
30	13	14	14	13,9	0,94	1,01	1,01
	18	19	19	18,2	0,98	1,04	1,04
	12	12	11	11,3	1,06	1,06	0,97
40	17	18	18	18,5	0,92	0,97	0,97
	25	25	25	24,3	1,03	1,03	1,03
	16	15	15	15,1	1,06	0,99	0,99
50	24	23	22	23,1	0,96	1,00	1,04
	32	31	30	30,4	1,05	1,02	0,99
	19	18	17	18,9	1,00	0,95	0,90
60	30	28	27	27,7	1,08	1,01	0,98
	39	38	36	36,5	1,07	1,04	0,99
	23	21	20	22,7	1,02	0,93	0,88
70	35	33	32	32,3	1,08	1,02	0,98
	45	44	43	42,6	1,06	1,04	1,01
	29	26	25	26,5	1,10	0,98	0,94
0	4	4	4				
	5	5	6				
	3	3	4				

Wasserdruck kg/cm ²	Durchbiegung f in mm, gemessen an den Meßstellen			f_W in mm (gerechnet, bezogen auf die Wand- achse)	$f : f_W$		
	1 4 7	2 5 8	3 6 9				
10	13	13	11	6,7	1,94	1,94	1,64
	17	16	15	8,4	2,03	1,90	1,78
	10	9	7	5,5	1,82	1,64	1,28
20	17	17	16	13,3	1,28	-1,28	1,20
	23	22	21	16,8	1,37	1,31	1,25
	15	14	11	11,0	1,36	1,27	1,00
30	23	22	21	20,0	1,15	1,10	1,05
	30	29	28	25,1	1,20	1,16	1,12
	19	18	17	16,6	1,14	1,08	1,02
40	28	29	28	26,6	1,06	1,09	1,06
	38	37	35	33,5	1,14	1,10	1,04
	23	23	22	22,1	1,04	1,04	1,00
50	37	36	36	33,3	1,11	1,08	1,08
	46	45	44	41,9	1,10	1,07	1,05
	30	29	28	27,6	1,09	1,05	1,02
60	45	43	41	40,0	1,12	1,08	1,03
	55	53	51	50,3	1,09	1,05	1,02
	36	35	34	33,1	1,09	1,06	1,03
70	53	51	49	46,6	1,14	1,10	1,05
	64	61	59	58,7	1,09	1,04	1,01
	42	41	40	38,6	1,09	1,06	1,04
0	4	5	4				
	5	6	6				
	3	4	4				

Versuch Nr. 3. Belastungsfall c.

Wasserdruck kg./cm ²	Durchbiegung f in mm, gemessen an den Meßstellen			f_W in mm (gerechnet, bezogen auf die Wand- achse)	$f : f_W$		
	1 4 7	2 5 8	3 6 9				
10	18	19	16	11,3	1,60	1,68	1,42
	29	27	23	14,5	2,00	1,86	1,59
	15	15	15	9,3	1,61	1,61	1,61
20	30	29	27	22,6	1,33	1,28	1,20
	40	38	34	28,9	1,38	1,32	1,18
	24	23	20	18,6	1,29	1,24	1,08
30	40	38	35	33,8	1,18	1,12	1,04
	51	49	44	43,4	1,17	1,13	1,01
	31	29	27	27,8	1,12	1,04	0,97
40	48	47	45	45,1	1,07	1,04	1,00
	63	60	55	57,8	1,09	1,04	0,95
	39	37	35	37,1	1,05	1,00	0,94
50	59	56	55	56,4	1,05	0,99	0,98
	76	72	68	72,3	1,05	1,00	0,94
	47	45	43	46,4	1,01	0,97	0,92
0	0	0	1				
	0	1	1				
	-1	0	0				

Alle Rechte vorbehalten.

Die neuen italienischen Bestimmungen für Talsperren.

(Vom 31. Dezember 1925.)

Der Einsturz der Talsperre am Gleno am 1. Dezember 1923 hatte zur unmittelbaren Folge, daß schon am 6. Dezember 1923 durch Ministerialentschließung ein besonderer Ausschuß eingesetzt wurde, dem die Aufgabe zufiel, Maßnahmen zu treffen, um die Wiederholung derartiger Unglücksfälle zu vermeiden. Neben der Prüfung der Entwürfe für neue Talsperren, der Überwachung der im Bau befindlichen und der schon bestehenden Talsperren sollte der genannte Ausschuß eine Umarbeitung der als nicht mehr genügend erachteten Bestimmungen für Talsperren vom Jahre 1921 sorgen. (Mitteilungen über diese Bestimmungen sind in der „Bautechnik“ 1925, Heft 28, erschienen.) Der Ausschuß hat seine Arbeit gegen Ende 1925 erledigt, und durch kgl. Dekret vom 31. Dezember erhielten die neuen Bestimmungen Gesetzeskraft. Sie wurden veröffentlicht u. a. im „Bollettino ufficiale del Ministero dei Lavori Pubblici“. Mit Herausgabe dieser Bestimmungen hat der Ausschuß seine Tätigkeit niedergelegt, und die Überwachung der Talsperren ist wieder an die Organe der Staatsbauverwaltung (Genio Civile) übergegangen.

