

DIE BAUTECHNIK

Druckverteilung unter starren und elastischen Lastflächen verschiedener Größe bei verschiedenartiger Belastung im Sand und Lehm.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. Heinrich Preß, Berlin.

Die vom Verfasser nur mit eigenen Mitteln seit 1927 vorgenommenen Versuche zur Ermittlung der Druckverteilung in den verschiedenen Böden sind bisher soweit durchgeführt, daß es zweckmäßig erscheint, über einen Teil der Versuche und deren Ergebnisse kurz zu berichten. Den eigentlichen Druckverteilungsversuchen, von denen, soweit sie im Rahmen dieses Berichtes liegen, nur ein Teil hier wiedergegeben wird, gingen eingehende und zeitraubende Untersuchungen über die Versuchseinrichtungen voran. Insbesondere wurden bei den Vorversuchen die verschiedensten Meßeinrichtungen erprobt. Zur Messung der Drücke im Boden der hier veröffentlichten Versuche sind schließlich mit Flüssigkeit gefüllte Meßdosens mit Kupferblechmembran verwendet worden. Auch über die geeignetste Größe der Meßdosensmembranen im Vergleich zur Lastfläche wurden eingehende Ermittlungen angestellt. Je kleiner die Membranfläche im Vergleich zur Lastfläche ist, um so genauer kann die Druckverteilungskurve in jeder Bodentiefe ermittelt werden. Die größere Membranfläche zeigt jedoch bei entsprechender Meßanordnung genauer und für ein größeres Intervall die Drücke an.

Für diese hier wiedergegebenen Versuche wurden 6×6 cm große Membranflächen verwendet. Jede dieser überaus empfindlichen, jede Druckänderung durch den gewählten Meßstab anzeigenden Meßdosens wurde geeicht und vor jedem Neueinbau wieder geprüft. Durch eine besondere Vorrichtung ist dafür gesorgt worden, daß die Membranbewegungen nicht zu groß wurden, da durch zu große Membranbewegungen, wie die ersten Versuche ergaben, die Meßgenauigkeit sich verringert.

Für jeden Versuch wurde in die 2,50 m tiefe und 3×3 m große Baugrube lagenweise unter den gleichen Bedingungen der betreffende Boden eingebracht; die Meßdosens wurden in jeder Schicht dicht an dicht, um eine Gewölbewirkung des Bodens und somit eine Druck-Fehlanzeige zu vermeiden, sorgfältig eingebaut.

Da eine genaue Messung der Drücke unmittelbar unter Lastfläche kaum möglich ist, wurden die Meßdosens im Abstände von 10 cm unter Lastfläche und weiter darunter immer im Abstände von je weiteren 22 cm angeordnet.

Nach dem Einbau wurden die nach Angabe des Verfassers unter seiner Aufsicht hergestellten Meßdosens zunächst abgelesen, sodann wurde die Schüttung mit den Dosen über jeweils 14 Tage beobachtet, ehe die Lastfläche und die Belastung aufgebracht wurden. Die Belastung geschah mittels Hebelübertragung.

Die Versuche sind in den nachstehenden drei Bodenarten durchgeführt:

1. Sand. Farbe gelb; ohne Beimengungen, erdfeucht.

Die Siebung ergab:
 5% über Sieb mit 16 Löchern/cm². Raumgewicht 1,48.
 13% " " " 49 " Hohlräum 42%
 12% " " " 121 "
 70% unter " " 121 "

2. Lehm a. trocken, Farbe braun, Raumgewicht 1,89.

21% Sand enthaltend, davon
 2,3% über Sieb mit 16 Löchern/cm²
 1,0% " " " 49 "
 0,7% " " " 121 "
 6,0% unter " " 121 "

3. Lehm b. Porenwasser unter Oberflächenspannung. Raumgewicht 1,94. Farbe braun. 32% Wassergehalt, 21% Sand enthaltend, mit fast gleichem Siebergebnis wie bei Lehm a.

Es wurde besondere Sorgfalt darauf gelegt, bei jeder Neu-Einbringung des Bodens die gleiche Beschaffenheit, Dichte usw. zu erreichen, um die Ergebnisse für jede Bodenart ohne weiteres vergleichen zu können. Für die Versuche kamen die Fundamente a bis l mit der daneben angegebenen Belastung in Betracht.

Jedem Versuch ist in den Abbildungen die Setzungskurve beigelegt. In den Abbildungen sind jedoch der Einfachheit halber nur Laststufen ohne Angabe der Werte verzeichnet. Um einen Vergleich der Laststufen, die im Maßstab der 60/60 cm großen Lastflächen aufgetragen sind, mit denen der anderen Flächen (z. B. der 50/50 cm) zu haben, ist es nur nötig, den Last-

Fundament	Elastizitätsgrad	Größe cm	Belastung	Gründungstiefe m
a	starr	60/60	mittige Einzellast	0
b	"	50/50	dgl.	0
c	"	60/60	"	-0,30
d	elastisch	60/60	"	0
e	"	50/50	"	0
f	geringer elastisch	50/50	"	0
g	elastisch	60/60	gleichmäßig verteilt	0
h	"	60/60	Randbelastung	0
i	"	50/50	"	0
k	wie f	50/50	"	0
l	starr	100/30	mittige Einzellast	0

stufenwert mit dem durch die Plattengröße gegebenen Faktor zu multiplizieren.

In den Abbildungen sind nur die wichtigsten der gemessenen Werte jeweils aufgetragen und gekennzeichnet. Die Druckverteilungskurven sind aus besonderen Gründen in den Abbildungen in verzerrtem Maßstabe wiedergegeben. Die einzelnen Werte sind Mittelwerte aus den Ablesungen der in gleicher Lage liegenden Meßdosens.

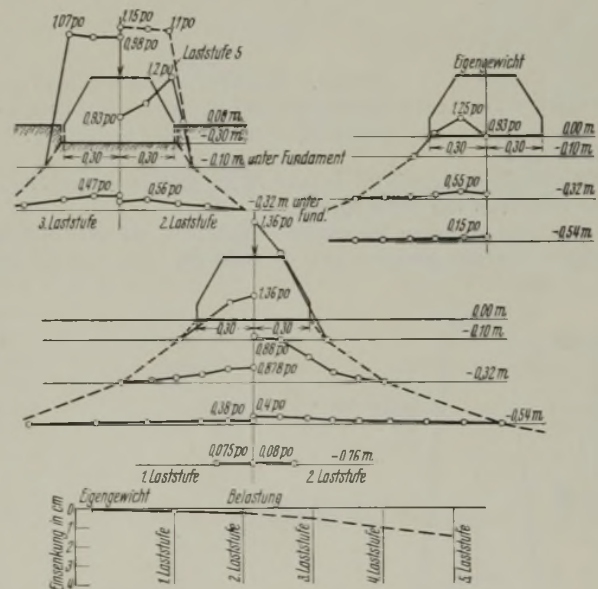


Abb. 1. Druckverteilung im Sand unter starrer Lastfläche 60/60 cm.

Die Abbildungen ergeben, daß bei ein und derselben Bodenart die Grenzkurven der Druckverteilung von Lastflächengröße und Belastung unabhängig sind bzw. gegebenenfalls nur sehr gering beeinflußt werden, dagegen von der Gründungstiefe (Versuche mit Fundament c) und, wie aus anderen Versuchen ersichtlich, von der Dichte bei sonst gleicher Beschaffenheit des Bodens wesentlich abhängen.

Von sehr großem Einfluß auf die Druckverteilung ist die Elastizität der Lastfläche. Während es bei den als starr anzusehenden Lastflächen bei ein und demselben Boden und gleicher Flächengröße, Form und Beschaffenheit gleichgültig ist, welche Belastung mit mittlerer Resultierenden aufgebracht wird, ist die Druckverteilung bei den elastischen Platten durch die Belastungsart mitbestimmt.

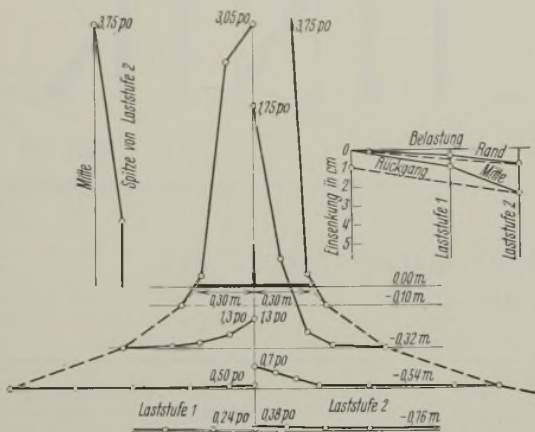


Abb. 2. Druckverteilung im Sand unter elastischer Lastfläche 60/60 cm.

Die Versuche in dem beschriebenen Sand — es sei an dieser Stelle auf die bekannten im Sandboden durchgeführten Versuche von Professor Dr.-Ing. Kögler und Reg.-Baumeister Dr.-Ing. Scheidig hingewiesen¹⁾, deren Veröffentlichungen dem Verfasser für weitere Versuche wertvolle Anregungen gaben — sind zum Teil in Abb. 1 bis 5 dargestellt.

Abb. 1 zeigt die im Sand durch das Fundamenta mit mittlerer Einzellast gemessenen Werte. Bei 10 cm unter Lastfläche wurde unter der Last der Höchstwert $1,36 p_0$, wobei $p_0 = \frac{\Sigma P}{F}$ ist, ermittelt. Die Druckverteilungskurve zeigt einen parabolischen Verlauf. Nur bei der (vgl. Setzungskurve) äußerst geringen Belastung des Bodens durch das Fundament-Eigengewicht wurde hier keine parabolische Druckverteilungskurve mit geringerem Wert in der Mitte und je einem Höchstwert rechts und links von der Mitte ermittelt.

Wie aus den weiteren Versuchen ersichtlich, ist die Bildung der sattelförmigen Verteilungskurve auf die Wirkung der inneren Reibung

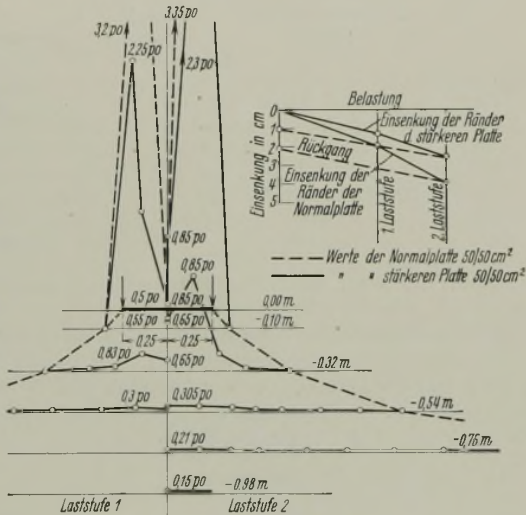


Abb. 4. Druckverteilung im Sand unter elastischer und geringer elastischer Lastfläche 50/50 cm und Randbelastung.

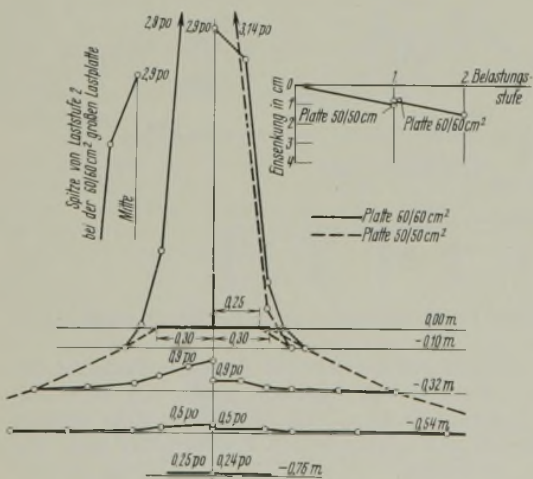


Abb. 7. Druckverteilung im Lehm a unter elastischer Lastfläche 60/60 cm und 50/50 cm und Mittellast.

¹⁾ Vgl. Bautechn. 1927, Heft 29 u. 31; 1928, Heft 15 u. 17; 1929, Heft 18 u. 52.

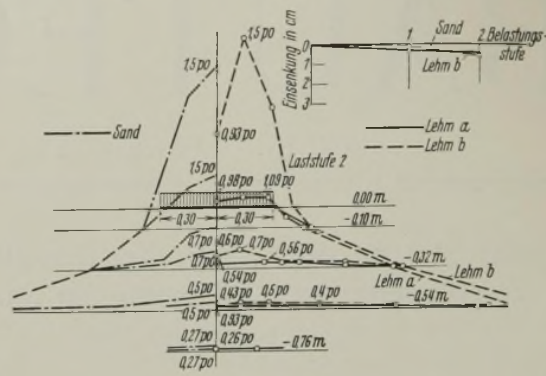


Abb. 3. Druckverteilung im Sand, Lehm a und Lehm b unter elastischer Lastfläche 60/60 cm und gleichmäßig verteilter Last.

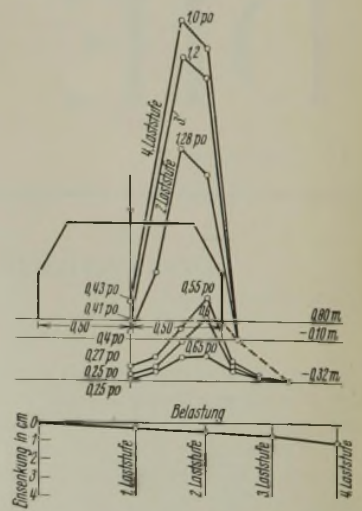


Abb. 5. Druckverteilung im Sand unter starrer Lastfläche 100/30 cm.

und die Verdichtung zurückzuführen, denn Mittelspitzen treten unter den Lastflächen nur bei seitlichem Ausweichen des Bodens auf. Für die 50/50 cm große starre Lastfläche wurde im gleichen Boden auch bei Eigengewicht eine sattelförmige Druckverteilungskurve festgestellt.

Bei Belastung wurde in der Höhe 10 cm unter Gelände der Mitteldruck zu $1,5 p_0$, entsprechend der kleineren Fläche, gemessen.

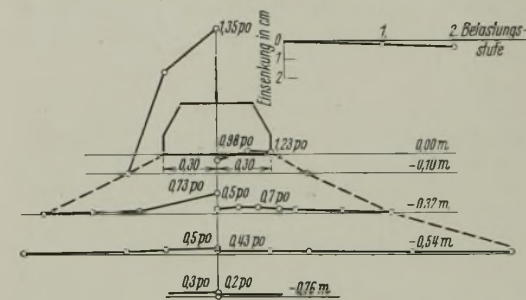


Abb. 6. Druckverteilung im Lehm a unter starrer Lastfläche 60/60 cm.

erreichen die unter der Last eingebauten Meßdosen höhere Werte.

