DIE BAUTECHNIK

14. Jahrgang BERLIN, 20. November 1936 Heft 50

Alle Rechte vorbehalten.

Alte und neue Einpreßdübel.

Von Prof. Dr.-Ing. E. Gaber, Karlsruhe.

Die üblichen Bolzenverbindungen nimmt man ungern für hochbeanspruchte Holztragwerke, da sie weich sind und sich an den kritischen Stellen ins Holz einfressen, wenn die durch ihre Klemmkraft erzeugte Reibung der Holzteile überwunden ist. Sie sind unentbehrlich als Klemmbolzen, aber ungeeignet als Tragbolzen.

Die zulässige Belastung eines Bolzens wird bestimmt zunächst von seiner Klemmkraft und dann von seiner Seilwirkung. Beide werden durch die Unterlagscheiben maßgebend beeinflußt.

Die Quetschgrenze beim Druck der Unterlagscheiben quer zur Faser hängt beim Weichholz, Tanne und Fichte, von der Lage der Jahresringe und der Feuchtigkeit des Holzes, ferner aber von der Art der Kraftübertragung ab. Die Bolzen-Unterlagscheiben übertragen den Druck in der günstigen Form des Stempeldrucks. Nach unseren Versuchen darf man günstigenfalls mit einer Quetschgrenze rechnen von $\sigma_Q = 100$ kg/cm².

Nach DIN 436 hat die normale quadratische Unterlagscheibe eines Bolzens vom Durchmesser d die Kantenlänge $a = \frac{10}{3} \cdot d$. Die Klemmkraft eines Bolzens wird somit durch die obige Quetschgrenze roh begrenzt auf

$$P_1 = a^2 \cdot \sigma_Q = 1000\, d^2 \text{ kg (für } d \text{ in cm).}$$

Nach unseren Versuchen über die Reibung zwischen sägerauhem Tannen- oder Fichtenholz darf man bestenfalls eine Reibungszahl zwischen Holz und Holz von $\mu = 0{,}5$ annehmen. Hiernach überträgt ein Bolzen allein durch Klemmwirkung und Reibung rechnerisch etwa

$$P_2 = 0{,}5 \cdot 1000\, d^2 = 500\, d^2 \text{ kg (für } d \text{ in cm).}$$

$d =$	12	15	18	21	24	27	30 mm
$P_2 =$	720	1125	1620	2200	2880	3640	4500 kg.

Auf diese Tragkraft ist aber leider kein dauernder Verlaß, besonders wenn das Holz beim Zusammenbau naß ist, beim nachfolgenden Austrocknen schwindet und sich damit der Klemmwirkung entzieht.

Sobald die von der Klemmwirkung erzeugte Reibung überwunden ist, beginnt die Biegebeanspruchung des Bolzens, der aber nicht als Biegeträger, sondern nur auf Zug eine ansehnliche Festigkeit und Widerstandskraft besitzt und deshalb sehr rasch sich zur Seilkurve verbiegt. An Stelle der Klemmwirkung des geraden Bolzens entsteht nun die Klemmwirkung des Seilzuges, dessen Größe aber wieder nicht durch die Zerreißfestigkeit des Stahlbolzens, sondern durch den Querdruck der Unterlagscheibe auf das Holz begrenzt wird.

In beiden Perioden treten unerwünscht große Formänderungen im Holztragwerk auf, ohne daß jedoch sein Bestand gefährdet ist, wenn der Bolzenabstand richtig gewählt und dadurch ein Abschieben des Holzes oder ein Aufspalten hinter den Bolzen verhindert wird.

In den meisten Vorschriften nimmt der zulässige Leibungsdruck mit der Schlankheit des Bolzens ab. Praktisch folgt daraus eine gleichbleibende zulässige Belastung eines Bolzens, die nur noch an seinem Durchmesser d, nicht mehr von seiner Länge l abhängt. Als brauchbarer Mittelwert errechnet sich diese Tragkraft N eines Bolzens aus den amtlichen Bestimmungen zu $N = 360 \cdot d^2$ kg für d in cm, also nur 72 % der oben errechneten Tragkraft durch Reibung.

Die zulässige Belastung eines Bolzens sollte nicht durch die Forderung nach ausreichender Bruchsicherheit im Holz oder im Bolzen, sondern durch die Größe der zulässigen Formänderung des Holztragwerks, d. h. der zulässigen Verschiebung der durch die Bolzen miteinander verbundenen Holzteile bedingt werden. Ausreichende Sicherheit gegen die Fließgrenze der Bolzenverbindung ist die ausschlaggebende Forderung.

Diese Fließgrenze liegt aber recht unsicher und wird durch das Quellen und Schwinden des Holzes allzusehr beeinflußt, so daß man bei hochbeanspruchten Holztragwerken sich auf Bolzenverbindungen zur Kraftübertragung allein nicht verlassen kann. Aus dem Bedürfnis heraus, den Holzverbindungen ausreichende Steifigkeit zu verleihen, entwickelten sich die neuzeitlichen Dübel, von denen die Einpreßdübel wegen ihres bequemen und raschen Einbaues besonders bei vorübergehenden Bauten zusammen mit Bolzen oft Anwendung finden.

Einen Einblick in das Zusammenwirken von Dübel und Bolzen geben statische Versuche mit Einpreßdübeln — Alligatoren und Bulldogs — und Vergleiche mit Eichenholzdübeln, über die Dr.-Ing. Seitz berichtet hat[1]). Er fand, daß die Bruchlast der reinen Bolzenverbindung durch den Einbau dieser bekannten Einpreßdübel nicht wesentlich gesteigert wurde.

	Bulldog	Alligator		Eichenholzdübel	
1 Bolzen . . . . . $d =$	12	16	16	12	mm
Unterlagscheibe	7,5	10	5,6	4,5	cm
1 Bolzen allein trug . . .	5,4	8,8	7,3	5,9	t
2 Dübel . . . . $\varnothing =$	7,5	7	7	6,4	cm
1 Bolzen und ein Dübelpaar trug	6,5	9,4	8,5	8,2	t
Zuwachs durch die Dübel in %	19	8	16	40	

Dieses Ergebnis — ein Gewinn an Bruchlast von nur 19, 8, 16 % — befriedigt allerdings wenig, berechtigt aber noch nicht zu einem ungünstigen Urteil über die Einpreßdübel, denn deren Aufgabe war eben die Erhöhung der Steifigkeit der Verbindung, nicht ihrer Bruchlast. Immerhin sieht man daraus, daß die Einpreßdübel in mancher Hinsicht noch fortentwickelt werden müssen. Eine Weiterentwicklung ist auch nötig, um sie in den Gurten vollwandiger Träger bequem verwenden zu können. Sie können zweckmäßig eine Mittelstellung zwischen der Nagelverbindung und den eingefrästen Dübeln einnehmen, sollen mittelgroße Kräfte aufnehmen und die weichen Bolzen durch ihre Steifigkeit ergänzen. Aus diesem Bedürfnis heraus wurde neuerdings das Krallenband entwickelt, das nach Belieben als Einzeldübel oder als zusammenhängende Dübelreihe, also zum Anschluß an Fachwerkstäben oder von Gurten bei vollwandigen Holzträgern im Hochbau und im Brückenbau verwendet werden kann[2]).

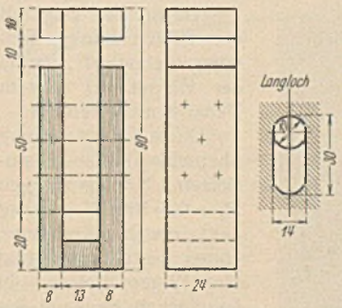


Abb. 1.
Versuchskörper aus Weichholz mit fünf Klemmbolzen $d = 12$ mm und fünf SBU-Dübelpaaren oder Bulldog-Dübelpaaren oder zehn Krallenband-Dübelpaaren.

Karlsruher Versuche.

Das von Seitz entworfene Bild wird vielleicht erweitert durch den Bericht über Versuche, die vor und nachher in der Versuchsanstalt für Holz, Stein, Eisen der Technischen Hochschule Karlsruhe ausgeführt wurden und sich auf Bulldogs, Siemens-Bauunion (SBU)-Dübel und das neue Krallenband erstreckten. Neben dem statischen wurde zum Teil auch das dynamische Verhalten geprüft. Beim statischen Versuch ergibt sich u. E. erst ein richtiges Urteil, wenn man die Verbindung zuvor etwa 12mal in Höhe der Gebrauchslast vorbelastet. Erst dann haben sich die Verbindungsmittel richtig eingespielt. Das Ergebnis des ersten Versuches hängt leicht von allerlei Zufälligkeiten ab.

a) Vorversuch über die Wirkung von fünf Klemmbolzen.

Jede Dübelverbindung braucht Klemmbolzen. Ein Urteil über die Dübel setzt eine Einsicht in die Mitwirkung der Klemmbolzen voraus. Darum wurde hier zunächst ein Vorversuch nur mit Klemmbolzen angestellt, deren übliche Tragwirkung durch Leibungsdruck u. dgl. durch Anordnen von Langlöchern im Mittelholz und den beiden Seitenhölzern ausgeschaltet wurde. Auch bei den nachfolgenden Versuchen staken alle Klemmbolzen in solchen Langlöchern, da man eben nur die Dübelwirkung vergleichen wollte. Der doppelt gelaschte, also dreiteilige Druckstoß bestand aus Weichholz, Tanne oder Fichte.

Ein Mittelholz 13/24 cm und zwei Seitenhölzer 8/24 cm aus Fichte (Abb. 1) wurden durch fünf Klemmbolzen $d = 12$ mm und quadratische Unterlagscheiben 50 · 50 · 4 mm zusammengepreßt, indem die Muttern mit

[1]) Vgl. Bautechn. 1936, Heft 3, S. 37.

[2]) Das Krallenband DRGM wird geliefert von W. Pfrommer, Karlsruhe, Gerwigstraße 35.

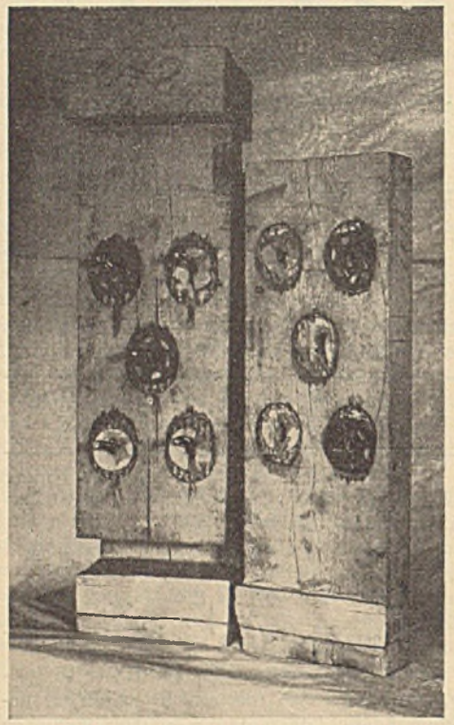


Abb. 3.
Der Versuchskörper mit fünf SBU-Dübeln und fünf Klemmbolzen $d = 12$ mm, nach der Zerstörung auseinandergenommen und die Dübel teilweise entfernt.