Die neuen Bestimmungen enthalten eine Reihe von bemerkenswerten Neuerungen, eine kurze Inhaltsangabe dürfte daher angebracht sein.

Entwürfe für neue Talsperren, die vom Verfasser und vom Bauherrn zu unterzeichnen sind, sollen außer den notwendigen Übersichtsplänen und konstruktiven Zeichnungen, hydraulischen und statischen Berechnungen, Kostenvoranschlag samt allen erforderlichen Erläuterungsberichten eine eingehende Darstellung der geologischen Verhältnisse enthalten. Es genügt nicht, daß die geologischen Untersuchungen durch einen erfahrenen Fachmann vorgenommen werden, es ist vielmehr auch noch ein Gutachten der Bergwerksverwaltung einzuholen.

Im Berichte über die hydraulischen Fragen ist namentlich der Bemessung des Hochwassers Beachtung zu schenken; bei den technischen Einrichtungen ist besonders die Frage, wie das Hochwasser — während des Baues und während des Betriebes — abzuleiten ist, sorgfältig zu untersuchen. Ferner werden entsprechende Zufahrtwege, unter Umständen fahrbare Straßen vorgeschrieben. Im Erläuterungsberichte sollen auch die vorgesehene Maßnahmen zur Überwachung der Talsperre und zur Warnung bei Gefahr genannt werden.

Der Entwurf für eine Talsperre ist beim zuständigen Bauamte einzureichen, das verpflichtet ist, auch die militärische Behörde zu hören. Bemerkenswert ist, daß die Verantwortung für die Richtigkeit des Entwurfs auch auf den Unternehmer der Arbeiten ausgedehnt wird, falls die Bauherrschaft den Bau nicht in eigener Verwaltung ausführt.

Das Bauamt wird zu ständiger Überwachung der Arbeiten verpflichtet, ferner hat es das Ministerium der öffentlichen Arbeiten ständig auf dem laufenden zu halten.

Für die Materialien, die zur Verwendung kommen sollen, sind vor Baubeginn durch eine amtliche Prüfungsanstalt weitgehende Untersuchungen anzustellen, die selbstverständlich während des Baues weiterzuführen sind. Durch die Abnahme des Baues wird die Beaufsichtigung durch die Behörde noch nicht abgeschlossen; das Bauamt hat auch fernerhin mindestens zweimal im Jahre den Bau zu besichtigen, um die Betriebsrichtungen zu prüfen.

In den folgenden Kapiteln werden dann Bestimmungen erlassen für den Entwurf der verschiedenen Bauarten, deren sechs unterschieden werden:

1. Schwergewichtmauern (aus Mauerwerk oder Beton),
2. Bogenstaumauern,
3. Mauern in aufgelöster Bauweise, mit Absperrwand und Strebepfeilern,
4. Dämme aus Erde,

gehen bei der Entlastung nicht ganz zurück, die Bohlen können deshalb nicht ganz in die ursprüngliche Lage zurückkehren, sie behalten eine geringe Spannung und Durchbiegung. Bei den Versuchen konnte man durch Erschüttern der Platten mit schweren Hammerschlägen einen gewissen Ausgleich zwischen diesen Spannungen und den Formänderungen der Preßstellen erzielen, die Durchbiegungen gingen dann fast auf Null zurück.

Bei Beginn eines jeden Einzelversuches sind die Biegemesser stets auf Null eingestellt, die aus der vorhergehenden Belastung verbliebenen Durchbiegungen sind also nicht berücksichtigt worden. Demzufolge ist auch bei Errechnung des Vergleichswertes der Durchbiegung die in der Platte vorhandene Anfangsspannung ausgeschieden worden. Bei den die zulässige Spannung und die Streckgrenze angegebenden Linien der Abb. 19 sind diese Anfangsspannungen vernachlässigt, die Linien müßten, streng genommen, um ein geringes nach links verschoben werden. Von dieser Verschiebung ist aber abgesehen worden, weil ihre Größe infolge der Unsicherheit in der Ermittlung der Anfangsspannung nicht einwandfrei zu errechnen ist. Die Anfangsdurchbiegungen und Anfangsspannungen sind bei Messung und Rechnung besonders deshalb ausgeschaltet worden, weil bei den bis an die Streckgrenze des Eisens herangehenden Versuchen mit bleibenden Durchbiegungen der Platten infolge der Formänderung der ganzen Bohle (nicht nur der Preßstellen) zu rechnen war und dann nicht festzustellen gewesen wäre, wie weit die nach Entlastung zurückbleibende Durchbiegung durch das Klemmen der Preßstellen und wie weit sie durch bleibende Formänderung der Bohlen verursacht war. (Schluß folgt.)