Abb. 1 gibt ferner die Druckverteilungsmessungen des 60/60 cm großen und 30 cm tief im Boden liegenden Fundamentes wieder. Um die Beurteilung der Ergebnisse nicht zu erschweren, wurde dafür gesorgt, daß der die Wandungen umgebende Boden keine Reibung auf das Fundament und somit eine Verminderung der aufzunehmenden Druckkräfte hervorrief. Die Kurven zeigen bei geringer Belastung — kein Auftrieb — die sattelförmige Gestalt. Bei höherer Belastung geht die Kurve in eine solche

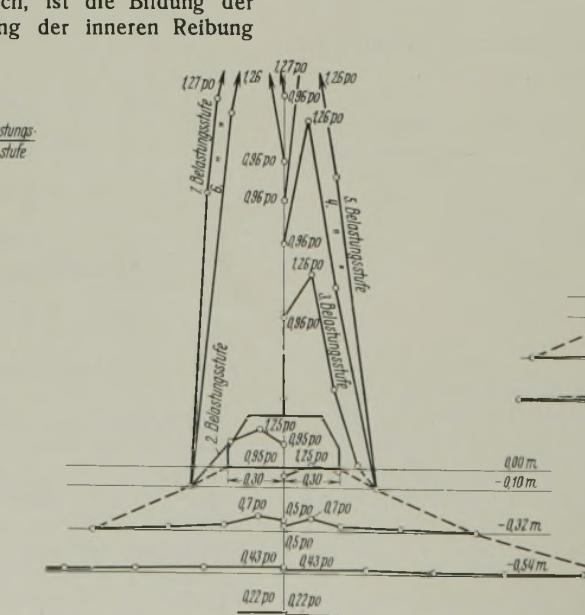


Abb. 9. Druckverteilung im Lehm b unter starrer Lastfläche 60/60 cm.

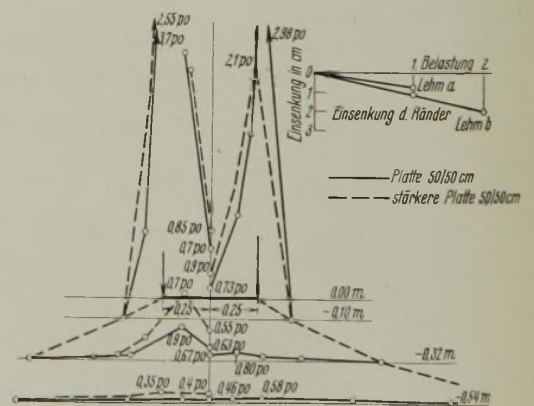


Abb. 8. Druckverteilung im Lehm a und Lehm b unter elastischer und geringer elastischer Lastfläche 50/50 cm mit Randbelastung.

mit Mittelhöchstwert über, der infolge der Bodenüberlagerung einen gegenüber Abb. 1a geringeren Wert besitzt. Die Grenzkurve hat bei der „Tiefgründung“ einen steileren Verlauf.

In Abb. 2 sind die unter eine quadratische elastische Eisenplatte von 1,5 mm Dicke mit Mittellast erzielten Bodendrucke wiedergegeben. Die Druckverteilungskurve in 10 cm Höhe unter Platte zeigt eine glockenförmige Gestalt mit dem Mittelhöchstwerte $3,05 p_0$. Bei der 50/50 cm großen Eisenplatte gleicher Dicke ist dieser Mittelhöchstwert, entsprechend der kleineren Fläche, größer ($p_m = 3,3 p_0$).

Die unter 50/50 cm großer, jedoch 2,0 mm dicker Eisenplatte bei Mittellast erzielten Bodendruckwerte entsprechen der geringeren Elastizität der Platte. Die Mittelhöchstwerte sind geringer ($p_m = 2,95 p_0$).

In Abb. 3 ist die Druckverteilungskurve bei gleichmäßig verteilter Belastung unter der elastischen, 60/60 cm großen Eisenplatte von 1,5 mm Dicke zu ersehen.

In Abb. 4 sind die infolge Randbelastung der 50/50 cm großen Eisenplatte von 1,5 mm Dicke erzielten Werte und durch gestrichelte Linien die Werte der 50/50 cm großen, aber 2 mm dicken Eisenplatte aufgetragen.

Unter den Platten mit Randbelastung entstehen zwei Höchstwerte, die jedoch nicht unmittelbar unter der Last, sondern mehr nach innen zu liegen. Die Werte der 60/60 cm großen Platte ($2,9 p_0$) sind dabei wiederum geringer als die der 50/50 cm großen ($3,2 p_0$), während bei den 50/50 cm großen Platten die weniger elastische wiederum geringere Werte ($2,3 p_0$) aufweist als die schwächere Platte.

Schließlich ist in Abb. 5 für ein 100/30 cm großes starres Fundament mit Einzelmittellast noch die Druckverteilung im Boden dargestellt.

Infolge der großen Längsausdehnung, die z. T. den Auftrieb verhindert, bildet sich eine sattelförmige Druckverteilungskurve.

Die Versuche im Lehm a (Abb. 6, 7, 8) ergaben infolge der anderen Eigenschaften des Bodens eine flachere Grenzkurve.

Die mit den starren Fundamenten a, b, c gemachten Versuche führten bei den ersten Laststufen zu sattelförmigen Druckverteilungskurven, da der Boden eine gewisse Zug- und Schubfestigkeit besaß. Bei höherer Belastung jedoch zeigten sich gleichfalls, wenn auch verminderte, Mittelhöchstwerte. Über die Versuche mit elastischen Platten mit Mittel- und Randlast ist das gleiche wie über die mit Sand zu berichten, jedoch sind gemäß den Bodeneigenschaften die Höchstwerte geringer.

Die durch gleichmäßig verteilte Belastung (Abb. 3) der 60/60 cm großen elastischen Platte erzeugte Druckverteilung stellt sich für kleine Laststufen als gering sattelförmige Kurve dar.

Die im Lehm b (Abb. 8 u. 9), der gegenüber Lehm a beträchtliche Zug- und Schubfestigkeit hat, ausgeführten Versuche mit den Lastflächen a, b, c und g (gleichmäßig verteilte Belastung bei elastischer Platte) ergaben selbst bei höheren Laststufen sattelförmige Druckverteilungskurven. Bei den elastischen Lastflächen mit Mittel- und Randlast zeigte sich wiederum der wesentliche Einfluß der Belastungsart.

Da wegen Mangels an Raum leider nicht alle vom Verfasser von diesen Versuchsreihen hergestellten Abbildungen wiedergegeben werden konnten, sind in nachstehender Tabelle die 10 cm unter Fundament gemessenen Höchstwerte der Druckverteilung bei den einzelnen Lastflächen und Böden wiedergegeben.

Lastfläche	Größe cm	Elastizität	Gründungstiefe m	Sand	Lehm a	Lehm b
a mit mittiger Einzellast	60/60	starr	0	parabelförmige Druckverteilung $p_m = 1,36 p_0$ Abb. 1.	für kleine Last sattelförmige D. mit $0,98 p_0$ Mitteldruck und $1,23 p_0$ Höchstdruck; für größere Last parabelförmige Druckverteilung $p_m = 1,35 p_0$ Abb. 6.	sattelförmige Druckverteilung $p_m = 0,96 p_0$ $p_{max} = 1,26 p_0$ Abb. 9.
b mit mittiger Einzellast	50/50	starr	0	$p_m = 1,5 p_0$	für kleine Last sattelförmige Druckverteilung $p_m = 0,96 p_0$, $p_{max} = 1,3 p_0$; für größere Last parabelförmige Druckverteilung $p_m = 1,49 p_0$	sattelförmige Druckverteilung $p_m = 0,9 p_0$ $p_{max} = 1,5 p_0$
c mit mittiger Einzellast	60/60	starr	-0,30	für geringe Last sattelförmige Druckverteilung $p_m = 0,93 p_0$ $p_{max} = 1,2 p_0$; für größere Last parabelförmige Druckverteilung $p_m = 1,15 p_0$	für kleine Last sattelförmige Druckverteilung $p_m = 0,98 p_0$ $p_{max} = 1,2 p_0$; für größere Last parabelförmige Druckverteilung $p_m = 1,13 p_0$	sattelförmige Druckverteilung $p_m = 0,97 p_0$ $p_{max} = 1,23 p_0$
d mit mittiger Einzellast	60/60	elastisch	0	glockenförmige Druckverteilung $p_m = 3,05 p_0$ Abb. 2.	glockenförmige Druckverteilung $p_m = 2,9 p_0$ Abb. 7.	glockenförmige Druckverteilung $p_m = 3,0 p_0$
e mit mittiger Einzellast	50/50	elastisch	0	glockenförmige Druckverteilung $p_m = 3,3 p_0$	glockenförmige Druckverteilung $p_m = 3,14 p_0$ Abb. 7.	glockenförmige Druckverteilung $p_m = 3,2 p_0$
f mit mittiger Einzellast	50/50	geringer elastisch	0	glockenförmige Druckverteilung $p_m = 2,95 p_0$	glockenförmige Druckverteilung $p_m = 2,8 p_0$	glockenförmige Druckverteilung $p_m = 2,98 p_0$
g gleichmäßig verteilte Belastung	60/60	elastisch	0	parabelförmige Druckverteilung $p_m = 1,5 p_0$ Abb. 3.	gering sattelförmige Druckverteilung $p_m = 0,98 p_0$ $p_{max} = 1,09 p_0$ Abb. 3.	sattelförmige Druckverteilung $p_m = 0,93 p_0$ $p_{max} = 1,5 p_0$ Abb. 3.
h Randbelastung	60/60	elastisch	0	sattelförmige Druckverteilung $p_m = 0,75 p_0$ $p_{max} = 2,9 p_0$	sattelförmige Druckverteilung $p_m = 0,8 p_0$ $p_{max} = 2,7 p_0$	sattelförmige Druckverteilung $p_m = 0,73 p_0$ $p_{max} = 3,3 p_0$
i Randbelastung	50/50	elastisch	0	sattelförmige Druckverteilung $p_m = 0,65 p_0$ $p_{max} = 3,2 p_0$ Abb. 4.	sattelförmige Druckverteilung $p_m = 0,73 p_0$ $p_{max} = 2,98 p_0$ Abb. 8.	sattelförmige Druckverteilung $p_m = 0,7 p_0$ $p_{max} = 3,7 p_0$ Abb. 8.
k Randbelastung	50/50	geringer elastisch	0	sattelförmige Druckverteilung $p_m = 0,85 p_0$ $p_{max} = 2,3 p_0$	sattelförmige Druckverteilung $p_m = 0,9 p_0$ $p_{max} = 2,1 p_0$ Abb. 8.	sattelförmige Druckverteilung $p_m = 0,85 p_0$ $p_{max} = 2,55 p_0$ Abb. 8.
l mittige Einzellast	100/30	starr	0	sattelförmige Druckverteilung $p_m = 0,43 p_0$ $p_{max} = 1,28 p_0$ Abb. 5.	sattelförmige Druckverteilung	sattelförmige Druckverteilung

Alle Rechte vorbehalten.

Geschweißte Eisenbahnbrücken.

Von Reichsbahnoberrat Leopold, Wuppertal-Elberfeld.

Als Fortsetzung des Aufsatzes mit der gleichnamigen Überschrift¹⁾ sollen weitere Bauwerke dieser Art, die im Bezirk der Reichsbahndirektion Wuppertal ausgeführt sind, im folgenden beschrieben werden.

1. Abb. 1 stellt die Seitenansicht einer Fachwerkbrücke über die Wupper dar, die teils durch Nietung, teils durch Schweißung in einem Anschlußgleis bei Haltepunkt Oehde der Strecke Wuppertal-Oberbarmen—Krebsöge als Ersatz für eine abgängige Brücke erbaut wurde. Abb. 2 gibt oben rechts in der Ansicht und im Grundriß die Trägerskizze

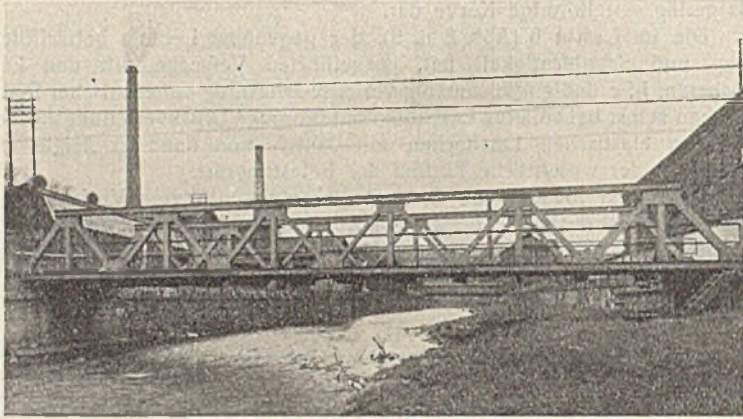


Abb. 1.

wieder. Links oben sind die Querschnitte der Stäbe des Hauptträgers gezeichnet, darunter zwei Brückenquerschnitte, einer im Punkte III, der andere im Punkte 4 der Trägerskizze. Die Stabquerschnitte sind, soweit sie nicht aus Walzeisen bestehen, durch Schweißung zusammengesetzt. Bei Betrachtung der Brückenquerschnitte fällt die eigenartige Form der Querträger auf. Die alte Brücke hatte zwei Öffnungen, eine große und eine kleine mit einem nach dem einen Widerlager zu verschobenen Pfeiler. Die Wasserbehörde verlangte nun wegen der Wupperregulierung freien Hochwasserabfluß zwischen den beiden Widerlagern unter Beseitigung des Pfeilers, ferner wurde die Forderung gestellt, daß die K.-U. des neuen Überbaues höher gelegt wurde als die K.-U. des alten Überbaues. Die erste Forderung war leicht zu erfüllen, schwieriger war es, der zweiten gerecht zu werden. Eine Hebung der S.-O. war nicht möglich, da im Anschlußgleis auf der einen Seite der Wupper eine Deutschlandkurve lag, auf der anderen Seite unmittelbar eine Drehscheibe anschloß, auch die S.-O.