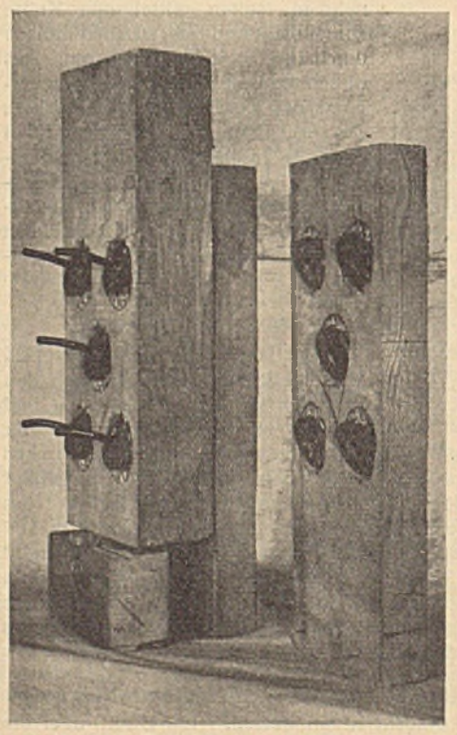


Abb. 4. Die Lage der SBU-Dübel nach der Zerstörung des Druckkörpers. Man sieht deutlich die abgescherten Holzteller.

einem normalen Schraubenschlüssel solange angezogen wurden, bis die Unterlagscheiben sich sichtbar ins Holz preßten. Jeder Bolzen saß in einem Langloch 14/30 mm.

Bei der stufenweisen Be- und Entlastung wurde die Abhängigkeit der Verschiebung von der Belastung gemessen und schließlich die Last festgestellt, bei der die Klemmbolzenverbindung zu „fließen" begann. Die Fließgrenze liegt bei 4 t. Ein Bolzen $d = 12$ mm mit quadratischer Unterlagscheibe $50 \cdot 50 \cdot 4$ mm trug hiernach durch Reibung zuerst 800 kg. Beim Ansteigen der Belastung auf 5,3 t rutschte die Verbindung unter gleichzeitigem Abfall der Last auf 5,1 t, fing sich wieder, ertrug eine weitere Belastung von 5,7 t, kam aber dann wieder in stärkeres Gleiten, wobei die Belastung auf 2,7 t fiel und die Verschiebung über den Meßbereich von 3 mm der Meßinstrumente hinausging.

Da nur die Tragkraft der Bolzen infolge Reibung interessierte, wurde der Körper bei diesem Versuch nicht zerstört.

Durch Klemmwirkung übernahm also ein 12-mm-Bolzen 800 kg gegen $P_2 = 0{,}5 \cdot 1000 d^2 = 720$ kg der ersten Rechnung. Durch Seilwirkung trug ein 12-mm-Bolzen, in Langlöchern steckend, bis 1140 kg. Ohne Langlöcher wäre seine Höchstlast wohl auf das Mehrfache gestiegen.

b) Versuche mit SBU-Dübeln in Fichte (Abb. 2).

1. Statischer Versuch mit Langlöchern.

Der vorige Körper wurde dann auseinandergenommen. Zu jedem der fünf Klemmbolzen wurden zwei SBU-Dübel $d = 80$ mm eingebaut. Der neue Druckstoß mit fünf Klemmbolzen $d = 12$ mm in Langlöchern 14/30 mm und fünf Dübelpaaren wurde nun zweimal geprüft. Beim ersten Versuch wurde die Belastung bis zur Gebrauchslast von 24 t gesteigert. Alsdann wurde 11 mal zwischen 8 und 24 t be- und entlastet. Beim 13. Male wurde die Last schrittweise bis zum Bruch gesteigert.

Die Bruchlast — ertragen von den Klemmbolzen und Dübeln — betrug zusammen . . . . . 44,2 t
oder für das Dübelpaar . . . . . 8,8 t.

Die größte Tragkraft der fünf Bolzen war vorher . 5,7 t,
also brachten die fünf Dübelpaare 44,2 — 5,7 = . . . 38,5 t Zuwachs.
oder ein Dübelpaar $d = 80$ mm . . . . . 7,7 t Zuwachs

Ohne Langlöcher hätte ein Klemmbolzen nach den Versuchen von Seitz getragen höchstens . . . . . 6,0 t.
Der Zuwachs durch ein Dübelpaar wäre somit . . . 128 %.

Man darf nicht annehmen, daß die Tragkraft von 6 t des Bolzens im normalen Loch sich summiert zu der des Dübelpaares mit 7,7 t, also, daß etwa 1 Bolzen + Dübelpaar 6 + 7,7 = 13,7 t tragen. Sie tragen weniger, wie folgende Versuche zeigen.

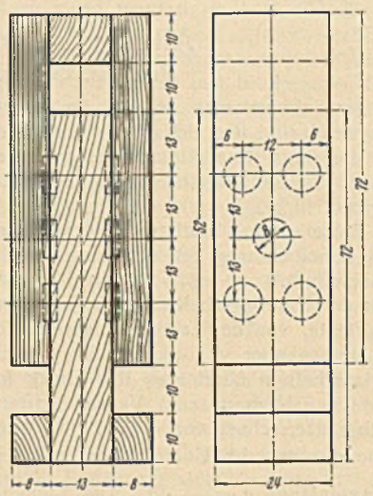


Abb. 2.
Versuchskörper aus Weichholz mit fünf Klemmbolzen $d = 12$ mm und fünf SBU-Dübelpaaren $\varnothing = 80$ mm.

2. Statischer Versuch mit SBU-Dübeln und Bolzen in Langlöchern.

Ein zweiter Körper, wie vorhin, mit den Bolzen in Langlöchern, wurde 12 mal zwischen 5 und 10 t be- und entlastet. Bei der 13. Belastung wurde die Zerstörung herbeigeführt. Die größte Tragkraft betrug 39 t, die größte Verschiebung 45 mm.

Da der vorige Körper 44,2 getragen hat, ergibt sich als Mittel aus beiden Versuchen eine Bruchlast von 41,6 t für die fünf Dübelpaare mit den fünf Klemmbolzen in den Langlöchern. Die Bruchlast eines Dübelpaares mit Klemmbolzen im Langloch beträgt daher gemittelt 8,3 t.

Nach den Mitteilungen des Fachausschusses für Holzfragen über amerikanische Versuche in FPL mit 80-mm-SBU-Dübeln und 12-mm-Schrauben in Kiefernholz betrug die Bruchlast eines Dübelpaares 11 t, aber mit Bolzen in Normallöchern. Eine gleiche Zahl fand auch Graf, Stuttgart. Also erhöht sich durch das normale Bolzenloch die Tragkraft um nicht ganz 3 t. Es ist nicht so, daß man die Tragkraft des Bolzens mit 6 t einfach zu der vorhin ermittelten Tragkraft des Dübelpaares von 7,7 t addieren darf. Die Gesamttragkraft von Dübelpaar und Bolzen in Normalloch ist kleiner als die Summe der beiden Einzeltragkräfte, denn sie betrug nur 11 und nicht 13,7 t.

Bei diesen kräftigen eingefrästen Dübeln berechnet sich die Nutzlast unmittelbar aus der Bruchlast und nicht aus der Forderung nach geringer Verschiebung.

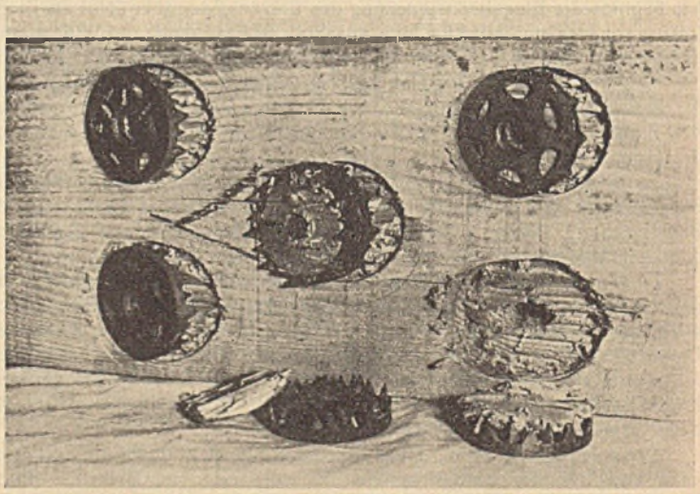


Abb. 5. Der Druckkörper mit fünf SBU-Dübeln und fünf Klemmbolzen $d = 12$ mm in Langlöchern, nach der Zerstörung auseinandergenommen.

3. Statischer Versuch mit normalen Löchern.

Ein weiterer Körper gleicher Ausbildung wie die vorigen, aber mit normalen Löchern, wurde 12 mal zwischen 0 und 10 t be- und entlastet. Bei der 13. Belastung wurde die aufgebrachte Last schrittweise um 5 t gesteigert bis auf 45,4 t. Alsdann wurde der Versuch unterbrochen und der Körper auseinandergenommen, um die Zerstörungserscheinungen am Holz, in der Nähe der Dübel, festzustellen. Bei dieser Belastung waren die von dem Dübel umschlossenen Holzscheiben abgeschoben. Die Dübel selbst hatten sich verkantet und wirkten nur noch durch ihre Zähne und durch die Berührungsfläche zwischen dem Dübelumfang auf

das Holz. Die im Mittelholz steckende Dübelhälfte hatte durch die Verkantung des Dübels bereits in das Seitenholz eingegriffen. Diese Erscheinungen sind in Abb. 3, 4, 5 u. 10 festgehalten.

Da mit 45,4 t die Tragkraft praktisch erschöpft war, berechnet sich für ein Dübelpaar mit 12-mm-Bolzen im normalen Rundloch die größte Belastung zu 9,1 t. Die Langlöcher für die Bolzen brachten also vorhin nur einen Abfall von 0,8 t im Mittel für das SBU-Dübelpaar.

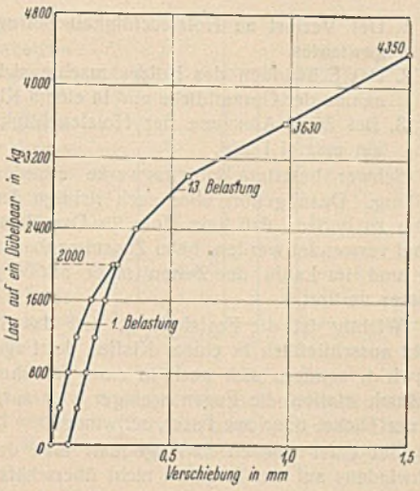


Abb. 6. Die Kraft-Verschiebungslinien bei 1. und 13. statischer Belastung des Körpers mit fünf SBU-Dübelpaaren.

4. Dynamische Versuche mit SBU-Dübeln mit normalen Löchern.

Die überaus starken Dübel eignen sich ohne Zweifel auch für den Holzbrückenbau. Darum wurden sie auch dynamisch auf unserer 500-t-Maschine untersucht.

Die beiden Körper aus Fichte hatten genau die gleichen Abmessungen wie die vorigen, die Bolzen steckten in normalen Löchern. Beim ersten Körper wechselte die Last zwischen 3,5 und 12 t 72 000 mal. Am Ende der Belastungsperioden wurde die Belastungsverschiebungslinie wie bei der ersten und bei einigen Zwischenbelastungen festgestellt. Die Bruchlast des Körpers betrug 52,7 t bei einer größten Verschiebung von 37 mm. Die Tragkraft eines Dübelpaares mit 12-mm-Bolzen im normalen Loch war 10,54 t.