5. Sperren aus Trockenmauerwerk,

6. alle besonderen Bauarten, die nicht in eine der vorstehenden eingegliedert werden können.

Bemerkenswert ist, daß die italienischen Bestimmungen keine Bauart ausschließen, im Gegensatz zu den französischen Bestimmungen, die sich nur mit den Schwergewichtmauern befassen. Die italienischen Bestimmungen verlangen nur, daß die gewählte Bauweise sich den örtlichen Verhältnissen anpaßt und daß ihre Sicherheit entsprechend nachgewiesen wird.

Zunächst werden die Schwergewichtmauern behandelt. Für diese wird eine leichte Krümmung im Grundrisse verlangt, in allen Fällen, wo die Talflanken den auftretenden Schub aufnehmen können. Hier besteht ein Gegensatz zu den französischen Bestimmungen, die einen geradlinigen Verlauf im Grundrisse fordern. (Vergl. „Die Bautechnik“ 1924, Heft 36.) Bei allen geradlinigen Mauern werden bleibende Dehnungsfugen verlangt, wenn es sich nicht um ganz geringe Längendehnungen handelt. Bei Betonmauern wird außerdem vorgeschrieben, daß einstweilige Fugen angeordnet werden, um dem Schwinden zu begegnen, die wieder geschlossen werden können, wenn dieses beendet ist. An der Wasserseite ist die Mauer durch eine genügend tiefe Herdmauer zu schützen und mit Drainageröhren zu versehen, um eindringendes Sickerwasser abzuleiten. Ferner werden zur Sicherung der Gründung Zementinspritzungen verlangt. Auf Lawinen und Steinschlag ist bei der Wahl des Ortes zu achten.

Bei der statischen Berechnung wird außer Berücksichtigung von Eigen- und Wasserdruck und etwaiger Hinterfüllung eine weitgehende Belastung durch Auftrieb vorgeschrieben, der an der Innenseite gegen das Wasser mit einem Werte $m \gamma_a y$ einzusetzen ist, worin y die Wassertiefe, γ_a das spezifische Gewicht des Wassers und m einen Koeffizienten bedeutet, zwischen $\frac{1}{2}$ und 1. Nach außen nimmt die Größe der Auftrieblinien ab bis auf Null an der Außenkante der Luftseite. Die Größe des Koeffizienten m ist nach folgender Tabelle anzunehmen.

1. Mauern bis zu 25 m Höhe:

- a) $m = \frac{1}{3}$ bei sehr gutem Felsboden,
- b) $m = \frac{1}{2}$ bei gutem Boden mit nur geringfügigen Mängeln,
- c) $m = 1$ bei mittelmäßigem Boden, vorausgesetzt, daß vorhandene Mängel durch Zementinspritzungen behoben werden können.

2. Mauern von 25 bis 50 m Höhe:

- d) $m = \frac{1}{2}$ bei Bedingungen wie unter a,
- e) $m = \frac{3}{4}$ " " " " b,
- f) $m = 1$ " " " " c.

3. Mauern über 50 m Höhe:

- g) $m = \frac{2}{3}$ bei Bedingungen wie unter a,
- h) $m = 1$ " " " " b.

Wenn es sich um Anlagen von außergewöhnlicher Bedeutung handelt, kann auch ohne weiteres $m = 1$ verlangt werden.

Die Außenfläche an der Luftseite darf nicht undurchlässiger sein als der Mauerkörper selbst; gegebenenfalls sind einige Schlitz anzu- bringen.

Bei Talsperren im Alpengebiete, wo Eisbildung im Staubecken möglich ist, muß auch ein Druck des Eises, hervorgerufen durch Wärmeänderung, berücksichtigt werden, jedoch nur, wenn es sich um Eisstärken von mehr als 20 cm handelt. Für je 1 lfd. m auf Höhe des Überlaufs und für je 10 cm Eisstärke ist ein wagerechter Schub von 2,50 t einzusetzen (vergl. hierzu die Mitteilungen im „Bautechnik“ 1926, Heft 41).

Die Berechnung der Beanspruchungen soll nach folgenden Regeln durchgeführt werden:

Die Hauptspannung σ_1 sei

$$\sigma_1 = \sigma(1 + \sigma^2) - \gamma_a y \sigma^2,$$

worin σ die Beanspruchung im wagerechten Elemente, abgeleitet nach dem Gesetze der trapezförmigen Verteilung, γ_a das Gewicht des Wassers, y die Wassertiefe, σ die Tangente des Neigungswinkels der Wand zur Lotrechten bedeutet. Wenn kein Wasser vorhanden, ist $\sigma_1 = \sigma(1 + \sigma^2)$. Wenn das Becken gefüllt ist, soll in jedem Punkte der Außenfläche gegen die Luftseite $-\sigma_1 \leq k$ sein, in jedem Punkte der Außenfläche gegen das Wasser $\sigma_1 \geq 0$. k bedeutet dabei die zulässige Druckbeanspruchung des Mauerwerks.