¹⁾ Siehe Bautechn. 1934, Heft 17, S. 223.

im Fabrikhofe in ihrer Höhe nicht geändert werden konnte. Als Bauhöhe war hiernach nur das Maß von 260 mm vorhanden. Es blieb nichts anderes übrig, als die Querträger entsprechend herunterzuziehen. In Abb. 1 erkennt man die im Schatten liegenden Querträger an den dunklen Flächen unter dem Untergurt. Streng genommen wird durch diese Maßnahme natürlich die Bauhöhe doch wieder vergrößert, aber der Hochwasserquerschnitt wird nicht in voller Breite eingengt, sondern nur in der Flanschenbreite der Querträger, was man immerhin als das kleinere Übel bezeichnen kann. Da die Möglichkeit einer anderen Lösung nicht bestand, hat die Wasserbehörde zugestimmt, dem Anschließler allerdings die Auflage gemacht, daß bei Hochwasser, das ja selten den höchsten rechnungsmäßigen Stand erreicht, sich etwa festsetzendes Strauchwerk usw. sofort beseitigt wird. Wegen der außerordentlich geringen Bauhöhe sind statt der Schienen rechteckige Stabeisen 80 · 60 verwendet worden. Die Brücke wird nur von Eisenbahnwagen befahren, die von einem Dampfkran in Schrittgeschwindigkeit bewegt werden. Berechnung ist daher für Lastenzug G mit der Stoßzahl für Straßenbrücken durchgeführt. Lokomotiven können wegen der Deutschlandkurve nicht auf die Brücke gelangen. Die Brückenquerschnitte zeigen, daß die Längsträger durch Nietung angeschlossen sind. Die Zuglaschen werden ersetzt durch die aufgeschweißten Fahrstienen. Zur besseren Übertragung der Auflagerkräfte liegen die Längsträger noch auf Konsolen auf, die in der Werkstatt durch Schweißung mit dem Querträger verbunden sind. Um das Schweißen auf der Baustelle nach Möglichkeit einzuschränken, sind auch die Querträger mit den Hauptträgern vernietet. Zu diesem Zweck haben die Querträger in der Werkstatt vor Kopf eine angeschweißte Platte 190 · 10 erhalten, mit Hilfe deren die Nietung ermöglicht wurde, wie aus den Brückenquerschnitten ersichtlich. Der Anschliesser legte Wert darauf, daß die Brücke auch zum Befahren mit 5-t Lastkraftwagen zur Verbindung der Fabrikanlagen auf beiden Seiten der Wupper tauglich sei. Zu diesem Zwecke ist sie mit einem Bohlenbelag versehen, dessen Oberkante mit S.-O. abschließt. Der Bohlenbelag ist auf Längshölzern gelagert, die ihrerseits wieder auf mit den Querträgern verschweißten, in den Brückenquerschnitten dargestellten Konsolen aufliegen. Durch Leitschienen ist dafür gesorgt, daß die Raddrücke der Lastkraftwagen sich in der Hauptsache auf die Längsträger übertragen. Zwischen den Leitschienen verkehrt noch ein Elektrokarren von 3,2 t Gewicht und 0,8 t Raddruck. Die Längshölzer unter dem Bohlenbelag sind entsprechend bemessen. Die den Bohlenbelag tragenden Längshölzer außerhalb der Leitschienen werden nur durch Menschengedränge beansprucht und sind schwächer. Die Längsträgeranschlüsse an die Querträger und die Lagerung der den Bohlenbelag tragenden Längshölzer sind in der Seitenansicht in Abb. 2 unten links und Mitte noch besonders gezeichnet.

In Abb. 2 rechts unter dem Trägersystem ist in größerem Maßstabe die Seitenansicht des

die Diagonale D_1 enthaltenden Feldes mit den anschließenden Knotenpunkten dargestellt. Während es unbedenklich erschien, die einzelnen Teile der Fachwerkstäbe miteinander zu verschweißen, sind die Fachwerkknottenpunkte genietet, da das Verhalten ganz geschweißter, dynamisch beanspruchter Fachwerke noch nicht genügend geklärt ist. Der Obergurt läuft zwischen den Punkten I und I' ungestoßen durch, ebenso der Untergurt zwischen den Punkten O und O'. Die Hauptträger wurden in der Werkstatt vollständig zusammengebaut und als ein Stück zur Baustelle geschafft. Die dickere Kopfplatte von O_4 ist über den Knotenpunkt III hinübergeführt und hier auf der Unterseite so weit in

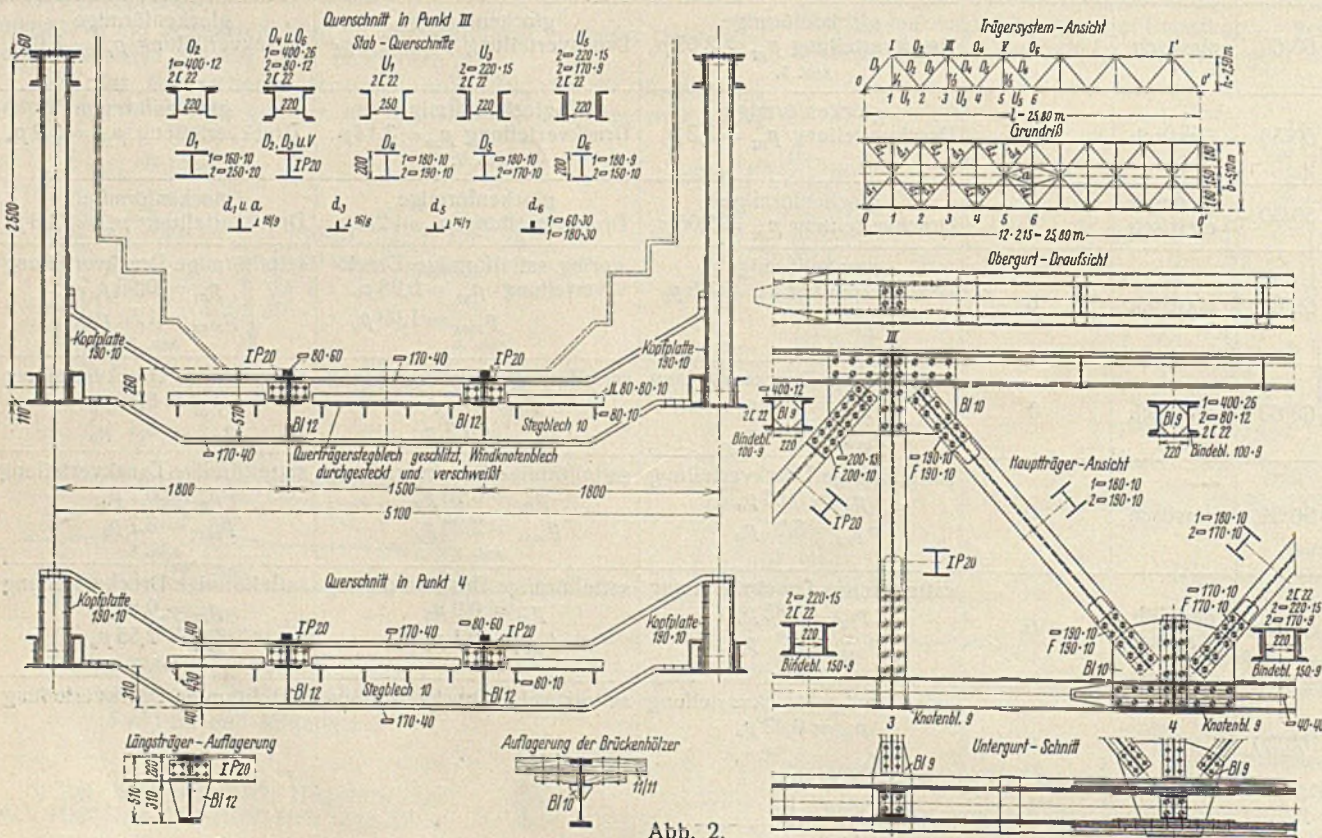


Abb. 2.

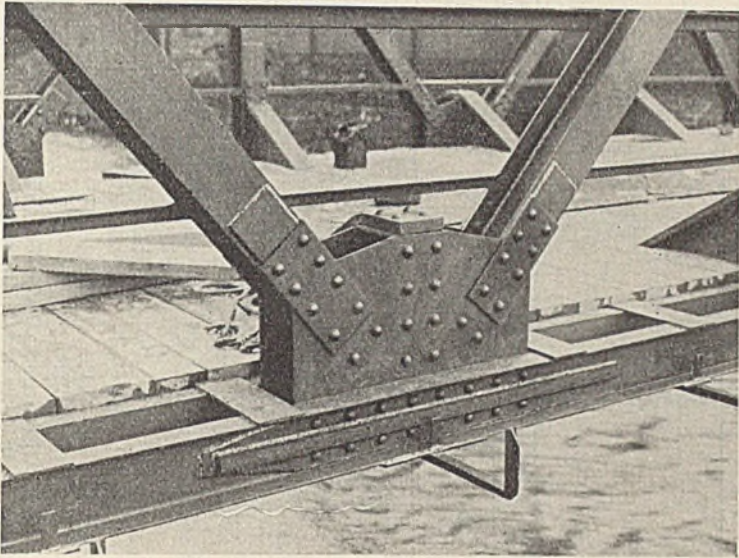


Abb. 3.

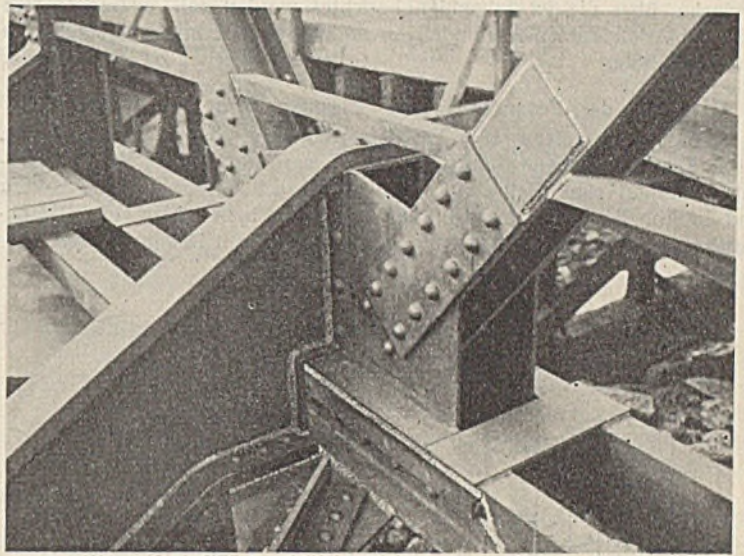


Abb. 4.

ihrer Dicke abgehobelt, daß die dünnere Kopfplatte von O_2 darunter Platz findet. Die beiden Platten sind dann durch Kehlnähte miteinander verschweißt. Die Obergurtstäbe sind in den Feldern mit inneren Aussteifungen und an den Unterseiten mit Bindeblechen versehen. Die Wandglieder des Hauptträgers haben eine einheitliche Höhe von 20 cm, damit sie zwischen die Knotenbleche passen. Außen sind für den Anschluß der Diagonalen Laschen auf die Knotenbleche gelegt; die Dicke des Knotenbleches ist durch Futterstücke ausgeglichen. Bei den Druckstäben haben diese Futterstücke Laschenlänge, bei den Zugstäben sind sie so weit vorgezogen, daß die Nietschwächung durch sie ersetzt wird, also der durch die Schweißung sich bietende Vorteil der Gewichtsersparnis erhalten bleibt, da die Stabenden entsprechend verdickt sind und daher für die Bemessung des eigentlichen Stabquerschnitts Nietabzug nicht berücksichtigt zu werden braucht. Das Beiblech 170·9 des Untergurtstabes U_5 ist ebenfalls über den Knoten 4 hinübergeführt. Auch hier ist der Nietlochverlust ausgeglichen, und zwar durch nach der stärksten Nietschwächung im Stabe U_5 bemessene, zwischen die Nietreihen eingeschweißte Quadrateisen 40·40, die ebenfalls so weit vorgebunden sind, daß an der Stelle, wo die Nietung beginnt, der Stabquerschnitt entsprechend vergrößert ist.

Über die Wind- und Bremsverbände wäre noch kurz zu sagen, daß ihre Knotenbleche eingeschweißt sind, während die Anschlüsse der Stäbe an die Knotenbleche genietet wurden. Die äußeren Knotenbleche sind auf die Unterseiten der Untergurte des Hauptträgers gelegt und außer der Schweißung noch durch Nieten angeschlossen, während die Knotenbleche an den Kreuzungsstellen der Diagonalen durch Schlitze in den Querträgern hindurchgesteckt und mit den Querträgern verschweißt sind (vgl. Brückenquerschnitt III).

Abb. 3 zeigt eine Ansicht des Knotenpunktes 4 an dem in der Montage begriffenen Bauwerk — die angeschweißten hakenförmigen Eisen am Untergurt dienen zur Aufnahme einer Rohrleitung —, Abb. 4 gibt vom Inneren der Brücke aus gesehen einen Blick in den Knotenpunkt 2 wieder.

Bemerkt sei noch, daß wir als nächsten Schritt vorwärts bei den Hauptträgerknotenpunkten von Fachwerkbrücken das Einschweißen der Knotenbleche in die Gurtungen bei Nietung der Wandgliederanschlüsse zulassen würden, ähnlich wie es bei den Verbänden des vorliegenden Bauwerks bereits geschehen ist.

2. Walzträgerdecken in Beton sind bei der Herstellung des dritten und vierten Gleises Köln—Duisburg und den damit zusammenhängenden Arbeiten in und um Düsseldorf häufig ausgeführt worden, darunter auch für mehrere breite Straßenunterführungen mit Stützenreihen zwischen Fahrdamm und Bürgersteigen (Abb. 5). Die Stützenreihen, die aus genieteten Rahmenkonstruktionen mit eingehängten Koppelträgern be-

stehen, sind einwandig ausgebildet, da in Holz angefertigte zweiwandige Probestücke ein zu schweres, unschönes Bild ergaben. Die Deckenträger über der mittleren großen Öffnung für die Fahrbahn dieser Straßen erforderten ein höheres Walzprofil als die Träger über den kleineren Seitenöffnungen für die Bürgersteige. Wegen der Einwandigkeit der Rahmenkonstruktionen wurden die Walzträger auf einer gemeinsamen Lagerschiene über den Stützenreihen fingerartig ineinander geschoben. Dabei ergaben sich aber an diesen Stellen Schwierigkeiten in der Ausbildung der Bewegungsfugen im Beton, da die Flansche der Walzträger oft sehr dicht aneinander rückten. Es lag nun der Gedanke nahe, an Stelle der Einzelträger aus Walzprofilen über drei Öffnungen durchlaufende geschweißte

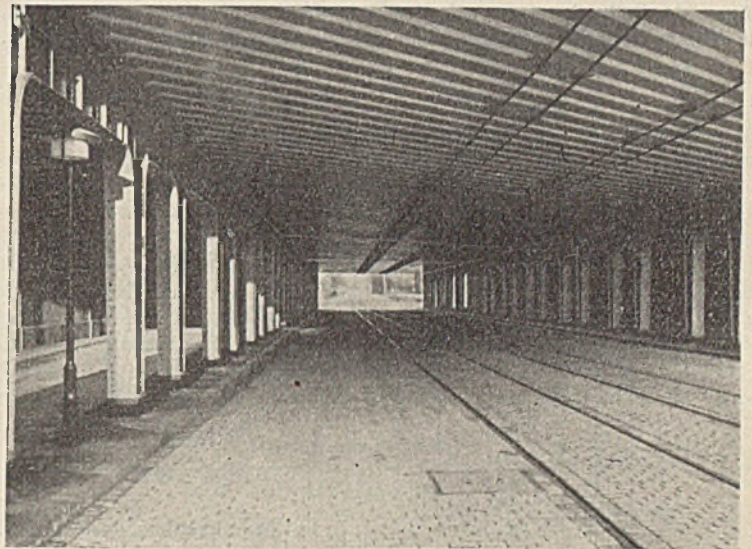


Abb. 5.