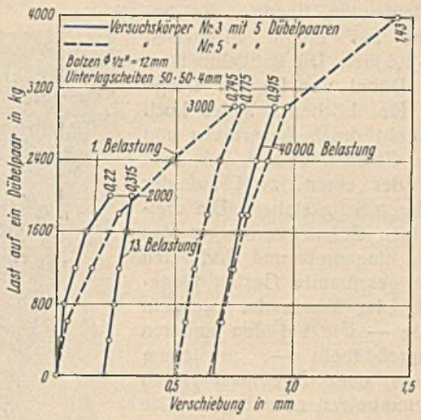


Abb. 7. Die Kraft-Verschiebungslinien bei 1., 13. und 40 000. Belastung von zwei Körpern mit je fünf SBU-Dübelpaaren.

Ein zweiter Körper wieder gleicher Abmessung wurde 42 000 mal zwischen 3 und 15 t be- und entlastet entsprechend einer angenommenen Nutzlast des Dübelpaares von 3 t. Auch hier wurden die Belastungsverschiebungslinien am Anfang, während der Versuche und am Ende gemessen und schließlich die Bruchlast mit 58,7 t ermittelt, bei einer größten Verschiebung von 51 mm. Die Tragkraft eines Dübelpaares mit 12-mm-Bolzen im Normalloch betrug 11,75 t. Trotz höherer Zwischenbelastung lag die Bruchlast also etwas höher als beim ersten Körper.

Die aus beiden Versuchen gemittelte Tragkraft eines Dübelpaares bei solcher dynamischen Belastung beträgt 11,14 t. Ein Vergleich mit den Versuchen des FPL in Amerika und von Graf in Stuttgart zeigt, daß durch die dynamische Beanspruchung sich die Bruchlast nicht verkleinert, denn jene haben auch 11 t festgestellt.

Das Fichtenholz hatte 13 % Feuchtigkeit und Druckfestigkeiten von 290 — 387 — 396 kg/cm².

Die Spannungsverschiebungslinien aus beiden Versuchen (Abb. 7 u. 8) zeigen eindeutig, daß man aus der ersten Belastung einer solchen Holzverbindung nur schwer allgemeingültige Schlüsse ziehen darf. Die Linien aus dem 13. Versuch verlaufen schon wesentlich anders und zeigen eine Gestalt, die sich auch nach 40 000 Belastungen kaum mehr ändert. Es wiederholt sich das alte Bild, daß eine solche Holzverbindung sich erst einspielen muß und dann erst ihre endgültige Steifigkeit erhält.

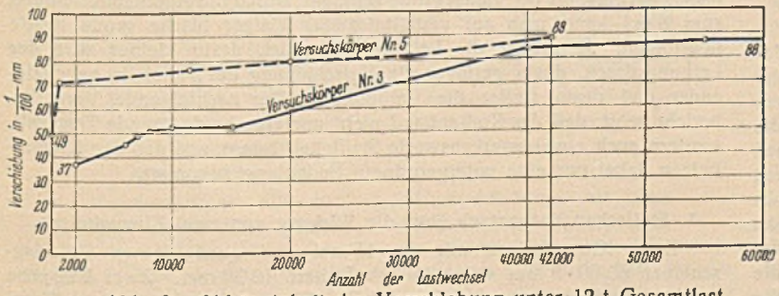


Abb. 8. Abhängigkeit der Verschiebung unter 12 t Gesamtlast von der Anzahl der Lastwechsel beim dynamischen Versuch beim Versuchskörper mit fünf SBU-Dübelpaaren.

Die „Fließgrenze" eines SBU-Dübelpaares mit 12-mm-Bolzen im Langloch liegt nach Abb. 7 etwa bei 3000 kg. Man wird also für den Brückenbau aus Weichholz die zulässige Belastung etwa zu 2000 kg annehmen dürfen. Die immer wiederkehrende Belastung der fünf Dübelpaare mit 12 t brachte ausweislich Abb. 8 kaum eine Zunahme der Verschiebung. Sie blieb bei beiden Körpern dauernd unterhalb von 1 mm.

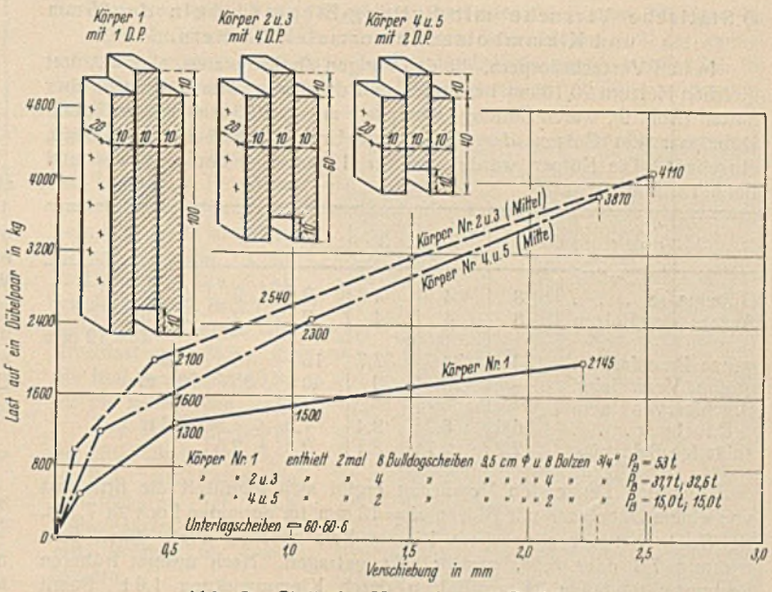


Abb. 9. Statische Versuche mit Bulldogs. Belastungs-Verschiebungslinien bei Körpern mit zwei, vier und acht Dübelpaaren.

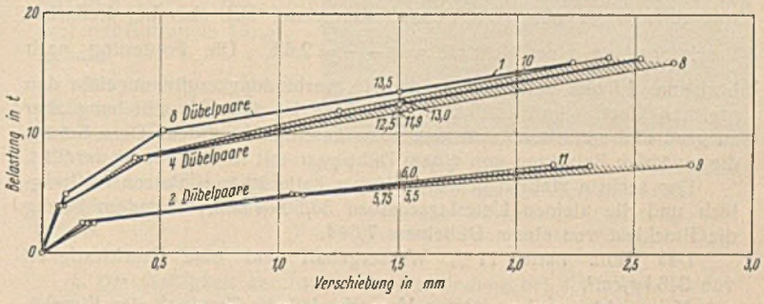


Abb. 9a. Statische Versuche mit Bulldogs. Die Verschiebung abhängig von der Gesamtlast des Druckkörpers mit zwei, vier und acht Dübelpaaren. Einzelversuche und Mittellinien.

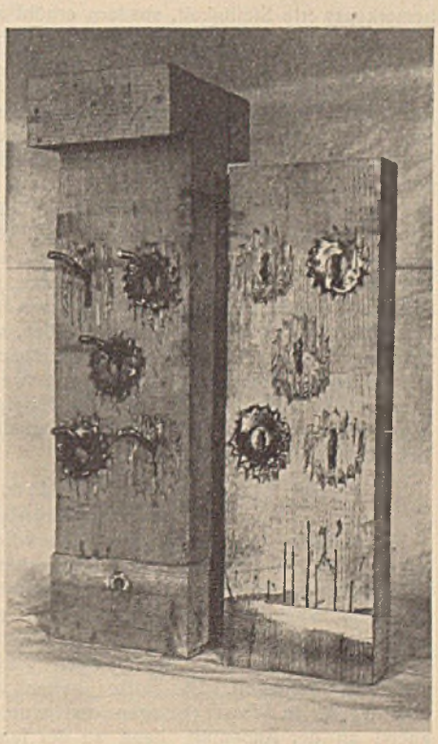


Abb. 10. Der Versuchskörper mit fünf Bulldogs und fünf Klemmbolzen $d = 12$ mm in Langlöchern, nach der Zerstörung auseinandergenommen.

c) Statische Versuche mit Bulldog-Einpreßdübeln $d = 95$ mm und Klemmbolzen in normalen Löchern.

In fünf Versuchskörpern, die den vorigen ähnlich waren, aber aus drei gleichen Hölzern 20/10 cm bestanden und durchweg normale Bolzenlöcher hatten (Abb. 9), waren Bulldog-Dübelpaare mit $d = 95$ mm und zu jedem Dübelpaar ein Bolzen $d = 18$ mm mit Unterlagscheiben 60/60 · 6 mm eingebaut. Die Körper wurden wieder 12 mal be- und entlastet und beim 13. Mal zerstört.

Körper	1	2	3	4	5	6
Dübelpaare . . .	8	4	4	2	2	5
Anzahl der Bolzen	8	4	4	2	2	5, aber $d = 12$ mm
ganze Bruchlast .	53	32,6	37,7	15	15	38,2 t
größte Verschiebg.	—	28	29	40	35	70 mm
Bruchlast von einem Dübelpaar . . .	6,6	8,2	9,4	7,5	7,5	7,6 t
zulässige Belastung	2,2	2,7	3,1	2,5	2,5	

Aus den fünf ersten Versuchen ergibt sich gemittelt die Bruchlast von einem Dübelpaar mit Bolzen $d = 18$ mm im normalen Loch zu 7,8 t. Bei Seitz hat der schwächere 16-mm-Bolzen schon allein durch Seilwirkung 7,3 oder 8,8 t, gemittelt 8 t getragen. Nach unserer früheren Rechnung trägt ein 18-mm-Bolzen durch Klemmwirkung 1,6 t. Somit beträgt der Zuwachs an Tragkraft durch das Bulldog-Dübelpaar 6,2 t. Aus dem Versuch mit acht Dübelpaaren berechnet sich bei dreifacher Bruchsicherheit eine Nutzlast für das Dübelpaar von 2,2 t. Die Versuche des amerikanischen FPL empfehlen ebenfalls eine Gebrauchslast von 2,2 t. Aus dem Mittel über alle Versuche errechnet sich aber bei dreifacher Bruchsicherheit eine Nutzlast von $\frac{7{,}8}{3} = 2{,}6$ t. Die Forderung nach höchstens 1,5 mm Verschiebung der Holzverbindung ergibt ungefähr den gleichen Wert, nämlich 2,5 t. In Wahrheit ist diese Verschiebung aber zu groß und sollte auf höchstens 1 mm beschränkt werden. Dann beträgt die zulässige Belastung von einem Dübelpaar mit 18-mm-Bolzen nur 2,1 t.

Der sechste statisch geprüfte Körper hatte 12-mm-Bolzen im Langloch und die kleinen Unterlagscheiben 50/50 · 4 mm. Trotzdem betrug die Bruchlast von einem Dübelpaar 7,64 t.

Das Holz hatte 11 % Wassergehalt und eine Druckfestigkeit von 348 kg/cm².

Man sieht aus dem letzten Versuch, daß die Tragkraft des Einpreßdübels durchaus nicht ausschließlich vom Bolzen aufgebracht wird, sondern auch bei schwachen Bolzen und Anordnung von Langlöchern ungefähr die gleiche Größe hat wie bei starken Bolzen in Normallöchern. Der Einpreßdübel verleiht also doch der Holzverbindung nicht nur eine bemerkenswerte Steifigkeit, sondern erhöht auch das Tragvermögen.