Wenn das Becken leer ist, gilt

an der Luftseite $\sigma_1 \leq k$, an der Wasserseite $\sigma_1 \geq 0$.

k darf nicht größer als $\frac{1}{10}$ der Druckfestigkeit nach 1 Monat Erhärtung sein; es kann außerdem verlangt werden, daß k nicht größer ist als $\frac{1}{15}$ der Druckfestigkeit nach 3 Monaten. Auch die Sicherheit gegen Gleiten an der Grundfläche ist nachzuweisen.

Bei Überfallsperrern soll der überfallende Wasserstrahl sich entweder ganz von der Mauer abheben, oder die Wandfläche muß entsprechend angepaßt werden.

Es werden sodann die üblichen Maßnahmen für Herrichtung der Auflagerflächen, für Einbinden der Mauer in Sohle und Kanten in Erinnerung gebracht. Löcher von Bohrproben sind durch Zementgespritzungen sorgfältig zu verschließen. Sprengungen sollen beim Aushube möglichst vermieden werden.

Zum Bau verwendete Bruchsteine sollen eine Druckfestigkeit von mindestens 300 kg/cm² aufweisen. An der Seite gegen das Wasser ist die Außenfläche durch einen wasserdichten Verputz mit Einlage von Drahtgeflecht zu versehen, oder die Fugen sind zu verstreichen. Bei Betonmauern werden als Druckfestigkeit 80 kg/cm² nach 28 Tagen und 110 kg/cm² nach 3 Monaten verlangt.

Bogenstaumauern sind aufzufassen als aus mehreren wagerechten übereinanderliegenden Ringen bestehend, die dem Wasserdrucke und der Wärmeänderung zu widerstehen haben; von der Berücksichtigung des Eigengewichtes wird abgesehen, ebenso vom Auftriebe. Die Ringe sollen als eingespannte Bogen berechnet werden, und zwar ist bei der Formgebung darauf zu achten, daß Zugspannungen möglichst vermieden werden, auf keinen Fall aber 3 kg/cm² übersteigen. Die Druckspannungen dürfen höchstens $\frac{1}{10}$ der Druckfestigkeit nach 1 Monat betragen. Wärmeänderungen sind in weitgehendem Maße zu berücksichtigen; bestimmte Zahlen werden allerdings nicht genannt. Schwinden ist wie ein Wärmeabfall von 10° einzusetzen.

Es wird besonders darauf hingewiesen, daß diese Bogenstaumauern nur angewandt werden können, wenn entsprechend guter Felsboden vorhanden ist. Auch hier sollen Sprengungen beim Aushube möglichst vermieden werden, und, wenn nötig, soll die Wasserundurchlässigkeit durch Zementgespritzungen im Boden erzielt werden.

Staumauern in aufgelöster Bauweise, d. h. solche mit einer Absperrwand, die aus Platten oder Bogen besteht und Strebepfeilern, werden eingehend behandelt. Auch hier werden keinerlei Vorschriften über die Wahl des Materials gemacht. Die Strebepfeiler können gemauert oder betoniert werden; für sie gelten die für volle Mauern getroffenen Bestimmungen. Für Querversteifungen ist Sorge zu tragen. Bei Ausführung in Eisenbeton gelten die amtlichen Eisenbetonbestimmungen vom 11. März 1925 (s. Beton-Kalender 1927, I. Teil, S. 411).

Die Gewölbe der Abschlußwand, die mit Eisen bewehrt sein können oder nicht, sind zu berechnen wie einzelne normal zur Neigung der Wand liegende eingespannte Gewölbe. Das Eigengewicht ist dabei zu berücksichtigen, ebenso Wärme- und Schwindspannungen, wie weiter oben angegeben. Für tiefer liegende Teile des Gewölbes sind geringere Annahmen für die Wärmeschwankungen zulässig.

Die zulässige Beanspruchung wird auf $\frac{1}{5}$ der Druckfestigkeit beschränkt.

Wenn im Gewölbe Randzugspannungen auftreten, die größer als 2 kg/cm² sind, ist im Abstände von 5 cm von der Außenfläche eine Bewehrung von 3 R.-E. 20 mm auf 1 lfd. m vorzusehen, die durch entsprechende Verteilungseisen zu verbinden sind. Als höchste Zugspannung in einem derartig bewehrten Gewölbe sind 8 kg/cm² zugelassen. Für Überfallmauern wird vorgeschrieben, daß der überfallende Wasserstrahl entweder ganz außerhalb der Mauer liegt oder daß eine besondere Wand zu seiner Aufnahme vorgesehen wird. Eindringen von Wasser in die Hohlräume zwischen dieser Wand und den Rippen ist auf alle Fälle zu verhindern.