Träger zu verwenden. Bei solchen Trägern kann man, da sie durchlaufen, auf Fugenausbildung im Beton über den Stützen verzichten. Die Obergurte dieser Träger erhalten von der Mitte nach beiden Seiten Gefälle, so daß eine dachartige Form entsteht. Die Betonüberdeckung, auf der die Isolierung liegt, läuft dem oberen Flansch parallel und braucht an keiner Stelle mehr als 5 cm über den Flansch hervorzutreten, während man bei Walzträgern das Gefälle für die Isolierung durch eine dachförmige Betonabgleichung herstellen muß. Geschweißte Träger in Beton erfordern daher im allgemeinen eine geringere Bauhöhe als Walzträger in Beton. (Schluß folgt.)

Widerstandsfähigkeit von Holzverbindungen gegen oftmals wiederholte Belastung.¹⁾

Von Otto Graf und Erwin Brenner, Stuttgart.

Alle Rechte vorbehalten.

Für die Berechnung der Stoßstellen hölzerner Tragwerke, die wechselnden Beanspruchungen ausgesetzt sind, wie z. B. die Eckstiele von Funktürmen, die Zugstäbe in Brücken usw., liegen bisher ausreichende

¹⁾ Der Arbeitsplan entstand in den Jahren 1931 und 1932 unter Mitwirkung von Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. Schaechterle. Ein Teil der erforderlichen Mittel wurde vom Reichspostministerium zur Verfügung gestellt. Weitere Mittel sind vom wissenschaftlichen Beirat des Vereines

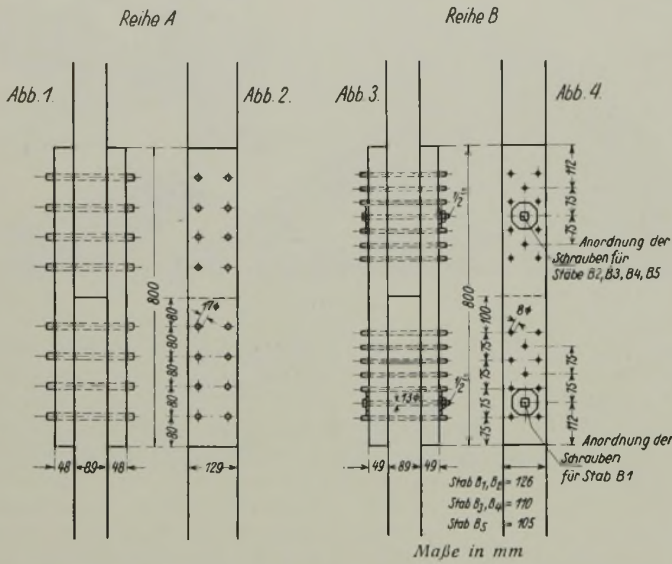
Unterlagen nicht vor. Im Frühjahr 1933 wurden daher in der Materialprüfungsanstalt Stuttgart Versuche durchgeführt, die einigen Einblick in das Verhalten solcher Bauteile gewähren. Die bis jetzt durchgeführten

deutscher Ingenieure bereitgestellt worden. An der Beschaffung des Materials und der Anfertigung der Versuchskörper waren die Württ. Forstdirektion sowie die Firmen Meda (Paul Meltzer), Darmstadt, und K. Kübler AG, Stuttgart, beteiligt.

Versuche, über die im folgenden berichtet werden soll, erstrecken sich auf zwei Arten Stahlstiftverbindungen und auf solche mit Scheibendübeln aus Eichenholz.

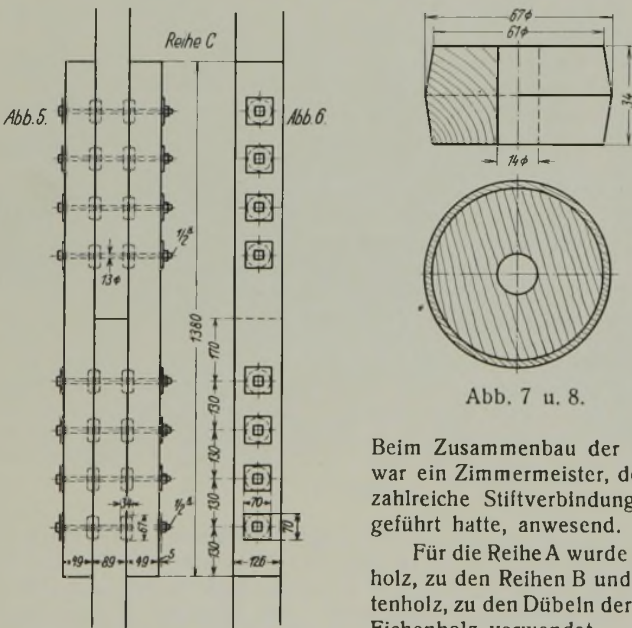
1. Bauart der Versuchskörper. Eigenschaften der Baustoffe.

Abb. 1 u. 2 zeigen eine Laschenverbindung, bei der zylindrische, passend eingeschlagene Stahlstifte mit 17 mm Durchm. als Verbindungsmittel benutzt sind (Reihe A). Weitere Versuchskörper mit Stahlstiften sind in Abb. 3 u. 4 dargestellt. Die Stahlstifte haben hier einen Durchmesser von 8 mm (Reihe B); ferner sind Schrauben mit 13 mm Durchm. zum



Zusammenhalten der Laschen vorhanden²⁾. Eine Laschenverbindung mit Eichenholzdübeln und Schrauben findet sich in den Abb. 5 bis 8 (Reihe C).

Von jeder Reihe standen fünf Versuchskörper zur Verfügung. Die Körper der Reihe A wurden von der Firma Meda in Darmstadt angefertigt, die Körper der Reihen B und C in der Materialprüfungsanstalt Stuttgart.



Beim Zusammenbau der Reihe B war ein Zimmermeister, der schon zahlreiche Stiftverbindungen ausgeführt hatte, anwesend.

Für die Reihe A wurde Kiefernholz, zu den Reihen B und C Fichtenholz, zu den Dübeln der Reihe C Eichenholz verwendet.

Bei der Auswahl der Hölzer für die Versuchskörper der Reihen B und C wurde derart verfahren, daß Körper mit gleicher Zahlenbezeichnung aus Holz annähernd gleicher Güte bestanden. Sämtliche Schraubenmuttern wurden vor Durchführung der Prüfung mäßig angezogen.

Der mittlere Feuchtigkeitsgehalt des Holzes betrug zur Zeit der Prüfung bei den Körpern Reihe A rd. 16%, bei denen der Reihen B und C rd. 15% des Trockengewichts.

Die Druckfestigkeit parallel zur Faserrichtung wurde an Proben ermittelt, die kurze Zeit nach der Prüfung aus den großen Versuchskörpern herausgeschnitten wurden. Im Mittel ergab sich die Druckfestigkeit

- der Reihe A zu 334 kg/cm²,
- der Reihe B zu 401 " "
- der Reihe C zu 404 " "

Die Einzelwerte sind in den Spalten 15 und 16 der Zusammenstellung 1 eingetragen.

²⁾ Näheres über die Anordnung der Schrauben unter 4.

Zusammenstellung 1.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
Bauart der Versuchskörper	Bezeichnung des Versuchskörpers	Nutzbarer Holzquerschnitt ¹⁾ Mittelholz F_m cm ²	Laschen F_l cm ²	Leibungsfläche ²⁾		Belastungen ³⁾		Zahl der Belastungen bis zum Bruch bzw. bis zum Ende des Versuchs	Bruchbeschreibung	Spannung im Holz ⁷⁾ Laschen		Leibungsdruck ³⁾ Laschen		Versuche mit Würfeln aus den Mittelhölzern Raumgewicht kg/l	Druckfestigkeit kg/cm ²
				Mittelholz L_m cm ²	Laschen L_l cm ²	untere P_u kg	obere Belastungsgrenze P_o kg			Mittelholz P_m kg/cm ²	Laschen P_l kg/cm ²	Mittelholz P_m kg/cm ²	Laschen P_l kg/cm ²		
Reihe A, Abb. 1 und 2, 8 Stahlstifte 17 mm Durchm.	A 1	84,5	92,2	119,7	130,6	—5000	+ 5000	4 218	Starke Lockerung, Abb. 15	± 59	± 54	± 42	± 38	0,49	309
	A 2	82,7	90,2	119,7	130,6	0	+ 5000	31 170 ⁴⁾	Starke Lockerung, Abb. 16	0 bis + 60	0 bis + 55	0 bis + 42	0 bis + 38		
	A 3	83,6	93,1	119,7	133,3	0	+ 8 000	37 890	Bruch des Mittelholzes an einer Aststelle	0 bis + 97	0 bis + 89	0 bis + 67	0 bis + 61		
Reihe B, Abb. 3 und 4, 10 Stahlstifte 8 mm Durchm. und 1 Schraube 13 mm Durchm.	B 1	98,8	106,6	82,8	89,3	+ 700	+ 14 800	538	Laschen gespalten, Abb. 17	+ 7 bis + 150	+ 7 bis + 139	+ 8 bis + 179	+ 8 bis + 166	0,50	354
	B 2	99,0	107,8	83,7	91,1	+ 700	+ 9 900	15 192	Laschen gespalten, Abb. 18	+ 7 bis + 100	+ 6 bis + 92	+ 8 bis + 118	+ 8 bis + 109	0,46	378
	B 3	82,8	92,1	82,8	91,1	0	+ 6 600	50 080 ⁶⁾	Kein Bruch	0 bis + 80	0 bis + 72	0 bis + 80	0 bis + 72	0,56	439
	B 4	81,7	93,1	80,0	91,1	+ 4200	+ 9 800	67 800	Kein Bruch	+ 51 bis + 120	+ 45 bis + 105	+ 52 bis + 122	+ 46 bis + 108		
	B 5	80,1	87,7	82,8	91,1	0	+ 13 000	1 ⁵⁾	Laschen gespalten, Abb. 10	+ 162	+ 148	+ 157	+ 143	0,47	359
Reihe C, Abb. 5 und 6, 8 Eichenholzdübel und 4 Schrauben 13 mm Durchm.	C 1	83,8	90,5	87,2	87,2	+ 700	+ 14 800	53 576	Nicht gebrochen	+ 8 bis + 177	+ 8 bis + 164	+ 8 bis + 170	+ 8 bis + 170	0,44	350
	C 2	81,7	89,5	87,2	87,2	+ 700	+ 9 900	51 575	Nicht gebrochen	+ 9 bis + 121	+ 8 bis + 111	+ 8 bis + 114	+ 8 bis + 114	0,48	401
	C 3	82,4	93,7	87,2	87,2	0	+ 6 600	50 257	Nicht gebrochen	0 bis + 80	0 bis + 70	0 bis + 76	0 bis + 76	0,47	380
	C 5	80,4	93,8	87,2	87,2	0	+ 21 000	1 ⁵⁾	Laschen gespalten, Abb. 11	+ 261	+ 224	+ 241	+ 241	0,54	484

¹⁾ Angegeben ist jeweils der kleinste, aus den tatsächlichen Abmessungen berechnete Querschnitt. — ²⁾ Bei den Runddübeln ist wie üblich nur die Übertragungsfläche der Dübel berücksichtigt. Werden auch die Leibungsflächen der Schraubenflächen berücksichtigt, dann ergeben sich die eingeklammerten Werte. — ³⁾ Unter dieser Belastung nicht gebrochen, Belastung dann gesteigert. — ⁴⁾ Gewöhnlicher Zugversuch (langsam bis zum Bruch belastet, Versuchsdauer rd. 60 min). — ⁵⁾ Bei Dauerversuch nicht gebrochen, deshalb stetig bis zum Bruch bei P = 16 000 kg belastet. (Zugspannung und Leibungsdruck im Mittelholz 193 kg/cm²). — ⁶⁾ Berechnet unter Annahme gleichmäßiger Verteilung über den Querschnitt nach Abzug der Bohrungen.

Zugversuche nach DIN 1605 mit Stahlstiften der Reihen A und B ergaben bei dem Durchmesser von 8 mm 17 mm
die Streckgrenze (0,2%-Grenze) zu 89 70 kg/mm²,
die Zugfestigkeit zu 121 82 kg/mm²,
die Bruchdehnung auf $l = 5d$ zu 14 13,5 %,
 $l = 10d$ zu 9,5 — %
und die Querschnittsverminderung zu 38 40 %.

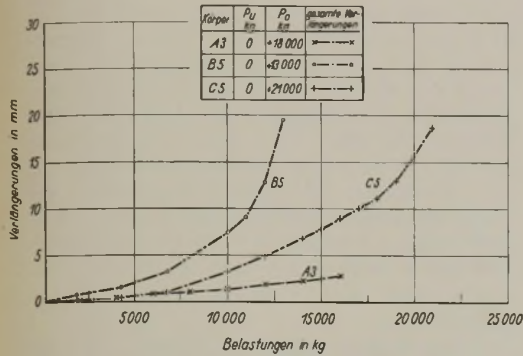


Abb. 9.

2. Durchführung der Versuche.

Bei der Prüfung der Versuchskörper nach Abb. 1 bis 6 wurde zuerst je ein Stab dem in üblicher Weise durchgeführten „gewöhnlichen“ Zugversuch unterworfen. Die Zugbelastung P wurde allmählich bis zum Bruch des Stabes gesteigert. Auf weitere Stäbe gelangten oftmals wiederholte Belastungen zur Wirkung. Dabei fanden durchschnittlich in jeder Minute etwa acht Belastungsspiele statt; die Belastungen pendelten zwischen einem unteren Grenzwert P_u und einem oberen Grenzwert P_o .

Sämtliche Versuche wurden in einer stehenden Prüfungsmaschine für Zug- und Druckkräfte bis 200 000 kg ausgeführt³⁾. Nähere Angaben über die Richtung und Größe der Belastungen usf. finden sich in der Zusammenstellung 1.

3. Ergebnisse der „gewöhnlichen“ Zugversuche (Versuchskörper A 3, B 5 und C 5).

Die Bruchbelastungen, die für diese Belastungen berechneten Anstrengungen der Mittelholzer sowie die Leibungsdrücke zwischen den Verbindungsmitteln und dem Holz der Stäbe sind in der Zusammenstellung 1 enthalten.

Abb. 9 zeigt die Beträge, um die sich die Stoffugen der Versuchskörper mit fortschreiten der Belastung geöffnet hatten.

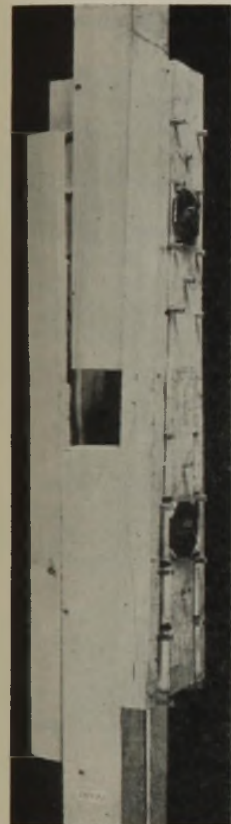


Abb. 10. Körper B5 nach dem gewöhnlichen Zugversuch.