Abb. 9a gibt die Abhängigkeit der Gesamtbelastung der Versuchskörper von der Verschiebung des Mittelholzes gegen die beiden Seitenhölzer. Abb. 9 ist lehrreicher, weil sie von der Belastung des Dübelpaares ausgeht und deutlich zeigt, daß mit zunehmender Dübelzahl die Tragkraft und Steifigkeit der Verbindung nicht gleichen Schritt hält. Die Verbindung mit acht Bulldog-Dübelpaaren erreicht schon ihre Fließgrenze bei einer Belastung von einem Dübelpaar mit 1,3 t. Sinkt die Dübelzahl auf vier oder zwei Paare, so steigt die Fließgrenze an bis auf 2 t.

Die zulässige Belastung solcher Holzverbindungsmittel sollte nach dem Vorbilde beim Stahlbau daher nicht aus der Forderung nach einer Höchstverschiebung von 1 oder gar 1,5 mm, sondern aus der genügenden Sicherheit gegen „Fließen" abgeleitet werden. Sie muß auf jeden Fall ausreichend unter der Fließgrenze bleiben, wie sie sich aus wiederholter Belastung ergibt. Unter diesem Gesichtspunkte sinkt bei den Bulldogs die zulässige Belastung herunter auf weniger als 1,3 — 1,6 — 2,1, gemittelt weniger als 1,7 t für ein Dübelpaar. Will man eine kleine Sicherheit gegen das Fließen haben, so darf ein Bulldog-Dübelpaar vielleicht belastet werden mit 1,5 t.

d) Der Einfluß des Schwindens auf die Tragkraft von Einpreßdübeln.

Die Tragwirkung aller Dübelarten wird durch das Schwinden des Holzes beeinträchtigt. Bei den Bolzenverbindungen wird aber die auf der Reibung beruhende Tragwirkung fast aufgehoben. Versuche, die in anderem Zusammenhang hier angestellt wurden, geben einen Anhalt für die Beurteilung des Einflusses, den das Schwinden bei Dübeln annehmen kann. Zwei 4 cm dicke Seitenbohlen wurden mit einem 5 cm dicken Mittelholz vernagelt. Die Hölzer hatten vor dem Zusammenbau etwa eine Woche in Wasser gelegen und wurden nach dem Zusammenbau zuerst an der Außenluft, dann an der Innenluft und schließlich an der Heizung getrocknet. Im Laufe dieses Austrocknens öffneten sich die beiden Fugen zwischen Mittel- und Seitenholz und verringerte sich die Gesamtdicke der drei Hölzer. Durch Feinmessungen wurden dabei folgende Feststellungen gemacht:

1. Der Verlust an Holzfeuchtigkeit betrug etwa 30 % des Trockengewichtes.
2. Das Schwinden des Holzes machte sich gleichmäßig in einer Abnahme der Gesamtdicke und in einem Klaffen der Fugen bemerkbar.
3. Bei 30 % Abnahme der Holzfeuchtigkeit öffnete sich eine Fuge um max. 1,1 mm.

Schwer belastete Holztragwerke erfordern Sorgfalt bei ihrer Herstellung. Dazu gehört aber auch richtige Auswahl des Holzes. Es ist daher zu hoffen, daß kein Holz für Dauerbauwerke, bei denen Einpreßdübel verwendet werden, beim Zusammenbau 40 % und mehr Feuchtigkeit hat und im Laufe der Zeiten mehr als 30 % seines Darrgewichtes an Wasser verliert.

Wichtig ist die Feststellung, daß das Schwinden des Holzes sich nicht ausschließlich in einem Klaffen der Fugen zwischen den Holzteilen auswirkt, sondern sich auch in einer Abnahme der Gesamtdicke äußert. Dadurch klaffen die Fugen weniger weit auf, als die Hölzer zusammen in der Dicke, quer zur Faser, schwinden.

Bei einer solchen Sachlage darf man den ungünstigen Einfluß des Schwindens auf die Tragkraft nicht überschätzen.

e) Versuche mit dem Krallenbande.

Das hier untersuchte Krallenband (Abb. 11), ein neuartiges Verbindungsmittel, entstand durch Aneinanderreihen von Einzeldübeln zu einem fortlaufenden Bande. Es besteht aus einem Flacheisen 90 · 1,5 mm. Die Bandeinheit ist ein Dübel von 90 mm Länge mit fünf Löchern. Jedes Loch entsteht durch Auspressen von vier Zähnen, von denen zwei auf der einen, zwei auf der anderen Seite stehen. Die dreieckigen Zähne werden in das Holz eingepreßt und sind durch ihre gekrümmte Gestalt biegefest. Im Bande ist es nicht nötig — wie bei den anderen Einpreßdübeln —, zu jedem Dübel oder Dübelpaar einen Klemmbolzen zu nehmen. Die Anzahl der Klemmbolzen bestimmt sich ausschließlich danach, daß die miteinander zu verbindenden Holzteile einzeln nicht ausknicken dürfen und in der fertigen Konstruktion sicher zusammenhalten sollen. Durch die Anordnung von neun Löchern im Einzeldübel entsteht eine große Berührungsfläche zwischen Dübel und Holz. Da diese Fläche die Tragkraft bestimmt, wurde sie für die verschiedenen Einpreßdübel berechnet als Projektion auf die Senkrechte zur Kraftrichtung:

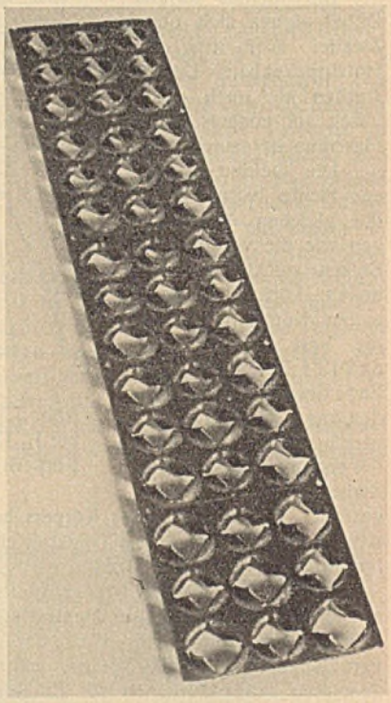


Abb. 11.
Ein Krallenband, fünf Einheiten lang.

	SBU	Bulldog	Krallenband
d	80	90	90 mm
Berührungsflächenprojektion F . . .	14,5	5,2	7,9 cm²
Verhältnis	2,8	1	1,52

Man sieht daraus, daß der Krallenbanddübel 52 % mehr Leibungsfläche aufweist als der gleich große Bulldog. Durch die Aneinanderreihung zum Band kann man auf verhältnismäßig kleiner Fläche große Kräfte übertragen. Je größer die Leibungsfläche ist, desto kleiner wird der Leibungsdruck, desto geringer die Verschiebung der Holzteile gegeneinander und desto steifer die Verbindung. Der nachfolgende Versuchsbericht zeigt, daß das Krallenband nicht nur eine befriedigende Tragkraft, sondern auch eine bemerkenswerte Steifigkeit bringt, und daß den Klemmbolzen dabei nur eine untergeordnete Bedeutung zukommt.

1. Statischer Vorversuch über die Wirkung von zwei Klemmbolzen.

Zwei Klemmbolzen mit $d = 15$ mm und quadratischen Unterlagscheiben 60/60 · 5 mm saßen in Langlöchern 16/30 mm. Zwei Versuche ergaben als Reibungskraft 1,5 und 1,7 t. Gemittelt ergibt sich eine Tragkraft eines 16-mm-Klemmbolzens nur durch Reibung zu 800 kg, also nur die Hälfte von dem eingangs rechnerisch gefundenen Betrage von 1620 kg.

2. Statischer Versuch, sechs Dübelpaare mit zwei Klemmbolzen $d = 16$ mm in Langlöchern (Abb. 12).

Der symmetrische Druckstoß enthielt in zwei Reihen sechs Dübelpaare und genau wie vorhin zwei versetzte Klemmbolzen $d = 16$ mm mit Unterlagscheiben 60/60 · 5 mm in Langlöchern und war dreimal vorhanden. Es wurde zwölfmal mit 1,66 t je Dübelpaar vorbelastet. Die drei Versuchskörper brachten Bruchlasten von 27,2 — 28,3 — 28,5 t, im Mittel 28 t. Durch die sechs Dübelpaare des Krallenbandes entstand somit ein Zuwachs von 28 — 1,5 = 26,5 t gegen den Vorversuch.

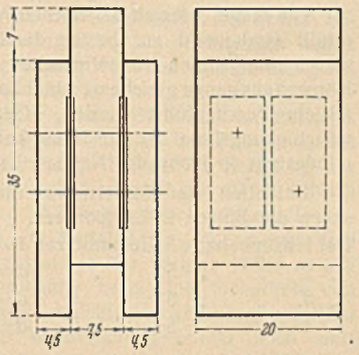


Abb. 12.
Statischer Versuch mit Krallenbändern. Versuchskörper mit sechs Dübelpaaren und zwei Klemmbolzen.

Bei 16-mm-Bolzen in Langlöchern ergibt sich aus der Forderung nach dreifacher Bruchsicherheit eine zulässige Belastung des Dübelpaares von 1,56 t.

Ohne Langloch hat bei Seitz ein solcher Bolzen allein getragen 8,8 und 7,3, gemittelt 8 t. Die Bruchlast von zwei Bolzen wäre dann 16 t. Sie ist durch die Krallenbänder trotz der Langlöcher gestiegen auf 28 t. Der Zuwachs beträgt also bei dieser Betrachtungsweise immer noch 12 t oder 75 %.

Das Krallenband verlieh der Verbindung eine große Steifigkeit, und die Verschiebung unter der Nutzlast von 1,5 t je Paar blieb bei der 1. oder 13. Belastung weit unter 1 mm. Durch zwölfmaliges Vorbelasten auf 1,66 t je Dübelpaar wurde die Verbindung nach Abb. 13 steifer. Bei der letzten Belastung auf 1,66 t je Paar verschob sie sich um nur 0,3 mm. Bei allen drei Versuchen fiel die Belastungs-Verschiebungslinie gleich aus.

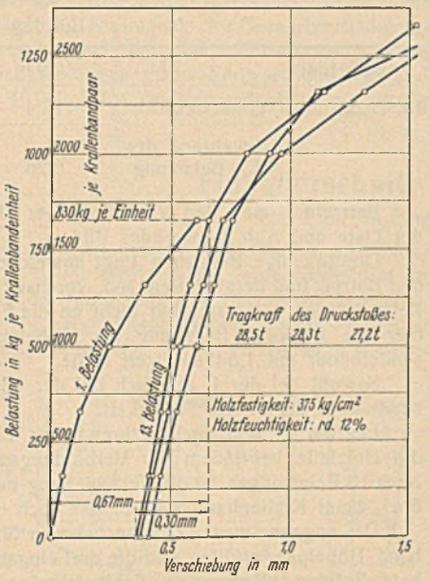


Abb. 13. Drei statische Versuche mit Krallenbändern.
Spannungs-Verschiebungslinien.
Im Gegensatze zu den anderen Abbildungen ist nicht die Belastung von einem Dübelpaar, sondern von einem Einzeldübel aufgetragen.