Bei Herstellung der Gewölbe, gleichgültig, ob sie zusammen mit den Strebepfeilern ausgeführt werden oder nachher, ist darauf zu achten, daß mehrere Bogen gleichzeitig hochgeführt werden.

Auch bei diesen aufgelösten Mauern ist am Fuße der Wasserseite eine Herdmauer vorzusehen; ebenso gelten alle früher erwähnten Maßnahmen zur Erzielung der Wasserdichtheit. Auf geeignete Neigung des Untergrundes für die Strebepfeiler wird besonders hingewiesen.

Über die Staudämme aus Erde enthalten die Bestimmungen kaum etwas Neues. Sie sind bis zu einer Höhe von 20 m zugelassen. Es wird großer Wert darauf gelegt, daß eintretendes Hochwasser während des Baues und später während des Betriebes ohne Schädigung des Dammes abgeführt werden kann. Vorrichtungen für Entleerung sollen außerhalb des Dammes angebracht sein. Bei Dämmen bis zu 12 m Höhe sollen die Böschungen mindestens 1 in der Höhe zu 2 in der Länge betragen. Bei höheren Dämmen soll die Böschung oben mit 1:2 anfangen und nach unten flacher werden bis zu einem mittleren Verhältnisse von 1:3. Die Breite der Dammkrone soll $\frac{1}{4}$ der Höhe, mindestens jedoch 2,50 m betragen.

Talsperren aus Trockenmauerwerk können zugelassen werden, wenn die örtlichen Bodenverhältnisse eine der drei erstgenannten Arten nicht gestatten. Die Höhe wird auf 25 m beschränkt. Die Stärke an der Mauerkrone soll mindestens $\frac{1}{5}$ der Höhe betragen. Auch hier gelten die oben erwähnten Bestimmungen bezüglich Gründung, Wasserdichtheit, Anordnung der Entleerungsvorrichtungen usw.

In einem weiteren Abschnitt werden noch alle jene Talsperren zusammengefaßt, die sich in keiner der erwähnten Gruppen unterbringen lassen, wozu Sperren aus Eisen, besondere Formen von Sperren aus Mauerwerk, solche mit Hohlräumen im Innern, gemischte Sperren aus Erde, Kies und Stein, solche aus Holz und bewegliche Sperren gehören können. Grundsätzlich wird keine Bauart ausgeschlossen; ihre Zulässigkeit wird von Fall zu Fall entschieden. Soweit anwendbar, gelten alle vorerwähnten Bestimmungen.

Den Schluß bildet eine Übergangsbestimmung. Für alle jene Talsperren, die schon ausgeführt oder noch im Bau sind, gelten die durch den eingangs erwähnten Ausschub erlassenen Anordnungen, unbeschadet etwaiger weitergehender Vorsichtsmaßnahmen auf Grund vorliegender Bestimmungen. Auf alle Fälle sind diese anzuwenden, soweit sie sich auf den Betrieb beziehen.

Ing. Gotth. Escher.

Vermischtes.

Prüfungsverfahren für schwierige statische Berechnungen.

Erlaß des Preußischen Ministers für Volkswohlfahrt vom 3. Dezember 1926 (II. 9. Nr. 486).

I. Soweit die städtischen und ländlichen Baupolizeibehörden nicht in der Lage sind, selbst schwierige statische Berechnungen zu prüfen, haben sie diese dem für ihren Bezirk zuständigen, von mir für die Prüfung statischer Berechnungen zugelassenen kommunalen statischen Bureau zur Prüfung zugehen zu lassen.

Es sind bisher folgende von den Gemeinden eingerichtete statische Bureaus zur baupolizeilichen Prüfung statischer Berechnungen eingerichtet, die sich zur Übernahme dieser Arbeiten mit meinem Einvernehmen auch für die Baupolizeibehörden anderer Gemeinden bereit erklärt haben: Königsberg, Berlin, Frankfurt/O., Cottbus, Stettin, Breslau, Oppeln, Beuthen, Hildesheim, Kiel, Dortmund, Bielefeld, Essen, Köln, Frankfurt/M.

Die Zulassung weiterer statischer Bureaus für den gedachten Zweck bedarf meiner Genehmigung.