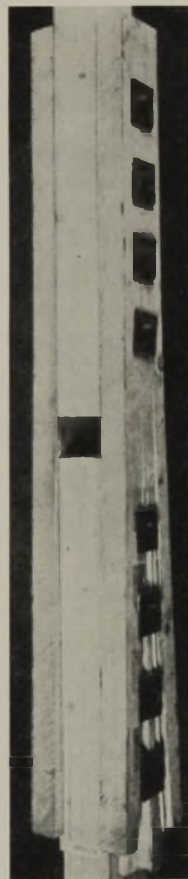


Abb. 11. Körper C5 nach dem gewöhnlichen Zugversuch.

Die Belastung, die sich unter Zugrundelegung eines über die ganze Holzdicke gleichmäßig verteilten Leibungsdruckes von 100 kg/cm² ergibt, beträgt bei dem Versuchskörper

	A 3	B 5	C 5
	11 970	8280	8720 kg ⁴⁾

Die zugehörigen Verlängerungen ergeben sich aus Abb. 9 zu

	A 3	B 5	C 5
	1,8	5,1	2,3 mm.

Bei gleichen Leibungsdrücken hat somit die Verbindung mit 17 mm dicken Stahlstiften nach Abb. 1 u. 2 die kleinste Verlängerung erfahren. Dann folgt die Verbindung mit hölzernen Runddübeln nach Abb. 5 bis 8; die Verbindung mit 8-mm-Stahlstiften lieferte die größte Verlängerung.

Für die Bruchbelastungen ergeben sich die folgenden Zugspannungen und Leibungsdrücke (vgl. Spalten 3 bis 6 und Spalte 8 der Zusammenstellung 1).

³⁾ Vgl. VDI-Nachrichten 1932, Nr. 22.

⁴⁾ In üblicher Weise nur mit den Übertragungsflächen der Holzdübel berechnet.

Versuchskörper	A 3	B 3	B 5 ⁵⁾	C 5
Zugspannung im Mittelholz	215	193	162	261 kg/cm ²
Leibungsdruck im Mittelholz	150	193	157	241 ⁴⁾ kg/cm ²
„ in den Laschen	135	176	143	241 ⁴⁾ kg/cm ² .

Die für die gebrochenen Teile berechneten Werte sind fett gedruckt. Für die Leibungsdrücke beim Bruch ergaben sich für den Stab C höhere Werte als für die Stäbe B. Bei Stab A 3 brach das Mittelholz an einer Aststelle, was beim Vergleich mit den Stäben B und C zu beachten ist.

Die geprüften Stäbe B 5 und C 5 sind in den Abb. 10 u. 11 dargestellt; man sieht, daß in beiden Fällen die Laschen aufgespalten worden sind.

4. Ergebnisse der Versuche bei oftmals wiederholter Belastung.

Zuerst wurden die Stäbe der Reihe A, Bauart nach Abb. 1 u. 2 geprüft. Bei dem Stab A 1 wechselte die Belastung zwischen der Druckkraft 5000 kg und einer gleichgroßen Zugkraft. Der Stab A 2 wurde mit oftmals wiederholter Zugbelastung geprüft. Diese Zugbelastung betrug anfangs 5000 kg; sie wurde auf 8000 kg erhöht, nachdem 31 170 Lastwechsel zwischen 0 und 5000 kg den Bruch noch nicht herbeigeführt hatten.

Mit zunehmender Zahl der Lastwechsel verschoben sich allmählich Stifte in ihren Bohrungen, so daß nach einiger Zeit mehrere Stifte die Fuge zwischen Mittelholz und Lasche nicht mehr überbrückten. Außerdem war ein Abheben der Laschen von den Mittelhölzern zu erkennen (vgl. Abb. 15 u. 16). Das Abheben fing schon nach kleiner Lastwechselzahl an, wie die folgenden Zahlenreihen zeigen.

Versuchskörper A 1 (Zug- und Druckbelastung)		Versuchskörper A 2 (Zugbelastung)	
Zahl der Belastungen mit $P = \pm 5000$ kg	Zunahme der Breite ⁶⁾ mm	Zahl der Belastungen mit $P = + 5000$ kg	Zunahme der Breite ⁶⁾ mm
14	0	150	0
210	3	500	1
450	4	16 000	2
1640	11	31 170	2
3400	30	mit $P = + 8000$ kg	
4000	43	25 300	7
4200	51	30 000	10
		37 890	12

Bei den Versuchskörpern A 1 und A 2 unterblieb eine Fortsetzung der Belastungsspiele bis zum Bruch, da schon früher eine erhebliche Lockerung der Verbindungen eingetreten war.

Über die Belastungen, über die Zahl der Belastungswechsel, über die berechneten Anstrengungen in den Mittelhölzern und über die Leibungsdrücke der Stifte gibt die Zusammenstellung 1 Auskunft. Die bei fortschreitender Zahl der Belastungswechsel ermittelten Verlängerungen sind in den Abb. 12 bis 14 dargestellt.

Zur Verhinderung des Abhebens der Laschen erhielten die Verbindungen der Reihe B die in den Abb. 3 u. 4 gezeichneten, mit Unterlagscheiben versehenen Schrauben mit 13 mm Durchm. Durch diese Maß-

Zusammenstellung 2.

Ver- suchs- stab	Obere Belastungs- grenze P_o ³⁾ kg	Leibungs- druck im Mittelholz (Zug) K ²⁾ kg/cm ²	Verlängerungen nach 10 000 30 000 Lastwechseln		Zahl der Lastwechsel beim Bruch bzw. Ende	Zustand am Ende des Versuchs
			mm	mm		
A 2	5 000 8 000	42 67	1,0 —	1,1 —	31 170 37 890 ³⁾	Lockerung
B 3	6 600	80	4,2	4,2	50 080	Nicht gebrochen
C 3	6 600	76 (57)	1,0	1,0	50 257	Nicht gebrochen
B 2	9 900	118	17,5	—	15 192	Gebrochen
C 2	9 900	114 (85)	2,4	3,0	51 575	Nicht gebrochen
B 1	14 800	179	—	—	538	Gebrochen
C 1	14 800	170 (127)	6,0	7,7	53 576	Nicht gebrochen

¹⁾ Untere Grenze $P_u = 0$ bzw. 700 kg.

²⁾ Bei den Stäben der Reihe C sind die in üblicher Weise berechneten Pressungen eingetragen. Die eingeklammerten Werte sind mit Berücksichtigung der Druckübertragung an den Schäften der Schrauben berechnet worden.

³⁾ Ohne die vorhergehenden 31 170 Lastwechsel mit $P_o = 5000$ kg.

⁵⁾ Die Bruchlast des Stabes B 5 war im Vergleich mit den Belastungen der dem Dauerversuch unterworfenen Stäbe auffallend niedrig. Es wurde daher der beim Dauerversuch nicht zerstörte Stab B 3 durch langsam gesteigerte Belastung zum Bruch gebracht (vgl. Zusammenstellung 1).

⁶⁾ Die „Breite“ des Versuchskörpers ist die Breite des Mittelholzes zuzüglich der doppelten Laschendicke, das sind rd. 186 mm; ferner sind die Spalten zwischen Mittelholz und Laschen eingeschlossen.

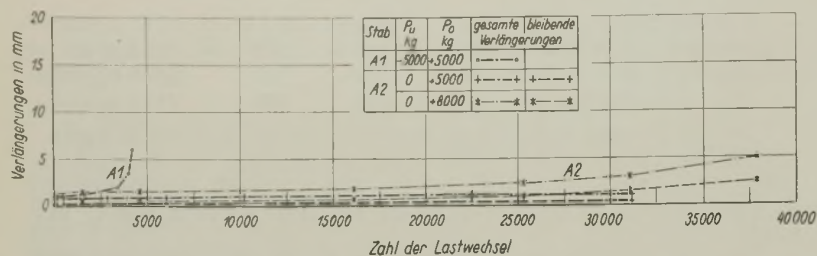


Abb. 12.

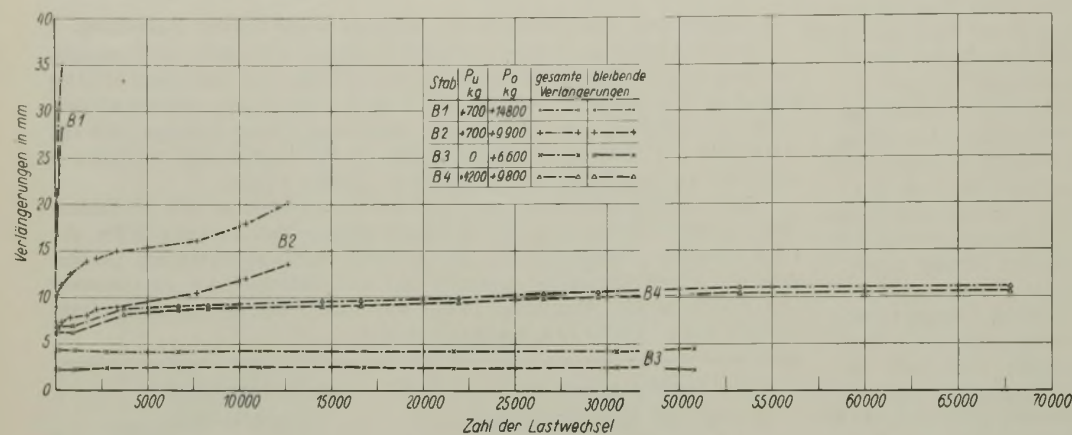


Abb. 13.

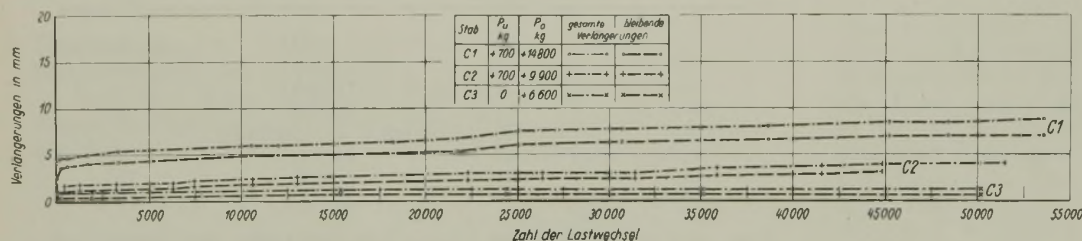


Abb. 14.

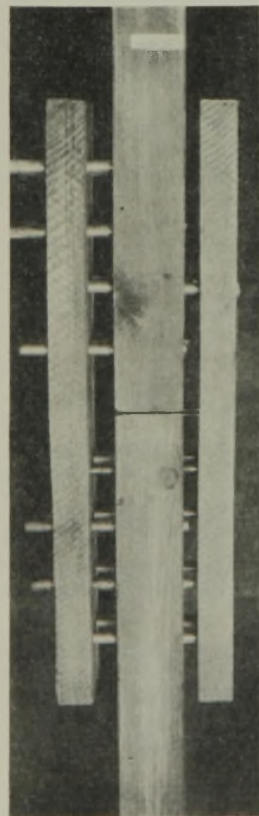


Abb. 15. Körper A 1 nach 4218 Lastwechseln zwischen + 5000 kg Zug- u. - 5000 kg Druckbelastung.

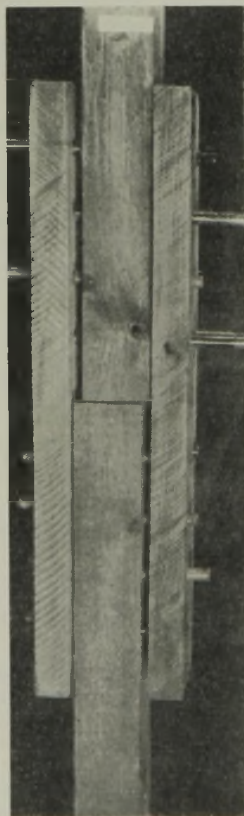


Abb. 16. Körper A 2 nach 37890 Lastwechseln zwischen 0 und 8000 kg Zugbelastung.

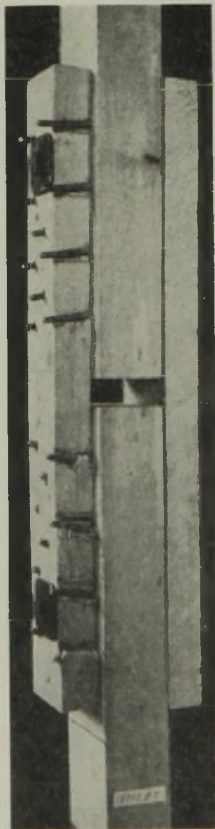


Abb. 17. Körper B 1 nach 538 Lastwechseln zwischen 700 und 14 800 kg.

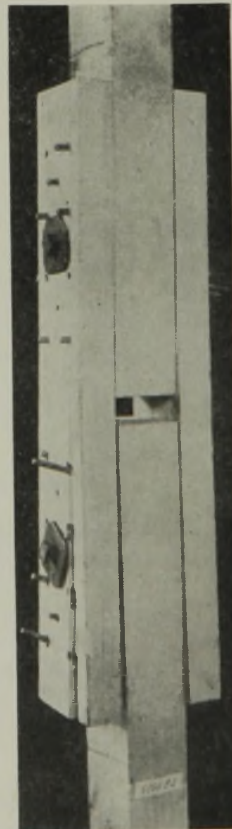


Abb. 18. Körper B 2 nach 15 192 Lastwechseln zwischen 700 und 9900 kg.

nahme wurde das Abheben der Laschen, jedoch nicht das allmähliche Verschieben der Stahlstifte verhindert (vgl. Abb. 17 u. 18.

In der Zusammenstellung 2 sind jeweils die mit gleich hohen Belastungen geprüften Stäbe der Reihen B und C zusammengestellt, zum Vergleich sind ferner die Ergebnisse des Stabes A 2 eingetragen. Die Leibungsdrücke sind in üblicher Weise unter Annahme gleichmäßiger Verteilung über die ganze Übertragungsfäche berechnet.

Bei annähernd gleichen Lochleibungsdrücken haben somit die Verbindungen der Reihe C mit hölzernen Runddübeln die kleineren Längenänderungen geliefert und die größere Zahl von Belastungswechseln ausgehalten, als die mit 8-mm-Stahlstiften hergestellten Verbindungen der Reihe B. Der Unterschied bleibt auch dann bestehen, wenn bei der Berechnung des Leibungsdrucks für die Runddübel die Übertragungsfächen der Schraubenschäfte berücksichtigt werden. Weitere Angaben finden sich in der Zusammenstellung 1 und in den Abb. 12 bis 14. Geprüfte Stäbe sind in den Abb. 15 bis 18 dargestellt⁷⁾.

Der Einfluß höherer Vorbelastung P_u bei Stiftverbindungen nach Abb. 3 u. 4 ist beim Vergleich der Ergebnisse der Körper B 2 und B 4 zu erkennen; die Zusammenstellung 1 und die Abb. 13 enthalten Näheres hierüber.