Hätten die Bolzen nicht in Langlöchern gesessen, so hätte die Bruchlast sich zwar nicht auf 26,5 + 16 = 42,5 t, wohl aber auf etwa 36 t gesteigert. Dann errechnete sich bei dreifacher Bruchsicherheit für das Dübelpaar eine Nutzlast von etwa $P_{zul} = 2$ t. Die „Fließgrenze" der Verbindung liegt über 2 t Belastung je Paar. Das Fichtenholz hatte bei 12 % Feuchtigkeit eine Druckfestigkeit von 375 kg/cm².

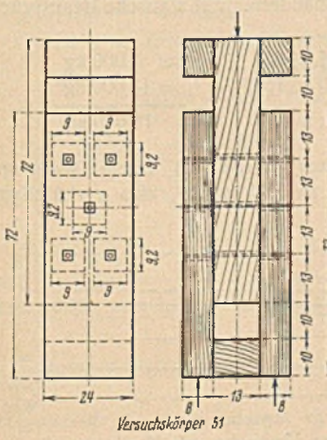


Abb. 15. Statische Versuchskörper mit fünf Krallenband-Einzelpaaren.

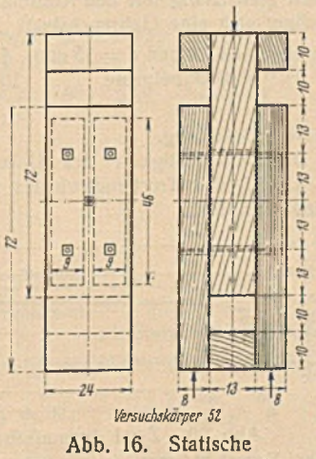


Abb. 16. Statische Versuchskörper mit zehn Krallenband-Dübelpaaren.

3. Statischer Versuch mit Langlöchern und fünf oder zehn Dübelpaaren.

Ein Mittelholz 13/24 cm war mit zwei Seitenhölzern 8/24 cm einmal durch fünf einzelne und dann durch zehn Dübelpaare (Abb. 14, 15 u. 16) und fünf Bolzen $d = 12$ mm mit Unterlagscheiben 50/50 · 4 verbunden. Die Bolzen saßen in Langlöchern 32/14 mm. Es wurde die σ/δ-Linie bei der 1. und 13. Belastung gemessen. Die Zwischenbelastung hatte als obere Grenze 0,8 oder 1 t für ein Dübelpaar. Die 13. Last wurde bis zum Bruch gesteigert und ergab die Bruchlast von 28,9 t für die fünf Paare und 40,6 t für die zehn Paare.

Die Tragkraft betrug bei fünf Dübelpaaren 5,8 t je Paar mit Bolzen in Langlöchern, bei zehn Dübelpaaren 4,1 t je Paar mit Bolzen in Langlöchern.

Daraus errechnet sich bei dreifacher Sicherheit eine Nutzlast von gemittelt (28,9 + 40,6) : 3 · 15 = 1,55 t für ein Dübelpaar mit Bolzen in Langlöchern.

Aus den vorigen Versuchen hatten sich 1,56 t ergeben. Das Ergebnis stimmt also überein. — Das Holz hatte 304 kg/cm² Festigkeit und 13 % Feuchtigkeit.

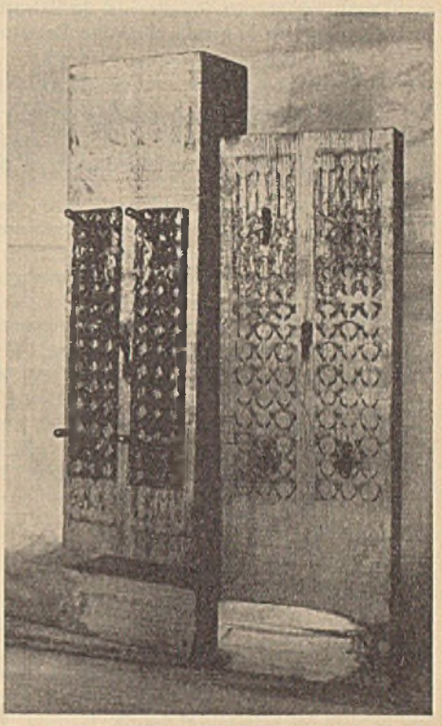


Abb. 14. Versuchskörper nach ihrer Höchstbelastung auseinandergenommen.
Man sieht die Bolzen in Langlöchern, die Krallenbänder und die Zahneindrücke im Holz.

4. Die Steifigkeit der Krallenbandverbindung bei statischer Last.

Ausweislich Abb. 17 sind auch diesmal wieder beide Körper durch eine zwölfmalige Zwischenbelastung steifer geworden.

Aus den dick gezeichneten Linien der Gesamtverschiebung δ ergibt sich eine „Fließgrenze" bei über 2000 kg je Dübelpaar bei zehn Paaren, über 2400 kg je Dübelpaar bei fünf Paaren.

Die gleichmäßige Verteilung der gekrümmten Dübelzähne über das Holz bewirkt eine große Steifigkeit der Verbindung. In der Zeit von der 1. bis zur 13. Belastung mit 1,6 t je Dübelpaar entstand z. B. bei dem einen Versuch mit zehn Dübelpaaren nur eine Gesamtverschiebung von 0,72 mm. Bei der 13. Belastung mit 1,6 t je Dübelpaar betrug die genannte Verschiebung nur 0,30 mm. Es zeigt sich die gleiche Erscheinung, wie wir sie bei Nagelverbindungen gefunden haben, daß die aus zahlreichen Nägeln oder Zähnen bestehende Verbindung nach häufiger Belastung in zulässiger Größe steifer ist als bei der erstmaligen.

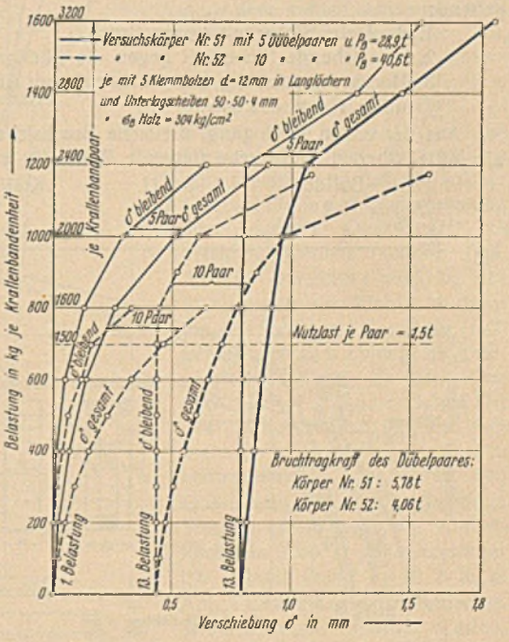


Abb. 17. Statische Versuche mit Krallenbändern.
Die bleibende und gesamte Verschiebung, abhängig von der Belastung, an Körpern mit fünf oder zehn Dübelpaaren bei der 1. und 13. Belastung.

Bei einer angenommenen Nutzlast von 1500 kg für ein Dübelpaar bleibt eine gute Sicherheit gegen das „Fließen".

5. Die zulässige statische Belastung einer Verbindung aus Krallenbändern und Bolzen.

Nach den preußischen Hochbaubestimmungen berechnet sich die zulässige Belastung eines im Normalloch sitzenden Bolzens genähert zu $N = 360\,d^2$ kg für d in cm.

Damit ergibt sich für die hier in Betracht kommenden Klemmbolzen in Normallöchern folgende zulässige Belastung N:

Bolzendurchmesser	12	15	18 mm
	$N = 520$	810	1170 kg.

In der normalen Holzverbindung werden bei Verwendung von Krallenbändern die n Klemmbolzen nicht in Langlöchern wie bei unseren Versuchen sitzen, sondern in normalen Löchern. Man wird daher in der gleichen Weise wie bei allen anderen Verbindungsmitteln und Bauweisen die Übertragung einer Last P folgendermaßen berechnen:

Von der Gesamtlast P übernehmen die aus praktischen Gründen nötigen n_1 Bolzen den Teil $P_1 = n_1 N$ kg. Es verbleibt für das Krallenband der Teil $P_2 = P - P_1$. Dafür werden gebraucht $n_2 = (P - P_1) : 1500$ Dübelpaare.

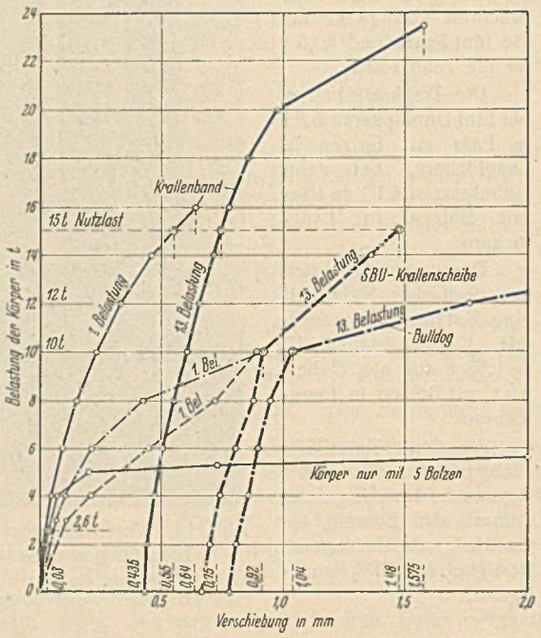


Abb. 18. Statische Versuche mit Klemmbolzen, fünf Bulldogs, fünf SBU-Dübelpaaren und zehn Krallenbanddübelpaaren.
Die Verschiebung abhängig von der Last bei der 1. und 13. Belastung.

f) Praktische Auswirkung.

Für die aus unseren Versuchen ableitbare zulässige Belastung der verschiedenen Verbindungsmittel sind drei Forderungen maßgebend:

1. dreifache Sicherheit gegen Bruch,
2. ausreichende Sicherheit gegen die Fließgrenze,
3. Höchstverschiebung nach mehrmaligem Aufbringen der Nutzlast unter 1 mm.

Aus der ersten Bedingung, dreifache Bruchsicherheit, berechnen sich als Mittel über alle Versuche folgende Werte für ein Dübelpaar:

	Bulldog	SBU	Krallenband
$N_d =$	2	3	1,5 t.

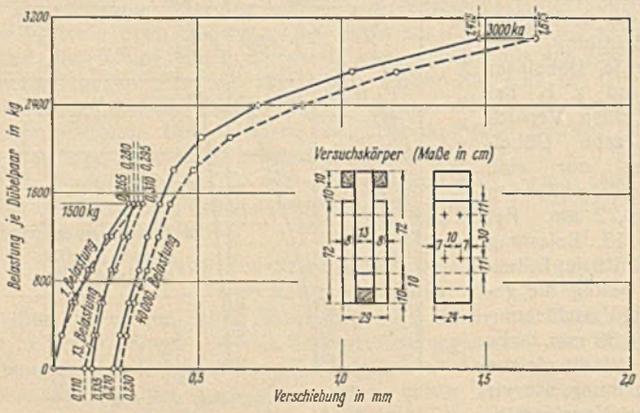


Abb. 19. Zwei dynamische Versuche mit Krallenband.
Last-Verschiebungslinien bei der 1., 13. und 40 000. Belastung. Zwei Versuchskörper mit je zehn Dübelpaaren und vier Bolzen in runden Löchern. Lastwechsel zwischen 5 und 15 t.