II. Die Regierungspräsidenten (Verbandspräsident in Essen, Städtische Baupolizeibehörde in Berlin) können für ihre Bezirke zulassen, daß Bauherren oder deren Beauftragte (ausführende Firmen oder beratende Ingenieure) schon mit der Vorlage des Bauentwurfes an die Baupolizeibehörde eine von Prüfindingenieuren (Ziffer VI) geprüfte statische Berechnung vorlegen. Voraussetzung für eine derartige Zulassung ist, daß die Stadtgemeinde, die das statische Bureau für die Baupolizeibehörden der Provinz oder des Regierungsbezirkes eingerichtet hat, hiermit einverstanden ist. Die von den Prüfindingenieuren vorgeprüften statischen Berechnungen sind von den Baupolizeibehörden dem für den Bezirk bestehenden kommunalen

statischen Bureau zur Nachprüfung (Ziffer IV) zuzuleiten; jedoch können die Regierungspräsidenten an Stelle der kommunalen statischen Bureaus solche Baupolizeibehörden des Bezirkes, die eigene zur Nachprüfung geeignete Statiker angestellt haben, mit dieser Nachprüfung betrauen.

III. Für Bauanträge auf Errichtung der nach den §§ 16 ff. der Reichsgewerbeordnung genehmigungspflichtigen gewerblichen Anlagen sowie für Bauanträge, für welche die Baugenehmigung durch staatliche Organe (Landräte, Distriktskommissare) erteilt wird, können Bauherren oder ihre Beauftragten (ausführende Firmen und beratende Ingenieure) stets mit der Vorlage an die Baupolizeibehörde eine von Prüfindingenieuren (Ziffer VI) geprüfte statische Berechnung vorlegen.

In diesem Falle sind die statischen Berechnungen von den Hochbauämtern bzw. Landräten (Distriktskommissaren) der bei der Bau- und Finanzdirektion in Berlin NW 40, Invalidenstraße Nr. 52, eingerichteten Staatlichen Prüfungsstelle für statische Berechnungen zur Nachprüfung (Ziffer IV) zuzuleiten.

IV. Für die Nachprüfung wird folgendes bestimmt:

- Es ist zu prüfen,
 - ob bei der Vorprüfung die amtlichen Bestimmungen beachtet sind,
 - ob die angewandten Rechnungs- und Prüfungsmethoden den allgemein anerkannten Regeln der Statik entsprechen,
 - ob die statischen Berechnungen mit den Ausführungszeichnungen übereinstimmen,
 - ob ferner alle in Betracht kommenden Bauteile statisch untersucht sind.
- Erforderlichenfalls ist die rechnerische Vorprüfung durch Stichproben zu kontrollieren.

3. Bei erheblichen Unrichtigkeiten oder Unstimmigkeiten sind die Unterlagen dem Bauherrn oder dem Vorprüfer zurückzugeben, die Mängel oder sonstige erhebliche Unzutraglichkeiten sind der Aufsichtsbehörde bekanntzugeben, damit sie rechtzeitig ein Vorgehen gegen den Vorprüfer erwägen kann.

V. Für die Nachprüfung werden im allgemeinen den staatlichen und kommunalen statischen Prüfungsstellen $33\frac{1}{3}\%$ der bisher nach den geltenden Gebührenordnungen zulässigen Prüfungsgebühren vorzubehalten sein, während $66\frac{2}{3}\%$ an die Prüfingenieure abzuführen sind.

VI. Für die Prüfung statischer Berechnungen für baupolizeiliche Zwecke durch Prüfingenieure ist die nachstehende Anweisung maßgebend.

Über die Erfahrungen, die mit den Prüfungen der statischen Berechnungen durch Prüfingenieure gemacht sind, ersuche ich um Bericht binnen 2 Jahren.

Anweisung für die statische Prüfung durch Prüfingenieure.

1. Prüfingenieure sind dazu berufen, für baupolizeiliche Zwecke statische Berechnungen, die ihnen von Bauherren oder ihren Beauftragten (ausführende Firmen oder beratende Ingenieure) zugehen, nach Maßgabe der behördlichen Vorschriften auf eigene Verantwortung unter Beachtung der amtlichen Bestimmungen zu prüfen. Ihre Prüfungen werden jedoch nur in denjenigen Bezirken anerkannt, in denen diese Art der Prüfung durch die Regierungspräsidenten ausdrücklich zugelassen ist, oder für diejenigen Bauentwürfe, die hierfür durch Erlaß des Ministers für Volkswohlfahrt vorgesehen sind. (Vergl. Ziffer III des Erlasses vom heutigen Tage.)

2. Zwecks Auswahl geeigneter Ingenieure für die Prüfung statischer Berechnungen wird ein Ausschuß für Prüfingenieure für Statik gebildet.