5. Nach dem Normblatt DIN 1052 berechnete zulässige Belastungen.

Nach Abschluß der Versuche erschien die endgültige Fassung des Normblatts DIN 1052 „Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Holz im Hochbau“.

Im 1. Abschnitt des § 8 findet sich die Angabe, daß die zulässige Last aus der mittleren Versuchsbruchlast mit dreifacher Sicherheit zu errechnen ist und daß sich die verbundenen Teile unter der zulässigen Last um höchstens 1,5 mm⁸⁾ gegeneinander verschieben dürfen. Mit diesen Angaben berechnet sich

für den Stab

A 3	B 3	B 5	C 5
6000	5330	4330	7000 kg

Mittel 4830 kg

Die Verlängerung bei dieser Belastung war
0,8 — 1,5 1,1 mm.

Liegen keine ausreichenden Versuche vor, so ist die zulässige Last für die hier vorliegenden Verbindungen nach § 8 Abschn. 2 u. 3 der genannten Bestimmungen zu berechnen. Es wird dann

für den Stab

A 3	B 3	B 5	C 5
6650	2960	2960	3110 ⁹⁾ kg

Mittel 2960 kg.

Soweit Einzelversuche als maßgebend betrachtet werden können, sind die nach DIN 1052 § 8 Abschnitt 1

⁷⁾ Die Stifte waren anfänglich so eingesetzt, daß sie auf den Seitenflächen der Versuchskörper gleich lang vorstanden.

⁸⁾ Bei den vorliegenden Verbindungen entspricht einer Verschiebung von 1,5 mm eine Verlängerung von 3 mm.

⁹⁾ Ohne Berücksichtigung der Pressungen der Schraubenbolzen in den Schraubenlöchern, jedoch mit Berücksichtigung des auftretenden Kippmoments berechnet.

zu ein Drittel der Bruchlast beim gewöhnlichen Zugversuch ermittelten zulässigen Belastungen für den Körper A 3 (17-mm-Stahlstifte)

um 6650 — 6000 = 650 kg kleiner,

für die Körper B 3 und B 5 (8-mm-Stahlstifte und Schraube)

um 4830 — 2960 = 1870 kg größer

und für den Körper C 5 (Runddübel aus Eichenholz und Schrauben) ungefähr das Doppelte

der nach DIN 1052 § 8 Abschnitte 2 u. 3 berechneten Werte.

Werden die Ergebnisse der bei oftmals wiederholter Zugbelastung geprüften Versuchskörper betrachtet, so zeigt sich, daß

1. die Widerstandsfähigkeit des Stabes A 2 nach 37 890 maliger Belastung mit $P_o = 8000$ kg erschöpft war;
2. der Stab B 3 mehr als 50 000 Belastungen mit $P_o = 6600$ kg ertrag ohne zu brechen und der mit $P_o = 9900$ kg belastete Stab B 2 nach 15 192 Lastwechseln brach;
3. die mit $P_o = 6600$ kg bzw. 9900 kg bzw. 14 800 kg belasteten Stäbe der Reihe C je über 50 000 Lastwechsel ohne zu brechen ertrugen.

Der Vergleich mit den oben angegebenen, zu ein Drittel der Bruchlast bei üblicher Belastungsweise bestimmten zulässigen Belastungen zeigt, daß

der gebrochene Stab A 2 mit dem 1,3 fachen,

der gebrochene Stab B 2 mit dem 2,1 fachen,

der nicht gebrochene Stab B 3 mit dem 1,4 fachen und der nicht gebrochene Stab C 1 mit dem 2,1 fachen dieser zulässigen Belastung belastet worden war.

Die Verbindungen A (17-mm-Stahlstifte ohne Schraube) wiesen somit im Vergleich mit den nach den Bestimmungen berechneten zulässigen Belastungen den kleinsten Sicherheitsgrad auf, dann folgen die Verbindungen B (8-mm-Stahlstifte mit Schraube); den höchsten Sicherheitsgrad ergaben die Verbindungen C (hölzerne Runddübel und Schrauben).

Die vorliegenden Versuche machen u. a. auf folgendes aufmerksam.

1. Bei Laschenverbindungen, die oftmals wiederholten Belastungen widerstehen sollen, ist das Öffnen der Fugen zwischen Mittelholz und Laschen durch mit kräftigen Unterlagscheiben versehene Schrauben oder andere gleich wirksame Mittel zu verhindern.
2. In Laschenverbindungen, die zylindrische Stifte als Verbindungsmittel enthielten, sind Stifte bei oftmals wiederholter Belastung weit aus ihrer ursprünglichen Lage gewandert und unwirksam geworden.
3. Unter den gewählten Bedingungen und bei Zugrundelegung der zur Zeit geltenden Berechnungsvorschriften erwiesen sich die Versuchskörper C nach Abb. 5 bis 8 (Runddübel) verhältnismäßig widerstandsfähiger als die Versuchskörper A und B nach Abb. 1 bis 4 (Stifte).

Alle Rechte vorbehalten.

Unterwasseranstriche für Stahlbauteile im Wasserbau.

Von Dr. Egon Meier, Halle a. d. S.-Nietleben.

Auf die interessante Zusammenfassung von Regierungsbaurat Wedler in Bautechn. 1934, Heft 17, S. 232, über das seither im Unterwasserschutz Erreichte bzw. noch nicht Erreichte hin sei es mir gestattet, von der Anstrichseite her auch einige Bemerkungen zu dem anstehenden Problem zu machen.

Es kann gar nicht eindringlich genug darauf hingewiesen werden, wie verschiedenartig die Ansprüche an eine Rostschutzfarbe sind, je nachdem, ob der Anstrich dauernd unter Wasser oder über dem Wasser oder abwechselnd Wasser, Luft und Sonne oder einfachem Wasserwechsel ausgesetzt ist. Bei Bauteilen, die dauernd über Wasser sind, kommen im großen und ganzen dieselben Anstriche in Frage, wie sie sich bei Brückenbauten bewährt haben. Hier leistet eine fette Ölfarbe sehr gute Dienste; ein Gehalt an verkochtem Holzöl erhöht die Widerstandsfähigkeit der Anstriche, wie das bei der Reichsbahn für die rauchgasfesten Farben verlangt wird. Des weiteren ist man heute fast allgemein dazu übergegangen, den wasserempfindlichen Leinölfirnis, wenigstens im letzten Deckanstrich, durch das weit unempfindlichere Standöl zu ersetzen. Hingewiesen sei auch noch auf die Farben mit vorbehandeltem luftgeblasenem Leinöl und Standöl und auf solche Verfahren, die auch einen Anstrich auf tau- und spritzwasserfeuchte Flächen gestatten¹⁾, während seither ein Anstrich, der auf selbst geringe Feuchtigkeit aufgebracht wurde, nach kurzer Zeit zerstört wurde.

Unter Wasser sind aber fette Ölfarben im Gegensatz zu Anstrichen über Wasser nicht anwendbar; infolgedessen haben alle Versuche, die normalen Ölfarben unter Wasser anzuwenden, versagt. Unter Wasser sind Öl- und Lackfarben nur brauchbar, wenn der Ölanteil verhältnismäßig gering und der Harzkörperanteil recht groß ist. Unter diesen Bedingungen können solche Farben unter Wasser hervorragende Anstriche abgeben. Bei der seitherigen Erprobung sind wohl nirgends noch derartige magere, harzkörperreiche Lackfarben unter Wasser ausprobiert worden. Von der Richtigkeit des Gesagten kann man sich leicht überzeugen, wenn man zum Vergleich zwei Aufstriche längere Zeit in Wasser hängt, von denen der eine mit einer fetten weißen Außenemalle und der andere mit einer mageren stark harzkörperhaltigen weißen Innenemalle gemacht ist. Schon dieser leicht zu bewerkstellende, kurze, klärende Versuch zeigt, daß das Gebiet der mageren harzhaltigen Lackfarbe in den verschiedensten Richtungen für den Unterwasseranstrich noch ausprobiert werden muß. Sicherlich waren die angeführten günstigen Ergebnisse einer Berichtstelle mit leinölbaltigen Deckanstrichen stark harzkörperhaltige Deckanstriche.

Trotz aller teilweise entgegenstehender Berichte²⁾ ist sicherlich eine Vorgrundierung mit Mennige das Beste und Zuverlässigste, was man einem Unterwasserstahlbauteil an Schutz angeeignet lassen kann, nur muß eines dabei beachtet werden: Der Mennigeanstrich muß derartig durchgehärtet sein, daß der nachfolgende Bitumenanstrich den Mennigeanstrich nicht mehr auflöst, was sehr leicht infolge des meist vorhandenen Gehalts der Bitumenlösung an stark lösendem Benzol, oder Benzol-

homologen, Derivaten der Fall ist. Die Stahlbaufirmen helfen sich meist derart, daß sie den Mennigeanstrich mehrere Wochen in der Sonne scharf durchtrocknen lassen, was für den zweiten Mennigeanstrich und für Ausbesserungen natürlich seine Schwierigkeiten hat. Diesem Übelstande läßt sich zunächst sehr leicht abhelfen, wenn man ein Bitumen verwendet, das im Lösungsmittel keinen oder nur geringen Anteil an aromatischen, also Benzolkohlenwasserstoffen hat, und nur in aliphatischen, d. h. Benzinkohlenwasserstoffen gelöst ist.

Merkwürdigerweise haben aber nach den seitherigen Erfahrungen derartige rein benzinlösliche Bitumina, wie einige Erdölbitumina, eine geringere Haltbarkeit. Worauf das zurückzuführen ist, ist bisher nicht einmal vermutungsweise zu sagen. Für die Erdölindustrie ergibt sich hier noch ein weites Betätigungsfeld für entsprechende Versuche.

Wenn man daher bei den altbewährten benzollöslichen Steinkohlenteerbitumen bleiben will, so bleibt nichts anderes übrig, als das Problem von der Mennigeseite her anzufassen. Ich habe schon auf einer Tagung in Mainz-Gustavsburg im Januar d. J. vor einem Kreise von Fachleuten auf diese Tatsache hingewiesen und konnte damals schon auf zwei Mennige-Spezialanstriche hinweisen, die ich zu diesem Zweck entwickelt hatte³⁾.

Die eine Spezialmennige soll statt der gewöhnlichen Mennige in den Stahlbauanstalten Verwendung finden und es ermöglichen, daß nach 2 bis 3 Tagen statt bisher Wochen ein benzolgelöstes Bitumen sicher und ohne starke Anlösung der Mennige aufgebracht werden kann. Ich habe bei dieser Mennigesorte das Hauptgewicht auf ein schnelles Durchhärten und Unlöslichwerden der öligen Bindemittel gelegt.

Eine zweite, sogar schon in wenigen Stunden durchhärtende Mennige ist von mir für Ausbesserungszwecke an dem fertigen Objekt entwickelt worden, denn bei Ausbesserungsarbeiten können die Monteure selbst nicht 2 bis 3 Tage auf das Durchtrocknen der mit Mennige ausgebesserten Stellen warten, sondern sie müssen meist gleich unmittelbar die Bitumenlösung aufbringen. Zu diesem Ergebnis bin ich durch weitgehende Verwendung besonderer Ölkunstharz-Kombinationen gelangt.

Ich habe diese beiden Mennigesorten nicht hier angeführt, um etwa Reklame dafür zu machen; das ist auch in der Zwischenzeit bisher an keiner Stelle geschehen, sondern ich wollte nur die genaue Problemstellung damit beleuchten und die Lösungsmöglichkeit des Problems damit feststellen.

Ein Zusatz von Bleiglätte zu der angeriebenen Bleimennige, die an sich auch rasche Durchhärtung neben anderen guten Wirkungen vollbrächte, ist bis jetzt noch nicht durchführbar, weil infolge der raschen Eindickung ein Zumischen erst unmittelbar vor dem Anstreichen im kleinsten Handgefäß von Hand möglich ist.

Ob die Erwartungen, die wir Anstrichfachleute auf die Chlorkautschukfarben setzen, sich im Unterwasseranstrich erfüllen, und ob sie je den weit billigeren Bitumenanstrich irgendwie verdrängen können, muß die Zukunft lehren.

Viel aussichtsreicher aber erscheint mir die Möglichkeit, die seitherigen Bitumenanstriche durch Zusätze von synthetischen, auch sonst in der Lack-

³⁾ Hergestellt von der Hallack G. m. b. H., Halle-Nietleben.

¹⁾ Vgl. Z. d. VdI 1934, Nr. 24, S. 756.

²⁾ Vgl. auch A. Blom, Zürich, in Nr. 14 des „Bulletin“ vom 4. Juli 1934.

industrie gebrauchten Weichmachungsmitteln und ähnlichen Körpern elastischer und damit widerstandsfähiger zu machen und die Wasserdurchlässigkeit durch auch sonst angewandte porenfüllende Quellkörper besonderer Art, Verkittungsmittel und Licht abwehrende Pigmente herabzusetzen.

Daß die Anstriche, die bei trockenem Wetter ausgeführt wurden, nach dem Bericht besser hielten als die bei feuchtem Wetter, wenn auf der Fläche noch eine dünne Wasserhaut lag, ist nach den Erfahrungen mit meinem Taufeucht-Verfahren durchaus verständlich und eigentlich selbstverständlich. Wenn man sich deshalb vor Schäden aus dieser Richtung her bewahren will, muß man schon zu „Taufeucht“-Zusätzen greifen.

Bitumenemulsionen können den Zweck nicht voll erfüllen, weil sie nicht irreversibel sind.

Auf alle Fälle ist zu hoffen, daß ein etwas lebhafter Wind die seit Wochen geplanten umfassenden Versuche zu einer baldigen Klärung der ganzen Frage führt. Vor allen Dingen kommt es darauf an, daß die Versuche mit Materialien unternommen werden, die den heutigen Kenntnissen der Lackwissenschaft und Praxis entsprechen und nicht nur irgendeinen hochtragenden Namen führen, und daß bei solchen Versuchen nicht nur die Stahlbaupraktiker und die Unterwasserdezenten, sondern auch erfahrene Lackfachleute, die es doch am meisten angeht, und von denen am ersten eine Weiterentwicklung erwartet werden kann, gehört werden.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Talsperre Marèges.

Nach einem Bericht in Gén. Civ. 1934, Nr. 2708 vom 7. Juli, liegt die Talsperre von Marèges, die zum Bereich der Wasserkraftanlagen der Compagnie d'Orléans gehört, 15 km unterhalb von Bort les Orgues und staut die Dordogne etwa 75 m hoch an (Abb. 1). Die Dordogne hat dort ein Gefälle von etwa 5 m/km. Die Anlage ist für eine Leistung von 128 000 KVA berechnet, wobei die Spitzenleistung berücksichtigt ist, die das Vierfache der normalen Leistung beträgt. Die Dordogne durchschneidet das Gebirge; ihre Ufer bestehen aus Granitfelsen, die bis zu

befindliche oberirdisch ausgebildet ist. Alle drei Ablässe gestatten einen Hochwasserablaß von 270 m³/sek;

3. zwei Fassungen zur Aufnahme und Zuleitung des Wassers zu den Turbinen, die auf dem rechten Ufer liegen und Steigschächte und Druckleitungen besitzen;

4. eine elektrische Anlage von 150 000 KVA, die auf dem rechten Ufer etwas flußabwärts von der Staumauer parallel zum Fluß liegt und vier Gruppen von Turbo-Generatoren mit senkrechter Achse und je 37 500 KVA enthält, die bei einem Wirkungsgrade $\eta = 0,85$ insgesamt 128 000 KVA liefern;

5. eine Umformstation, die den mit 90 000 V von den Stromerzeugern kommenden Strom auf 220 000 V umformt; schließlich

6. zwei auf dem rechten Ufer liegende Grundwasserablässe, die das Wasser der Kraftmaschinen etwa 500 m unterhalb der Dordogne wieder zuführen.