In der Anwendung sitzen die Klemmbolzen nicht in langen, sondern in runden Löchern, beteiligen sich daher auch an dem Kraftübergang. Es ist daher berechtigt, sie etwa mit dem Werte $N_b = 360\,d^2$ bei der Rechnung zu berücksichtigen.

Die Frage, wieweit bei solchen Werten die beiden anderen Forderungen erfüllt sind, wird am besten durch Zusammenstellung der Belastungsverschiebungslinien von Versuchen beantwortet, die an genau gleichen Körpern aus genau gleichem Fichtenholz, nur mit verschiedenen Verbindungsmitteln durchgeführt wurden. Gezeigt wird (Abb. 18) die Belastungsverschiebungslinie bei der 1. und bei der 13. Belastung, nachdem zwölfmal mindestens in Höhe der Nutzlast belastet wurde.

Bei allen vier Körpern war die Anschlußfläche $2 \times 24 \cdot 50$ cm² und saßen die Bolzen in Langlöchern.

Der 1. Körper hatte 5 Klemmbolzen $d = 12$ mm $P_{zul} = 2{,}6$ t
„ 2. „ „ 5 „ $d = 12$ „ u. 5 Bulldogpaare $P_{zul} = 10$ t
„ 3. „ „ 5 „ $d = 12$ „ u. 5 SBU-Paare $P_{zul} = 15$ t
„ 4. „ „ 5 „ $d = 12$ „ und 10 Krallenbandpaare $P_{zul} = 15$ t

Bei gleicher Anschlußfläche kann man hiernach mit dem Krallenband die gleiche Kraft übertragen wie mit SBU-Dübeln, und um die Hälfte mehr als mit den Bulldogs. Aus den Linien der Abb. 1 ergeben sich nun folgende Gesamtverschiebungen δ bei der 1. oder 13. Belastung.

		Bulldog	SBU	Krallenband
1. Belastung	. . . . $\delta =$	0,92	—	0,55 mm
13. Belastung	Gesamtes $\delta =$	1,04	1,48	0,75 mm
	δ während der 13. Belastung	0,26	0,81	0,31 mm

Betrachtet man den Versuchskörper als Ganzes, so zeigt sich aus der Liste und Abb. 1 folgendes Bild:

Die zulässige Belastung liegt ausreichend unter der Fließgrenze bei den Bolzen und dem Krallenband, voraussichtlich auch beim SBU-Dübel. Beim Bulldog rückt sie aber dicht an die Fließgrenze heran, so daß man hier die zulässige Belastung des Dübelpaares vielleicht nicht mit 2 t, sondern nur mit 1,5 t ansetzen sollte.

Sowohl bei der 1. als auch bei der 13. Belastung zeigt der Krallenbandkörper die größte Steifigkeit.

Bei der 1. und auch während der 13. Belastung verschieben sich die Holzteile bei jedem der Verbindungsmittel um weniger als 1 mm. Nach 13 Belastungen ist die Verschiebung nur bei SBU und Bulldog etwas über, beim Krallenband aber immer noch unter 1 mm.

Die angenommenen Gebrauchslasten für das SBU- oder das Krallenband-Dübelpaar erfüllen also die drei eingangs aufgestellten Bedingungen; beim Bulldog-Dübelpaar empfiehlt sich eine Ermäßigung der Gebrauchslast.

g) Dynamische Versuche mit Krallenbändern.

Das Krallenband mußte bei schwer belasteten vollwandigen Holzbrückenträgern des öffentlichen Verkehrs verwendet und darum auch sein Verhalten bei dynamischer Belastung geprüft werden.

Es wurden vier gleiche Körper geprüft auf unserer für eine Schwellast bis 300 t eingerichteten Prüfmaschine. Der symmetrische Druckstoß aus Tanne erhielt in zwei Reihen zusammen zehn Dübelpaare und vier Bolzen $d = 15$ mm in Rundlöchern mit Unterlagscheiben $60 \cdot 60 \cdot 6$ mm (Abb. 19). Bei diesen Versuchskörpern trugen also wie im Bauwerk die Bolzen gleichzeitig mit den Krallenbändern. Für statische Beanspruchung errechnet sich eine Gebrauchslast

4 Bolzen $d = 15$ mm	$4 \times 360 \times 1{,}5^2 \approx$	3 000 kg
10 Dübelpaare	10×1500	$= 15\,000$ kg
		18 000 kg

zulässige Belastung.

Die Druckfestigkeit des Holzes wurde bei einem Wassergehalt von 12,4 % des Trockengewichtes zu 283 kg/cm², also verhältnismäßig gering, ermittelt.

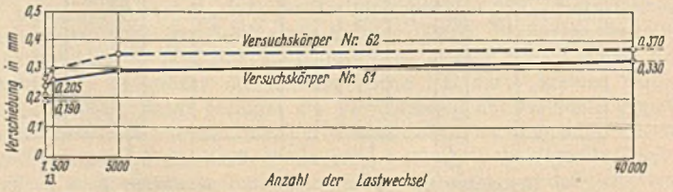


Abb. 20. Zwei dynamische Versuche mit Krallenband.
Zwei Versuchskörper mit je zehn Dübelpaaren und vier Bolzen in runden Löchern. Die Verschiebung bei 12 t Gesamtlast abhängig von der Anzahl der Lastwechsel zwischen 5 und 15 t.

Zwei Körper wurden dynamisch mit einem Druck, der zwischen 5 und 15 t pendelte, belastet. Bei zwei weiteren Körpern pendelte der Druck zwischen 5 und 22,5 t. Die Verschiebung des Mittelholzes gegen die beiden Seitenhölzer wurde in Abhängigkeit von der Belastung ge-

messen und aufgezeichnet, und zwar bei der 1. Belastung, bei der 13. Belastung und nach 40 000maliger Belastung (Abb. 19). Schließlich wurde die Abhängigkeit der größten Verschiebung von der Anzahl der Lastwechsel beobachtet und aufgezeichnet (Abb. 20).

Der dynamische Versuch ergibt das gleiche Bild wie der statische, daß nämlich die Krallenbandverbindung im Laufe der Belastungen steifer wird. Es zeigt sich deutlich, daß sich schon bei der 13. Belastung ungefähr die gleiche Steifigkeit eingestellt hat wie bei der 40 000. Nach 40 000maliger Belastung mit 15 t oder 22,5 t ergaben sich folgende Bruchlasten: 52,5 — 51,2 — 52,5 — 52,5 t, im Mittel 52,2 t. Wenn man also die Belastung von Bolzen und Krallenband in der vorigen Höhe zuläßt, bleibt bei der dynamischen Beanspruchung noch eine Sicherheit von über 2,9. Die Steifigkeit ist eine große, und die Verschiebung unter der Gebrauchslast ist auch bei häufiger Wiederholung immer noch weit kleiner als 1 mm. Bei der 40 000. Belastung beträgt sie nur rd. 0,2 mm. Beim Auseinandernehmen des Druckstoßes nach Überschreiten der Höchstlast zeigte sich wieder das gleiche Bild wie bei den statischen Versuchen: Die Zähne saßen in den Seitenhölzern noch verhältnismäßig fest und hatten sich nur auf den beiden Flächen des Mittelholzes in der Kraftrichtung sichtbar ins Holz eingefressen, ohne sich aber nennenswert umzubiegen. Auch die Auftragung der Gesamtverschiebungen unter den Lastwechseln zeigt, daß die größte Verschiebung schon nach einigen wenigen Lastwiederholungen ihrem Endwerte zustrebt und sich zwischen der 5000. und 40 000. Wiederholung jedenfalls nur wenig vergrößert.

Der dynamische Versuch an dieser Holzverbindung für verhältnismäßig große Kräfte beweist, daß das Krallenband sich auch für den schweren Holzbrückenbau eignet und daß man nach Einführung der üblichen Stoßzahl für die Verkehrslasten unbedenklich die gleiche Beanspruchung wie bei der statischen Kraftwirkung zulassen darf, nämlich 1500 kg je Dübelpaar, vermehrt um die Gebrauchslast $N = 360\, d^2$ kg für d in cm eines jeden Schraubenbolzens.

Schluß.

Wenn man zum Schluß alles überblickt, so darf man feststellen, daß die hier behandelten Einpreßdübel für den Holzbau brauchbare und vorteilhafte Verbindungsmittel sind. Sie haben auch ohne Mitwirkung der Bolzen eine große Tragkraft und verleihen der Holzverbindung eine wertvolle Steifigkeit. Durch wiederholte Belastung wird die Verbindung nicht weicher, sondern steifer. Bei ausreichendem Schutze des Holzes gegen starken Feuchtigkeitswechsel kann ihre Tragkraft durch Quellen und Schwinden des Holzes wohl kaum gefährlich leiden. Die hier beschriebenen dynamischen Versuche mit den SBU-Dübeln und mit dem Krallenband erweisen ihre Verwendbarkeit auch im Holzbrückenbau. Der Bulldog und das Krallenband sind leicht und billig einzubauen. Der SBU-Dübel ist vielleicht für den leichten Holzbau und für das Weichholz, Tanne und Fichte, zu kräftig und daher nicht wirtschaftlich.

Der Konstrukteur des Holzbaues hat durch die verschiedenen Arten von Einpreßdübeln meines Erachtens die Möglichkeit, im Hochbau und Tiefbau, im Behelfsbau und im Brückenbau auch bei kleiner Anschlußfläche große Kräfte überzuleiten. Man wird sie daher gern oft und mit Vorteil anwenden.

Alle Rechte vorbehalten

Flußquerschnitt und Profilradius.[1])

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

Die Form eines Flußquerschnittes ist selbst auf einer kurzen Flußstrecke sehr wechselnd; es ist daher nicht einfach, eine Grundform zu finden, die für die Berechnung der Abflußvorgänge benutzt werden kann. Aus diesem Grunde ist zuweilen vorgeschlagen worden, nicht mehr den sog. Profilradius $R = F : U$ (Querschnittfläche: benetzten Umfang), sondern vielleicht statistische Verfahren oder „Formbeiwerte" für die Berechnungen zu verwenden. So ist nun die Frage, ob der Profilradius R für die Abflußberechnungen geeignet ist oder nicht, einmal kritisch zu prüfen.

In meinem Buche: „Die Grundlagen der Flußregelung . . ." habe ich die Querschnittgestaltung sowohl in Krümmungen wie in der geraden Übergangstrecke erörtert, so daß ich der Kürze wegen hier darauf verweisen kann[2]). Die zuweilen vorgeschlagene Parabelform ist, wie a. a. O., S. 27, dargelegt wurde, auf alle Fälle unannehmbar; der Querschnitt in der geraden Strecke des Stromüberganges ist in sandigen Böden (z. B. im Diluvium) erfahrungsgemäß vielmehr muldenartig. Nachher wird aus bestimmten Erfahrungswerten ein Muldenquerschnitt als Ersatz für die nicht verwendbare Parabelform vorgeschlagen werden.