Dieser Ausschuß besteht außer einem Vertreter des Ministers für Volkswohlfahrt, als Vorsitzendem, aus je einem Vertreter oder dessen Stellvertreter nachstehender Vereine:

- Verein deutscher Ingenieure,
- Verband deutscher Architekten- und Ingenieurvereine,
- Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen,
- Bund deutscher Architekten,
- Deutscher Beton-Verein,
- Deutscher Eisenbau-Verband,
- Verein beratender Ingenieure,
- Bund deutscher Zivilingenieure,
- Deutscher Holzbau-Verein,
- Verband deutscher Diplomingenieure.

Für die Beschlußfassung über die Geschäftsordnung sowie etwaige Anweisungen und Ausführungsbestimmungen ist $\frac{2}{3}$ -Mehrheit der Stimmen erforderlich.

Der Ausschuß entscheidet über die vorliegenden Bewerbungsgesuche sowie über Streichungen von Prüfingenieuren aus der beim Ministerium für Volkswohlfahrt geführten Liste. Die Berufung erfolgt für Eisenbau, Eisenbetonbau oder Holzbau oder mehrere dieser Fächer. Die Berufenen erhalten die Bezeichnung: „Prüfingenieure für Statik“.

Der Beschluß über die Zulassung der Prüfingenieure muß einstimmig erfolgen. Einer Angabe von Gründen bedarf es bei der Stimmabgabe im Falle der Ablehnung eines Prüfingenieurs nicht. Mitglieder des Ausschusses dürfen nicht zu Prüfingenieuren zugelassen werden.

Die Namen der Prüfingenieure werden in der „Volkswohlfahrt“ bekanntgegeben.

3. Als Prüfingenieure können nur fachlich anerkannte Bauingenieure, welche mindestens 10 Jahre lang statische Berechnungen für baupolizeiliche Zwecke angefertigt oder geprüft haben und mit der Praxis in Fühlung stehen, berufen werden. Der sich zur Aufnahme Meldende hat alle vom Ausschuß verlangten Belege und Nachweise, insbesondere eine Bescheinigung der Baupolizeibehörde seines Wohnortes, daß von ihrer Seite Bedenken in persönlicher oder sachlicher Hinsicht nicht zu erheben sind, beizubringen.

Lehnt der Ausschuß eine Bewerbung ab, so steht es dem Bewerber frei, sich nach Jahresfrist aufs neue zu melden.

4. Den Bauherren und den Bauunternehmern steht die Auswahl unter den Prüfingenieuren frei. Ingenieure, die den Entwurf eines Bauwerkes aufgestellt oder an ihm mitgewirkt haben, dürfen bei diesem Bauwerk nicht die Tätigkeit eines Prüfingenieurs ausüben.

5. Auf Wunsch der Baupolizeibehörde ist der Prüfingenieur verpflichtet, die Beachtung und Durchführung der von ihm geprüften statischen Berechnungen bei der Bauausführung zu überwachen.

6. Der Prüfingenieur hat seine Aufgaben unter strengster sachlicher und moralischer Pflichterfüllung im Sinne eines öffentlichen Amtes durchzuführen.

7. Den Prüfingenieuren stehen bis auf weiteres $66\frac{2}{3}\%$ der nach den staatlichen oder kommunalen Gebührenordnungen für die Prüfung statischer Berechnungen festgesetzten Gebühren zu.

Wettbewerb um den Bau einer festen Straßenbrücke über den Rhein in Köln-Mülheim. Das für den Wettbewerb um den Bau einer festen Straßenbrücke in Köln-Mülheim an Stelle der Schiffsbrücke eingesetzte Preisgericht hat in seiner Schlußsitzung am 12. Januar beschlossen, den Entwurf mit dem Kennwort „Aus einem Guß“ der Stadtverwaltung in Köln zur Ausführung zu empfehlen. Als Verfasser dieses Entwurfs wurden ermittelt Fried. Krupp A.-G., Friedrich-Alfred-Hütte in Rheinhausen für die eisernen Überbauten, Franz Schlüter A.-G. in Dortmund für die Unterbauten, Prof. Dr. Peter Behrens in Berlin als Mitarbeiter für den künstlerischen Teil. Es waren im ganzen 38 Entwürfe eingereicht worden.

Wir werden auf den Wettbewerb im nächsten Heft noch eingehend zurückkommen.

Die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Berlin NW 7, beabsichtigt, eine Vortragsreihe über Maschine und Handarbeit im Baubetriebe zu veranstalten. Die ersten beiden Vorträge finden statt Montag, den 24. und Montag, den 31. Januar 1927, abends 8 Uhr, im Ingenieurhaus, Berlin NW 7, Friedrich-Ebert-Straße 27 (großer Saal, I. Stock). Privatdozent Dr. Georg Garbotz, Oberingenieur der Siemens-Bauunion G. m. b. H., wird sprechen über „Förder- und Energiewirtschafts-Probleme bei den Bauarbeiten für die Ausnutzung der Shannon-Wasserkräfte in Irland“. In den darauffolgenden Wochen werden weitere Vorträge folgen. Eintritt frei.