Die besondere Art der Flußufer legte es nahe, die Staumauer als einheitliches Gewölbe auszubilden, das sich gegen die Seitenwände des Flußtales abstützt. Das linke Ufer, das sich im wesentlichen senkrecht erhebt, dient unmittelbar als Widerlager zur Aufnahme des Gewölbedruckes. Das rechte Ufer ist abgesetzt, und zwar besitzt es etwa in halber Höhe der Staumauer eine Stufe, die dazu benutzt wird, das Gewölbe mittels eines rechteckigen Widerlagers abzustützen. Das Widerlager dient dabei gleichzeitig als Hochwasserablaß. Die wichtigsten Daten der Staumauer sind folgende:

Größte Höhe	90 m,
Länge der abgewickelten Gewölbekrone	198 m,
Länge des abgewickelten Widerlagers	49 m,
Dicke an der Krone	3 m,
Dicke am Fuß	19 m,
Halbmesser der oberen Leibung an der Krone	100 m,
Halbmesser der oberen Leibung am Fuß	80 m,
Halbmesser der unteren Leibung an der Krone	97 m,
Halbmesser der unteren Leibung am Fuß	25 m,
Gesamtinhalt der Baugrube	50 000 m ³ ,
gesamte Betonmenge	185 000 m ³ ,
geringste in Rechnung gesetzte Beanspruchung des Betons	25 kg/cm ² ,
größte in Rechnung gesetzte Beanspruchung des Betons	55 kg/cm ² ,
geringste Druckfestigkeit des Betons nach 90 Tagen	220 kg/cm ² .

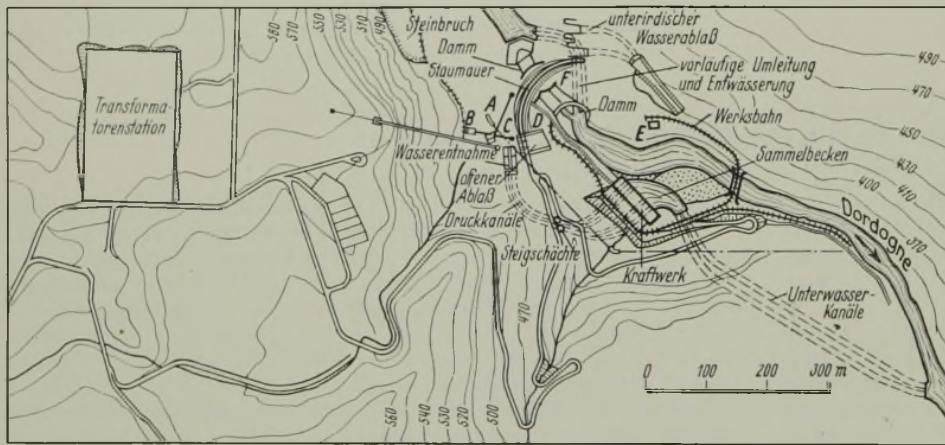


Abb. 1.

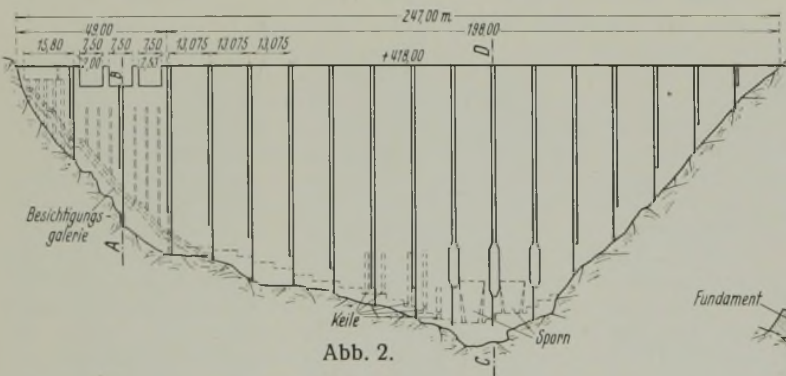


Abb. 2.

Abb. 4.

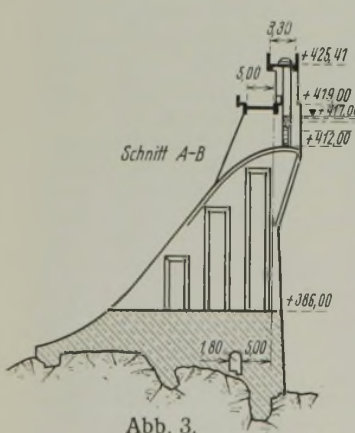


Abb. 3.

250 m Höhe steil abfallen. Dadurch ergaben sich erhebliche Schwierigkeiten in der Anlage eines Bauhofes unter Berücksichtigung der außerordentlich schwankenden Hochwassermengen. Das Maschinenhaus liegt in einer Verbreiterung des Tales in der Nähe der Talsperre, wobei auch ausreichend Platz ist, um alle notwendigen Hilfslager vorzusehen. Die Anlage liegt 700 m von der Transformatorstation von La Môle-Marèges, 250 m über der Ebene von La Môle. Die Transformatorstation dient zur einheitlichen Umwandlung des Stroms auf 220 000 V, der dorthin auch von anderen Kraftanlagen in verschiedener Spannung geliefert wird.

Die Anlage von Marèges umfaßt:

1. eine Staumauer, die 90 m hoch über das Fundament ragt und an der Krone 247 m lang ist, was einen Stau der Dordogne von rd. 75 m ergibt mit einer Wassermenge von 40 Mill. m³, von denen 35 Mill. praktisch verwertbar sind;

2. drei Hochwasserablässe, von denen zwei auf dem linken Ufer gelegene unterirdisch sind, während der dritte, auf dem rechten Ufer

Die Staumauer (Abb. 2) hat aus statischen Gründen eine besondere Form erhalten, die im Querschnitt etwa einem Schiffskiel mit doppelter Krümmung gleicht. Das Bauwerk ruht, um unnötige Spannungen in der flußaufwärts liegenden Kante zu vermeiden, auf einer Keilung und stützt sich auf kufenartige Sporen ab, die denen zum Aufdocken von Schiffen gleichen. Die Keilungen sind mit dem Felsuntergrund verbunden, während die kufenartigen Sporen mit dem Bauwerk selbst verbunden und einen Teil davon bilden. Der Druck des Wassers bewirkt, daß die Staumauer sich von den Keilungen abhebt und die kufenartigen Stützen mitnimmt, die durch Eisenbewehrung mit der Staumauer verbunden sind. Waagerechte Eisenanker sind dabei an der Stelle der größten Ausladung der Staumauer eingezogen. Um die notwendige Stetigkeit der Gewölbebewehrung zu erhalten, ruht die eigentliche Gewölbemauer auf einem Betonsockel auf, der durch Auffüllen der Baugrube auf etwa 10 m über der Sohle erhalten wird (Abb. 3). In bekannter Weise ist die Staumauer in einzelne Keilstücke aufgeteilt (Abb. 4 u. 5), die durch Dehnungsfugen von 1 bis 1,5 m Breite voneinander getrennt sind. Die Dehnungsfugen sind (Abb. 6) nach Art einer Verzahnung ausgebildet und werden mit Schüttbeton ausgefüllt. Endgültig geschlossen werden die Dehnungsfugen durch Eindrücken von Beton mittels in den Keilstücken senkrecht und waagrecht verlegter Rohrnetze. Kupferbleche dichten die Dehnungsfugen ab. Am Fuße der mittleren Dehnungsfugen werden bei der Errichtung der Staumauer große Durchlässe zum Ablaß etwaiger Hochwassermengen vorgesehen.

Auf dem rechten Ufer ist im Widerlager der Staumauer ein Hochwasserablaß vorgesehen, der drei bewegliche Schützen von 7,5 x 5 m

besitzt und durch den etwa 700 m³/sek abgelassen werden können. Das Hochwasser fließt durch eine im Widerlager vorgesehene Sturzrinne ab, die etwa 40 m unterhalb in das Bett der Dordogne mündet. Auf dem linken Ufer sind die beiden unterirdischen Hochwasserablässe mit je zwei beweglichen Schützen von 12 × 11 m versehen, von denen eine selbsttätig arbeitet. Beide zusammen können eine Gesamtwassermenge von 2000 m³/sek ablassen. Die Tunnel für diese Wasserablässe haben etwa 8 m Durchm., also einen Querschnitt von rd. 50 m² und sind nach vorhergehenden Modellversuchen so angelegt, daß bei einer Wassergeschwindigkeit

Mindestmaß zu beschränken. Der stromaufwärts liegende Damm (Abb. 8) wurde als offener Damm mit Steinfüllung und einer Verkleidung hergestellt. Zu diesem Zwecke wurden zunächst im Flußbett zwei große korbartige Kästen aus Eisenkonstruktion mit Drahtgeflecht umgeben hergestellt, die dann mit Felsblöcken gefüllt wurden. Zwischen diesen beiden Kästen und flußaufwärts vor ihnen wurde eine Dammbalkentafel geschlagen, hinter der Beton eingefüllt wurde. Die Balken konnten nur 400 mm tief gerammt werden, da im Flußbett eine große Zahl von Felsblöcken liegt. Der Untergrund wurde durch Taucher nach dem Einspritzverfahren künst-

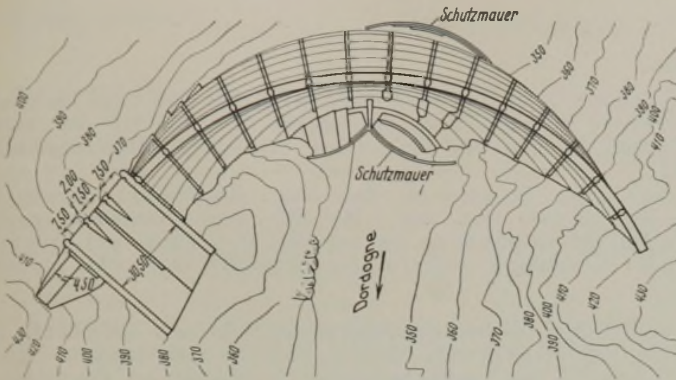


Abb. 5.

keit von 23 m/sek keinerlei Unregelmäßigkeiten in der Strömung, Schläge oder Schwingungserscheinungen auftreten können. Sie münden in einen offenen Kanal, der das Wasser in das Bett der Dordogne unterhalb des Kraftwerkes entläßt.

Die Wasserentnahmestellen besitzen einen Einlauf, einen Sammelkanal, einen Steigschacht und je zwei Druckkanäle. Es sind zwei völlig gleiche Wasserentnahmestellen vorgesehen. Jeder Einlauf besitzt einen Rechen mit einem Rechenreiniger und, dem Sammelkanal vorgeschaltet, ein Segmentwehr, dem ein gewöhnliches Wehr vorgesetzt ist. Die Wehre werden bedient von einer besonderen, auf der Krone der Staumauer angeordneten Bedienungsstelle aus. Die Sammelkanäle haben 6,20 m Durchm., also einen Querschnitt von rd. 30 m², sind mit Beton verkleidet und 135 m lang. Durch sie fließen bei einer Geschwindigkeit von 4 m/sek 118 m³/sek Wasser. Jeder Sammelkanal mündet in einen Steigschacht, von dem aus die aus Eisenbeton bestehenden beiden unterirdischen Druckkanäle ausgehen, die 120 bis 150 m lang sind und einen Durchmesser von 4,4 m haben. An sie schließen sich eiserne Zuleitungsrohre gleichen Durchmessers an, von denen die einzelnen Zuleitungen zur Turbine mit 1,2 m Durchm. ausgehen.

Das Maschinenhaus (Abb. 7) mit den zugehörigen Nebenanlagen für Schaltraume u. dgl. ist 92 m lang, 24 m breit und 42 m hoch und in Eisenbeton ausgeführt. Das Abwasser der Turbinen wird in einem über die ganze Länge des Maschinenhauses sich erstreckenden Becken gesammelt, das gegen die Dordogne durch eine gewölbte Eisenbetonmauer abgeschlossen

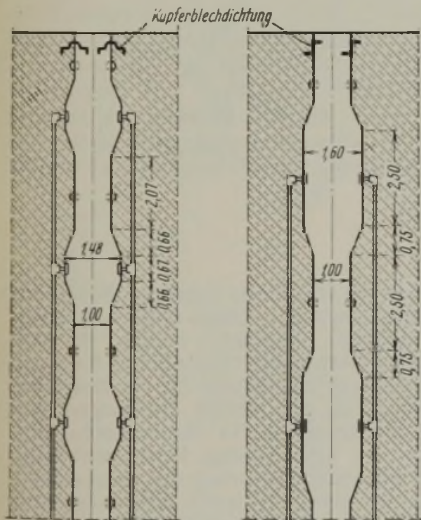


Abb. 6.

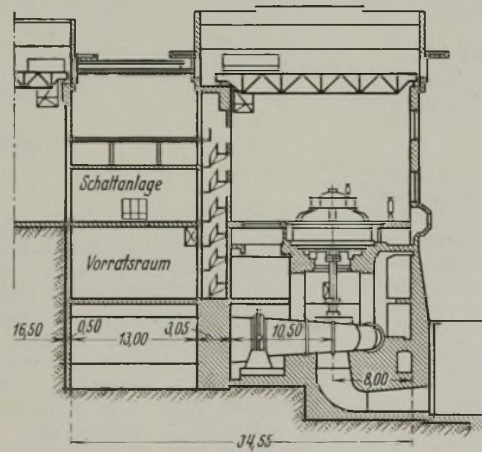


Abb. 7.

ist. Von diesem Becken aus führen zwei unterirdische Kanäle von 9,5 m Durchm. mit senkrechten Stützfeilern und Rundbogengewölbe das Wasser der Dordogne etwa 520 m unterhalb des Maschinenhauses zu. Die Ablaufkanäle wurden vorgesehen, um mit Sicherheit Versandungen der Turbinen zu verhindern.