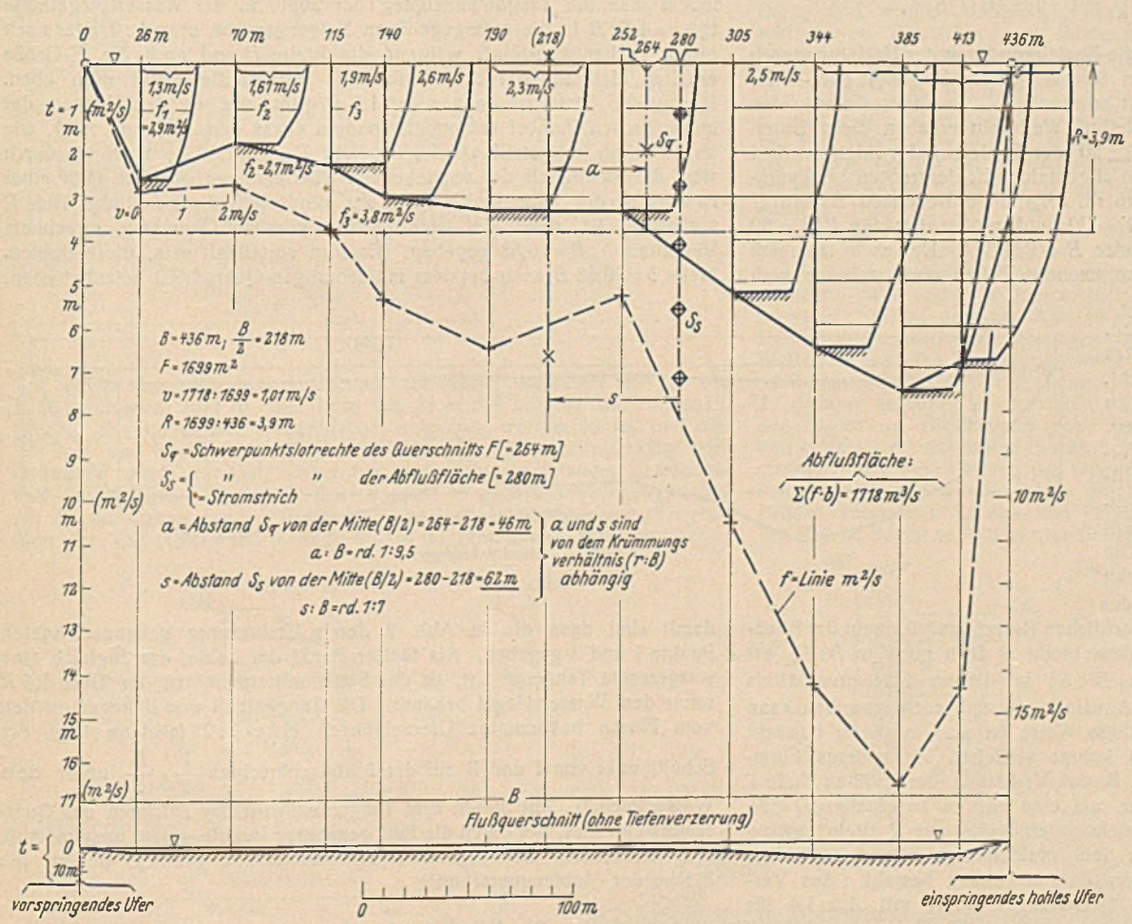


Abb. 1.

In der Flußkrümmung verschieben sich die großen Tiefen nach dem hohlen, einspringenden oder einbuchtenden Ufer hin, wodurch der Krümmungsquerschnitt eine von der Muldenform abweichende Gestalt erhält: es läßt sich dort ein tiefer und ein flacher Teil des Querschnitts unterscheiden, so daß ein solcher Querschnitt in der Flußkrümmung als „geknickter Querschnitt" bezeichnet werden könnte (vgl. Abb. 1). Der Schwerpunkt S_q des Querschnitts verschiebt sich dabei um ein Maß a aus der Mitte $(B/2)$ heraus nach dem hohlen, einspringenden Ufer zu. Er stellt aber noch nicht den geometrischen Ort des „Stromstriches" dar, der vielmehr (a. a. O., S. 17) durch den Schwerpunkt S_s der durch den Querschnitt in 1 sek strömenden Wassermassen (vgl. die Abflußfläche in Abb. 1) gekennzeichnet ist. Dieser Punkt S_s ist z. B. in Abb. 1 nach einer hydrometrischen Stromaufnahme ermittelt worden, indem die Größenwerte der eingetragenen Geschwindigkeitsflächen als Ordinaten der f-Linie aufgetragen wurden und dann der Schwerpunkt der so entstandenen Abflußfläche bestimmt wurde. Sein Abstand s von der Strommitte $(B/2)$ ist in jedem Falle noch größer als der vorgenannte Abstand a

[1]) Das Wort „Profilradius" ist als international eingebürgerter Begriff anstatt „Querschnitthalbmesser" beibehalten worden.

[2]) Die Grundlagen der Flußregelung einschließlich Stauregelung und Theorie der Schiffsschleusung. Berlin 1934, Verlag Wilh. Ernst & Sohn.

des Querschnittschwerpunktes S_q von der Strommitte. Es wird wertvoll sein, die Eigenschaften dieser beiden Werte a und s unter den verschiedensten Verhältnissen planmäßig zu erforschen. Bildet man die Verhältniszahlen dieser Strecken zu der Strombreite B, so ergibt die vorliegende Untersuchung (Abb. 1) beispielsweise $a = \text{rd.}\, B/9{,}5$ und $s = \text{rd.}\, B/7$; diese Zahlen werden indessen nur zur Anschauung mitgeteilt, eine allgemeine Gültigkeit haben sie noch nicht. Offenbar werden diese Werte a und s bzw. a/B und s/B sowohl von dem Verhältnis der Krümmungsradien r des Stromstriches zur Strombreite B und von der gemittelten Querschnittsgeschwindigkeit v oder von v^2 abhängen. Es eröffnet sich hier ein aussichtreiches Forschungsgebiet, zu dem jede umfassend durchgeführte hydrometrische Aufnahme einen wertvollen Beitrag liefern kann. Es wäre erfreulich, wenn diese Anregung bei den Fachgenossen Beachtung finden und zur Veröffentlichung solcher Ergebnisse führen würde.

In Abb. 1 ist oben der Querschnitt mit sehr starker Tiefenverzerrung dargestellt (Längen $1:m$, Höhen $1:n$ mit $m/n = 20$). Diese übliche Darstellungsweise der Tiefenverzerrung ist m. E. vielleicht der Anlaß gewesen, daß dem Profilradius $R = F:U \approx F:B$ der Kampf angesagt wurde, ob zu Recht, das soll weiterhin noch erörtert werden. Jedenfalls zeigt der unten stehende unverzerrte Flußquerschnitt der Abb. 1 schon ein viel gleichmäßigeres Bild, das zudem wohl schon besser erkennen läßt, daß der Wert R auch wirklich als gemittelte Tiefe des Querschnitts anzusehen ist.

Es sei hier ferner untersucht, mit welchen Fehlergrenzen angenähert $F:B \approx F:U$ zur Kennzeichnung der Größe von R gewählt werden darf. Offenbar spielt hierbei das Verhältnis der größten Tiefe T im Querschnitte zur Strombreite B eine ausschlaggebende Rolle. Aus verschiedenen Flußquerschnitten habe ich versuchsweise die Abweichung der Länge B gegen U in Hundertstel der Breite in den Beziehungen erhalten

$$U = B\left(1 + \frac{y}{100}\right) \quad \text{mit} \quad y \approx 60\,(T/B)^{4/3},$$

wobei aber zu beachten ist, daß die Beziehung für y der Herleitung nach nur für Querschnitte der geraden Strecke (Stromübergang) gilt — für Krümmungsquerschnitte angenähert anwendbar — und ferner nur in den naturmöglichen Grenzen gültig bleibt. Weiterhin ergaben diese Untersuchungen, daß für Werte $(B:T) \geqq 20$ der Fehleranteil y kleiner als 1 bleibt, so daß mit Rücksicht auf die allgemeinen Fehlergrenzen bei hydromechanischen Ermittlungen (bis zu rd. 5 %) ohne Bedenken $B = \text{rd.}\, U$ gesetzt werden kann, sobald $B/T = 20$ und größer ist; für $B/T = 60$ ist $y = 0{,}25$, also $U = 1{,}0025\,B$ oder $B = 0{,}998\,U$. Demnach läßt sich in den praktisch am meisten vorkommenden Fällen ohne weiteres auch $R = F:B$ setzen.

Oft wird der Einwand erhoben, daß R der Form des Querschnittes keine Rechnung trage, und versucht, einen geeigneten „Formbeiwert" zu finden. So schlägt u. a. Prof. Dr.-Ing. M. Vegners[3]) vor, statt R das Verhältnis $B:T_m$ — Breite zur mittleren Querschnittiefe — zur Kennzeichnung der Eigenarten eines Flußquerschnittes zu verwenden. Die reine Zahl $(B:T_m)$ läßt sich indessen nicht ohne weiteres an Stelle des Längenwertes R (in m) in die gebräuchlichen Berechnungsformeln der Fließgeschwindigkeit einführen, außerdem bleibt R doch noch in $B:T_m$ erhalten: $T_m = F:B$, also $B:T_m = B^2:F$; in diesem Flächenverhältnis kommt aber R bestimmend zum Ausdruck, da man auch schreiben kann $F:B^2 = BR:B^2 = (1/B)\,R$. Auf diese Weise ist also in dieser Hinsicht noch nichts gewonnen. Deshalb könnte vielleicht ein anderes Formverhältnis gewählt werden, so z. B. das Verhältnis der größten Tiefe T zur gemittelten Tiefe R, und zwar, um eine Strecke zu erhalten, $T^2:R$. Aber auch hier läßt sich die Beziehung eindeutig auf R allein zurückführen, da zwischen T und R in dem muldenartigen Querschnitte der geraden Strecke ein gesetzmäßiger Zusammenhang besteht. Aus Vergleichsermittlungen fand ich die Beziehung $T = AR$ mit $A \approx 1{,}4$ für muldenartige Querschnitte, so daß das Verhältnis $T^2:R$ ungefähr $1{,}4^2 \cdot R = \text{rd.}\, 2\,R$ ergeben würde. Also auch ein derartiger Ansatz führt wieder auf R zurück. Aber auch in hydromechanischer Hinsicht ist die Verwendung des Profilradius $R = F:U \approx F:B$ für hydrologische Berechnungen durchaus berechtigt, weil die mathematische und mechanische Entwicklung der Berechnungsgrundlagen von selbst das Verhältnis $F:U$ herstellt, vgl. a. a. O., Gl. (3), S. 13.

[3]) s. hierzu Bautechn. 1936, Heft 27, S. 407.

Die Verhältniszahl A scheint nach den bisherigen Feststellungen die Zahl 1,4 kaum nennenswert zu unterschreiten, dagegen wird sie in Querschnitten der Flußkrümmung stets größer als 1,4. Sie kann dort — je nach dem Krümmungsmaß $(r:B)$ des Stromstriches — die Werte von zwei bis drei und etwas darüber erreichen, wobei eine Abnahme von $r:B$ eine Vergrößerung der Zahl A bedingt. Aber auch die mittlere Querschnittsgeschwindigkeit v bzw. v^2 wird in diesen Fällen (Flußkrümmung) für die Größe von A mitbestimmend sein. Es empfiehlt sich hier ebenfalls, planmäßige Erhebungen anzustellen und die ausgewerteten Beobachtungswerte in den Fachzeitschriften bekannt zu geben.

Es bleibt nun noch die Frage zu erörtern, welche Querschnittsform als Grundform den Berechnungen bei hydrologischen Arbeiten und bei Entwürfen für eine Flußregelung zugrunde gelegt werden soll, wenn etwa B und R in der a. a. O. auf S. 17 dargestellten Weise ermittelt worden sind.