Ein Eisenbahn- und Tunnelbau in Italien. Bologna und Florenz sind durch eine Eisenbahn verbunden, die auf dem Umwege über Bagni della Porretta und Pistoja 132 km lang ist. Durch eine im Bau begriffene neue Eisenbahn soll die Entfernung zwischen beiden Städten auf 98 km verkürzt werden. Während die alte Strecke sich bis auf 616 m Seehöhe erhebt, wird der höchste Punkt der neuen auf 325 m über dem Meeresspiegel zu liegen kommen, und die steilste Neigung auf der neuen Strecke beträgt 1:83,3 gegen 1:38,5 auf der alten. Diese Verbesserungen sind natürlich nur möglich, indem der Apennin zwischen beiden Städten durch einen Tunnel unterfahren wird, aber infolge seiner tiefen Lage eine beträchtliche Länge erhalten muß, und so entsteht denn hier ein Tunnel, der hinter dem Simplontunnel, dem längsten in Europa mit seinen 19 803 m Länge, an zweiter Stelle stehen wird. Seine Länge beträgt nämlich 18 510 m. Ein zweiter Tunnel auf der neuen Strecke, unter dem Monte Adone gelegen, wird nur 7000 m lang. Sein Bau bietet keine besonderen Schwierigkeiten, während bei dem großen Tunnel, der zwischen Castiglioni dei Pepoli und Vernio zu liegen kommt, sehr ungünstige Gesteinverhältnisse ein schwer zu überwindendes Hindernis für den Tunnelbau bilden. Am Nordende steht steiniger Ton an, der keine Standfestigkeit besitzt, so daß der Tunnel beim Bau sehr sorgfältig ausgezimmert werden muß. Die üblichen Verfahren zum Vortriebe eines Tunnels versagten hier, und es wurde daher ein neues Verfahren angewendet, bei dem der Tunnelquerschnitt mit keilförmigen Holzblöcken ausgezimmert wird. An anderen Stellen, wo fester Fels ansteht, wurden die Arbeiten durch starken Wasserandrang erschwert; das Wasser tropft nicht nur von der Decke, sondern dringt auch unter Druck aus den Spalten der Felsen heraus. Es mußten zur Bewältigung des Wasserandranges Pumpen mit einer Leistung von 400 l/Sek. aufgestellt werden. Da die Überlagerung des Tunnels nicht sehr hoch ist, war es möglich, in der Mitte einen Schacht abzuteufen und den Tunnel außer von den Enden her von der Mitte nach beiden Seiten vorzutreiben; es wird also an vier Stellen gleichzeitig gebaut. In der Mitte wird in dem im übrigen zweigleisigen Tunnel ein Ausweichgleis angelegt, in dem langsamfahrende Züge von schnellfahrenden überholt werden können. — Der Bau ist bereits 1913 begonnen, dann aber wegen des Krieges eingestellt worden; er wurde erst 1923 wieder aufgenommen. Der Tunnel ist zurzeit etwa halb fertig. 1930 hofft man den Betrieb auf der neuen Eisenbahn eröffnen zu können. Wkk.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 20. Januar erschienene Heft 2 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Oberingenieur Wilhelm Stortz: Die Druckrohrleitung des Itterkraftwerkes bei Eberbach am Neckar. — Prof. Dr.-Ing. E. Mörsch: Die Schubsicherung der Eisenbetonbalken. — Colberg: Zur Frage der Schubbewehrung von Eisenbetonträgern. — Zur Schubbewehrung der Eisenbetonträger. — Dipl.-Ing. H. Jäger: Zur Frage der Schubbewehrung von Eisenbetonträgern. — Oberingenieur Dipl.-Ing. Habicht: Aufräumungsarbeiten an der Gartzter Oderbrücke.

Personalnachrichten.

Sachsen. Versetzt: Regierungsbaurat Voigt bei der Wasserbaudirektion als Vorstand des Neubauamts „Talsperrenbauamt Kriebstein in Kriebethal“ nach Kriebethal; Regierungsbaurat Prof. Dr.-Ing. Kunze bei der Wasserbaudirektion als Vorstand des „Neubauamts für die Muldenverlegung in Glauchau“ nach Glauchau.

INHALT: Vier Brückenverschiebungen beim Bau der 3. Schleuse Münster. — Versuche über das Widerstandsmoment eiserner Spundbohlen Bauart Larssen mit zusammengepreßtem Schloß. (Fortsetzung.) — Die neuen italienischen Bestimmungen für Talsperren. — Vermischtes: Prüfungsverfahren für schwierige statische Berechnungen. — Wettbewerb um den Bau einer festen Straßenbrücke über den Rhein in Köln-Mülheim. — Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen. — Eisenbahn- und Tunnelbau in Italien. — Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Personalnachrichten.