Beim Bau der Anlage wurden zunächst zwei unterirdische Umgehungskanäle hergestellt, um das Wasser der Dordogne um die Baustelle herum abzuführen und gleichzeitig die Baustelle zu entwässern. Die Baustelle ist flußauf- und flußabwärts durch je einen Damm abgeschlossen. Die Umgehungskanäle haben einen Querschnitt von je 37 m² und können bis zu 700 m³/sek ableiten. Sie sind auf dem linken Ufer angeordnet. Bei der Schwierigkeit des Geländes war es nötig, den Platzbedarf auf ein

lich erhärtet und abgedichtet. Da sehr große Hochwassermengen bis zu 1200 m³/sek zu erwarten waren, mußte der flußaufwärts liegende Damm besonders sorgfältig hergestellt werden. Zu diesem Zweck wurde er auf der Rückseite zunächst mit einer Sturzrinne versehen, so daß das überlaufende Wasser gegen das zwischen den beiden Dämmen befindliche Wasserkissen stößt. Hinter der Sturzrinne ist das Bett mit einer Decke aus Eisenbeton verkleidet, um den ersten Stoß aufzunehmen. Der Damm wird durch eine senkrechte Wand abgeschlossen, die 20 m tief bis auf den Felsen niedergebracht ist. Der flußabwärts liegende Damm besteht aus zwei gleichartigen metallenen Dammbalkentafeln, die durch Pfeiler gesichert sind und zur Aufnahme der Baubahngeleise dienen. Der Fuß der Baugrubenböschung flußabwärts wird durch eine doppelte Gewölbe-mauer abgestützt, die sich auf die beiden Flußufer stützt und in der Mitte gegen die Staumauer selbst anliegt. Zum Füllen des stromaufwärts liegenden Dammes wurden die Aushebungen der Baugrube verwendet. In der Baugrube selbst arbeiteten drei Bagger. Außerdem wurde noch ein Dampföffelbagger verwendet, der den Talweg des rechten Ufers, wo das Widerlager errichtet wird, ausbaggert. In den Baugruben befinden sich zahlreiche im Flußbett zurückgebliebene Findlingsblöcke, die aber derart gut erhalten waren, daß sie ohne weiteres in das Fundament der Staumauer eingebaut werden konnten. In der Baugrube des Kraftwerkes arbeiteten zwei Dampföffelbagger. Ein Teil der Aushebungen wurde zur Errichtung eines Arbeitsplatzes am Flußufer aufgeschüttet. Ein dritter Löffelbagger wurde schwimmend aufgebaut und diente dazu, den Baugrund im Bereich des Grundwasserspiegels auszuheben. Die Art des ausgehobenen Baugrundes gestattete die Verwendung besonders steiler Böschungen. Zur Bewegung des Aushubes diente eine Schmalspurbahn, die das Bett der Dordogne zweimal kreuzte, das eine Mal auf dem flußabwärts liegenden Damm, das andere Mal auf einer eisernen Brücke mit zwei Trägern von 28 und 17 m Stützweite. Die Gesamtlänge der Werkbahn betrug 3 km. Von vornherein war vorgesehen, möglichst allen Aushub zu vermeiden unnötiger Erdbewegungen wieder zu verwenden. Der Beton wurde an zwei verschiedenen Stellen, von denen die eine auf dem rechten, die andere auf dem linken Flußufer lag, hergestellt. Der Zement wurde von der nächstgelegenen Eisenbahnstation aus durch eine Seilbahn mit 15 t Stundenleistung an die Baustelle gebracht. Die Aushebungen der Baugruben wurden sofort sortiert und die brauchbaren Teile der auf dem linken Flußufer liegenden Betonherstellungsstelle zugeführt. Außerdem wurde noch ein besonderer Steinbruch eröffnet, der auf dem rechten Ufer lag, und zwar an einem Hang mit 80% Neigung. Der Steinbruch ist 450 m lang und liegt 12 bis 15 m hoch. Die Gewinnung geschieht durch Gesteinbohrmaschinen, und zwar wurden täglich 500 bis 600 m³ Gestein gewonnen, das in einer Schmalspurbahn der auf dem rechten Ufer liegenden Betonherstellungsstelle zugeführt wird. Jede der beiden Betonherstellungsstellen besitzt eine Brechanlage. Bei der Einrichtung auf dem rechten Flußufer, bei der etwa 2/3 der Gesamtbetonmenge hergestellt werden, ist ein Walzenbrecher vorgesehen, der 150 t verarbeitet. Das verarbeitete Gut wird bis zu 120 mm Größe auf einem Trommelsieb ausgesiebt. Der Rückstand gelangt in zwei weitere Walzenbrecher. Man erhält so Material von 0 bis 120 mm Korngröße, das durch einen Bandförderer der Sortieranlage zugeführt wird, die das Gut, das in besonderen Silos gestapelt wird, in vier Größen sortiert, und zwar 0 bis 3 mm, 3 bis 10 mm, 10 bis 30 mm und 30 bis 120 mm. Ein Teil des Gutes zwischen 3 und 30 mm wird dem Walzenbrecher wieder zugeführt und auf 0 bis 3 mm Größe zerkleinert. Diese Sortierung geschieht durch Rüttelsiebe. Eine Kugelmühle dient zur Herstellung von feinem Sand von 0 bis 0,5 mm. Selbsttätige Wiegeanlagen und Förderbänder sind vorgesehen, um die Stoffe in der gewünschten Menge den beiden Betonmischanlagen zuzuführen, die 1500 l fassen. Die Anlage auf dem rechten Ufer, die 1/3 der Gesamtmenge herstellt, besitzt einen Backenbrecher und einen Walzenbrecher.

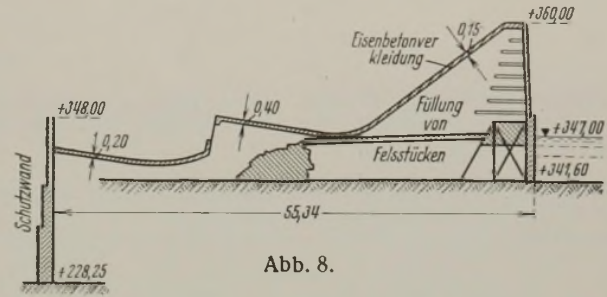


Abb. 8.

Im übrigen ist die Anlage ähnlich wie die auf dem rechten Flußufer befindliche.

Die Stauwand enthält 185 000 m³ Beton. Der Sockel und einige Stellen bestehen aus Schüttbodyeton mit einer Mischung von 275 bis 300 kg Zement/m³. Der übrige Teil besteht aus Gußbeton, der 170 l Wasser je m³ enthält. Der Beton wird durch Gießtürme an Ort und Stelle gebracht. Es wurden drei Türme verwendet, die mit metallischen Förderbändern versehen sind. Der Arbeitsbereich jedes Turmes beträgt 45 m, die Leistung 60 m³/h. Zwei dieser Türme werden von der Betonherstellungsanlage des

rechten Ufers bedient, der dritte von der auf dem linken Ufer liegenden. Der Beton gelangt auf die Stauwand mit Hilfe von 300 mm breiten Rutschen und wird festgestampft. Täglich wurden bis 1000 m³ Beton verarbeitet. Zur Herstellung der Krone diente eine Kabelbahn mit einer Leistung von 4,5 t. Die Verschalung besteht aus Metallplatten. Die doppelte Krümmung an jedem Punkte der Förderfläche bedingte besondere Einrichtungen, um die Metallplatten sowohl in der Längsrichtung als auch in senkrechter Richtung verstellen zu können. Wo nötig, wurde der Beton durch verankerte Eisenbündel in der Längsrichtung versteift. Schmid.

Vermischtes.

Technische Hochschule Breslau. Dem Regierungsbaumeister a. D. Heinrich Blecken aus Duisburg ist der Lehrstuhl für Baukunst einschließlich Industriebau übertragen worden.

Besuch der deutschen Technischen Hochschulen im Sommerhalbjahr 1934. Die Gesamtbesucherzahl war:

	a) Studierende	b) Fachhörer	c) Gasthörer	Ins- gesamt ¹⁾	Davon:	
					Deutsche	Aus- länder
Aachen . . .	908	4	302	1214 (1386)	1129	85
Berlin . . .	3883	135	202	4220 (4847)	—	—
Braunschweig .	903	6	43	952 (1057)	915	37
Breslau . . .	607	1	67	675 (735)	—	—
Danzig . . .	1264	8	41	1313 (1625)	841	472
Darmstadt . . .	1462	3	97	1562 (2342)	1441	121
Dresden . . .	2222	10	64	2296 (2941)	2052	244
Hannover . . .	1373	6	20	1399 (1705)	1361	38
Karlsruhe . . .	849	14	104	967 (1199)	877	90
München . . .	2697	4	96	2797 (3294)	2555	242
Stuttgart . . .	1164	9	—	1173 (1790)	1127	46

¹⁾ Die eingeklammerten Zahlen bedeuten die Besucherzahl im Winterhalbjahr 1933/34.

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

	Bau- ingenieur- wesen	Archit- tektur	Maschi- nenbau	Elek- tro- technik	Chemie und Phar- mazie	Bergbau und Hütten- kunde	Mathe- matik und Physik	Kultur- und Staatswissen- schaften Allgemeines
Aachen . . .	139	78	216	139	66	184	—	86
Berlin . . .	830	573	811	714	199	188	224	139
Braunschweig .	97	114	138	146	140	—	39	229
Breslau . . .	142	26	153	115	62	65	—	44
Danzig . . .	302	111	253	226	124	—	54	44
Darmstadt . . .	221	103	454	365	128	—	112	79
Dresden . . .	304	221	375	273	194	—	810	—
Hannover . . .	379	166	387	270	70	—	101	—
Karlsruhe . . .	212	118	240	169	101	—	23	—
München . . .	748	—	871	—	199	—	498	—
Stuttgart . . .	291	279	254	114	131	1	62	32

Außerdem: Schiff- und Schiffsmaschinenbau sowie Luftfahrzeugbau: Berlin 205, Danzig 150; Land- und Forstwirtschaft: Dresden 45, München 381 (einschl. Brautechn. Abt.).

Umbau des Bahnhofs Zoologischer Garten, Berlin. Der Betrieb auf den Ferngleisen der Berliner Stadtbahn ist bei nur einem Fernbahnsteig sehr gehemmt. Der Verkehr kann sich auf dem vorhandenen einen Bahnsteig, der bei der gebündelten Lage der ankommenden und abgehenden Züge gleichzeitig die Reisenden aller Fahrrichtungen aufnehmen muß, nur unter Gedränge abwickeln, Treppen- und Sperrenanlagen reichen oft nicht aus.

Der Forderung nach einer glatten Abwicklung von Verkehr und Betrieb soll durch den Bau eines zweiten Fernbahnsteiges auch auf Bahnhof Zoo entsprochen werden. Das Vorhandensein eines Überholungsgleises für jede Richtung beseitigt die Auswirkung der Unregelmäßigkeiten eines Zuges auf die nachfolgenden.

Bei dem aus diesen Gesichtspunkten von der Reichsbahn beschlossenen Umbau des Bahnhofs Zoo kommt der zweite Fernbahnsteig an die Stelle des vorhandenen S-Bahnsteigs zu liegen. Der neue S-Bahnsteig legt sich nördlich an den Bahnkörper und wird gegen die Fernbahnsteige so weit nach Westen vorgezogen, daß er die Hardenbergstraße überbrückt. Dadurch wird es möglich, den westlichen Bürgersteig dieser Straße sowie mittels eines besonderen Ganges unter den Gleisen auch die Kantstraße in bequeme Verbindung mit dem S-Bahnsteig zu bringen. Die im Empfangsgebäude vorhandenen Gewölbe werden abgebrochen und durch Säulen ersetzt, die eine zweckmäßigere Raumeinteilung und für den Reisenden einen freieren Überblick über die Verkehrsanlagen gestatten. Die beiden Fernbahnsteige und der S-Bahnsteig werden je durch eine verglaste Halle in Stahlbau überdeckt.

In einem ersten Bauabschnitt bis zum Beginn der 11. Olympiade 1936 soll der neue S-Bahnsteig mit allen Zugängen und der Bahnsteighalle

fertiggestellt werden. Nach Ende der Olympiade wird dann der zweite Bauabschnitt in Angriff genommen werden, der den Bau des zweiten Fernbahnsteiges und den Umbau des bestehenden Bahnhofsgebäudes umfaßt.

Die Kosten betragen für den ersten Bauabschnitt, der in die Jahre 1934 bis 1936 fällt, über 6 Mill. RM. Die Gesamtkosten werden rd. 12 Mill. RM ausmachen. Die zwischen Hardenberg- und Kantstraße liegenden Grundstücke sind von der Reichsbahn schon 1933 erworben worden.

Vollspuriger Ausbau der Nebenbahn Heidenau—Altenberg. Die 41,6 km lange schmalspurige sächsische Nebenbahn Heidenau—Altenberg (s. Abb.) verläuft bis Lauenstein im Tale der Müglitz und von da bis zu dem auf dem Kamm des Osterzgebirges gelegenen Altenberg im Tale des Roten Wassers. Sie überwindet in den engen, stark gewundenen Tälern einen Höhenunterschied von 634 m. Die stärkste Steigung beträgt 1:30, der kleinste Halbmesser der insgesamt rd. 17 km langen Krümmungen 80 m. Altenberg und die Nachbarorte sind beliebte Ausflugsziele der Dresdener Bevölkerung und sehr besuchte Erholungsplätze. Dieser 700 bis 850 m hoch liegende Teil des östlichen Erzgebirges ist wegen seiner günstigen Schneeverhältnisse auch zu einem bekannten Skigebiet geworden.



Bisher mußten die Reisenden von der Hauptbahn Dresden—Bodenbach in Heidenau auf die Schmalspurbahn umsteigen, Güter mußten dort umgeladen oder Güterwagen auf Rollböcke umgesetzt werden. In dem stoßweisen Personenverkehr bringt das notwendige Umsteigen in Heidenau große Unbequemlichkeiten und erhebliche Zeitverluste für die Reisenden. Besonders nachteilig wirken sich auch die starken Steigungen und Krümmungen, sowie die vielen Wegübergänge in Schienenhöhe aus, die auf der schmalspurigen Bahn nur eine geringe Reisegeschwindigkeit gestatteten. Der dringend erwünschten Förderung des Schneeschuh-sportes will die Reichsbahn, wie wir erfahren, durch Schaffung einer leistungsfähigen Bahn entsprechen, die einen Baukostenaufwand von über 10 Mill. RM erfordert. Die Fahrzeit der von Dresden bis Altenberg durchfahrenden Sonderzüge wird durch die neue Bahn um 60% verkürzt werden.

INHALT: Druckverteilung unter starren und elastischen Lastflächen verschiedener Größe bei verschiedenen Belastungen im Sand und Lehm. — Geschweißte Eisenbahnbrücken. — Widerstandsfähigkeit von Holzverbindungen gegen oftmals wiederholte Belastung. — Unterwasseranstriche für Stahlbautelle im Wasserbau. — Die Talsperre Maréges. — Vermischtes: Technische Hochschule Breslau. — Besuch der deutschen Technischen Hochschulen im Sommerhalbjahr 1934. — Umbau des Bahnhofs Zoologischer Garten, Berlin. — Vollspuriger Ausbau der Nebenbahn Heidenau—Altenberg.

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