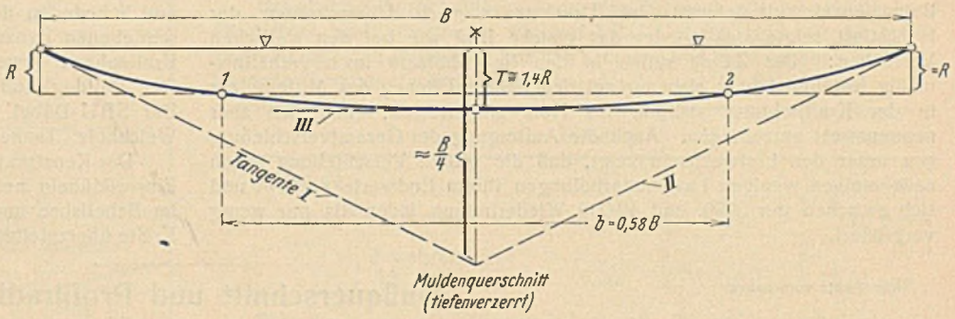


Abb. 2.

Wie anfangs erwähnt, ist die Parabelform als Grundform nicht annehmbar, anderseits ist der muldenartige Querschnitt zunächst noch nicht genug bestimmt. Führt man die abzulehnende Form nach einer quadratischen Parabel (vgl. a. a. O., Abb. 21) dadurch in eine muldenartige Form über, indem man die Tangentenneigung der Sohle in der Wasserspiegelhöhe $\operatorname{tg}\alpha = 4\,T:B$ in die naturgegebenen Neigungen von etwa 1 : 2 oder noch etwas flacher überführt, während die Breite B und auch die F-Größe erhalten bleiben, so rückt offenbar die Sohlenmitte etwas nach oben. Die größte Tiefe ist dann nicht 1,5 R groß, wie es dem Wesen der quadratischen Parabel entspricht, sondern etwas geringer, und zwar, wie zuvor schon mitgeteilt wurde, ungefähr $T = \text{rd.}\, 1{,}4 \cdot R$; auch hierdurch wird die Richtigkeit der vorstehenden Überlegungen gestützt. Bei einer Parabel ist die Sohlenbreite b, auf der mindestens die gemittelte Tiefe R vorhanden ist, durch das nach der analytischen Geometrie errechnete Verhältnis $b:B = 0{,}58$ gegeben. Es wird vorteilhaft sein, diese Sohlenbreite $b = 0{,}58\,B$ auch bei dem muldenartigen Querschnitt beizubehalten;

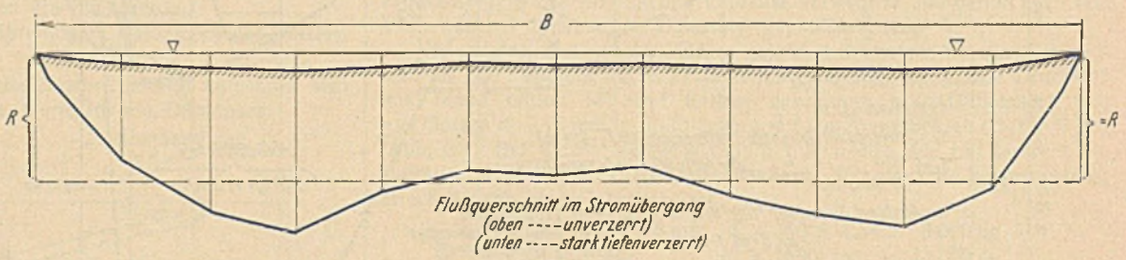


Abb. 3.

damit sind dann die in Abb. 2 durch Umkreisung gekennzeichneten Punkte 1 und 2 gegeben. Als fünfter Punkt der Sohle, der zugleich eine waagerechte Tangente hat, ist der Sohlenmittelpunkt in der Tiefe 1,4 R unter dem Wasserspiegel bekannt. Die Tangenten I und II liegen in den vom Flusse bevorzugten Uferneigungen etwa 1 : 2 (alsdann liegt der Schnittpunkt von I und II auf der Mittelsenkrechten $\frac{1}{2} \cdot \frac{B}{2}$ unter dem Wasserspiegel). Mit diesen drei Tangenten wird das Zeichnen des Querschnittsumrisses, der durch die fünf genannten Punkte gelegt werden muß, sehr erleichtert. Bei bekannter Größttiefe T und Breite B beträgt die Fläche der Muldenquerschnitte

$$F = BR = B \cdot \frac{T}{1{,}4} \quad \text{oder} \quad F = {}^5/_7\, TB.$$

Zuweilen ist im Stromübergang eine in Abb. 3 dargestellte Querschnittsform vorhanden, bei der die Sohlenmitte etwas höher liegt als die beiderseitigen Tiefen. Diese „eingedrückte Muldenform" ist aus hydromechanischen Gründen der Grundform flächengleich und hat ungefähr auch dieselbe Breite bzw. angenähert dieselbe benetzte Umfanglänge wie diese, so daß sie ohne Bedenken bei Entwürfen durch die Grundform ersetzt werden kann.

Manchmal wird behauptet, daß in der Flußkrümmung das Wasser langsamer fließt als im geraden Stromübergang, und daß dort deshalb eine größere Fläche und Breite als in der geraden Strecke zu wählen seien. Bisher konnte meines Wissens diese anscheinend nur gefühlsmäßig gestützte Mutmaßung bei hydrometrischen Aufnahmen nicht nachgewiesen werden. In hydromechanischer Hinsicht ist außerdem ein derartig unregelmäßiger Strömungsvorgang — im Stromübergang beschleunigt, also starkes Gefälle, und in der Krümmung verzögert, also schwächeres Gefälle — durchaus unwahrscheinlich. Der Talweg pendelt zwar, wie es Abb. 12 a. a. O., S. 21 erkennen läßt, weil die Querschwingungen (Abb. 11) den Stromstrich aus der Strommitte herausrücken, aber das Längsgefälle des Talweges bleibt zwischen zwei aufeinander folgenden Krümmungen des Flusses unverändert. Eine Verbreiterung könnte in der Flußkrümmung überdies nur am vorspringenden Ufer stattfinden, wo die Wassergeschwindigkeiten verhältnismäßig klein sind, wie es auch in Abb. 1 erkennbar ist; die Verbreiterung müßte demnach schon ganz beträchtlich sein, wenn sie auf den Abflußvorgang wirksamen Einfluß haben sollte. Eine derartige gefühlsmäßig konstruierte Theorie, wie sie in der angeblich notwendigen Stromverbreiterung in der Flußkrümmung sich darstellt, kann gerade im Flußbau sich unheilvoll auswirken — und wenn es noch ganz wissenschaftlich klingen soll, dann läßt man die Flußkrümmungen nach Lemniskaten verlaufen.

Als hauptsächlichste Ergebnisse sind zu vermerken: In der Flußkrümmung bilden sich „geknickte Querschnitte" aus, die aus einem tieferen und aus einem flacheren Teile bestehen. Der Stromstrich wird dort um ein Maß s aus der Strommitte zum einspringenden hohlen Ufer hin verschoben, das von dem Krümmungsverhältnis r/B und von der mittleren Querschnittsgeschwindigkeit abhängt. In der geraden Strecke (Stromübergang) haben die Querschnitte eine muldenartige Form, die bestimmten Bedingungen genügt, die im einzelnen erörtert wurden.

Wenn das Tiefenmaß $B:T \geqq 20$ ist, kann in der Beziehung $R = F:U$ der benetzte Umfang U durch die Strombreite B ersetzt werden, da der Fehler dann geringer als 1 % bleibt. Der Profilradius R stellt die gemittelte Querschnittstiefe dar und liefert für alle hydrologischen Arbeiten eine eindeutige und durchaus brauchbare Berechnungsgrundlage. Zwischen der größten Tiefe T und R bestehen bestimmte Beziehungen von der Form $T = AR$, worin für die gerade Flußstrecke $A =$ rd. 1,4 ist, während A in den Querschnitten der Flußkrümmung A größer als der vorstehende Wert wird und in seiner Größe von dem Krümmungsmaße r/B und von der mittleren Querschnittsgeschwindigkeit abhängt.

Alle Rechte vorbehalten.

Über den Mustapha-Wellenbrecher im Hafen von Algier,

seinen Aufbau, die verschiedenen Abänderungen, seine Zerstörung und über Beanspruchungsmessungen wird in Dock Harbour 1936, Nr. 184 u. 185 (Februar und März) berichtet.

Der Mustapha-Wellenbrecher dient dem Schutze eines neuen 16 ha großen Hafenbeckens (Abb. 1). Er ist 1200 m lang und besteht aus zwei gleich langen, in einem Winkel von 50° zueinander stehenden Teilen. Seine äußere seeseitige Wand ist senkrecht, die innere sollte nach dem ursprünglichen Plan mit einer Neigung von 1 : 5 ausgeführt werden (Abb. 2).

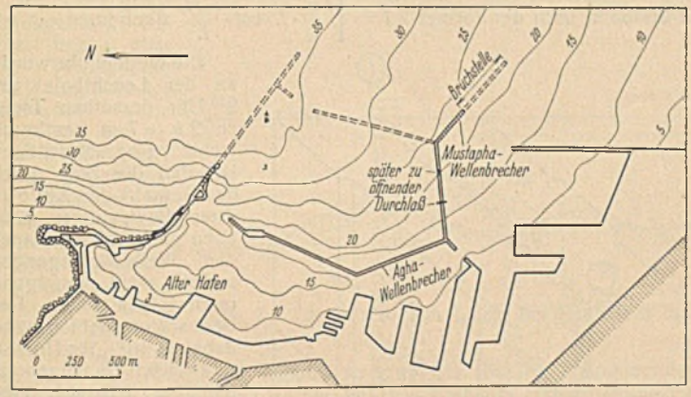


Abb. 1.

Auf einem sorgfältig aufgeschütteten Bett von Felsstücken mit 100 bis 1250 kg Gewicht ruht in einer Tiefe von 15 m der unterste der einzelnen Blöcke, aus denen der Wellenbrecher aufgebaut werden sollte, und die mit Nut und Feder ineinandergreifen sollten. Die verhältnismäßig tiefe Gründung wurde gewählt, um am besten die Dünung abfangen zu können und der stehenden Welle mit ihrer doppelt so großen Schwingungsweite als die der ankommenden Welle das Aufsteigen zu ermöglichen. Gegenüber den aufgeschütteten Wellenbrechern mit ihrer großen schiefen Ebene,

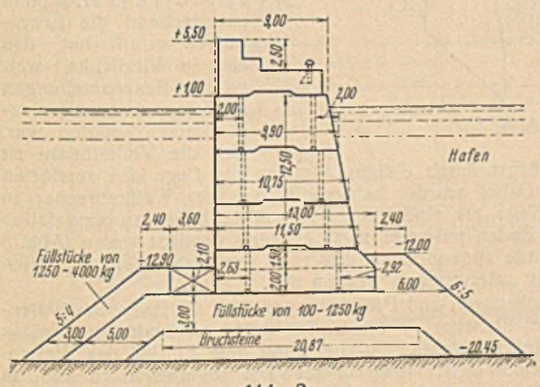


Abb. 2.

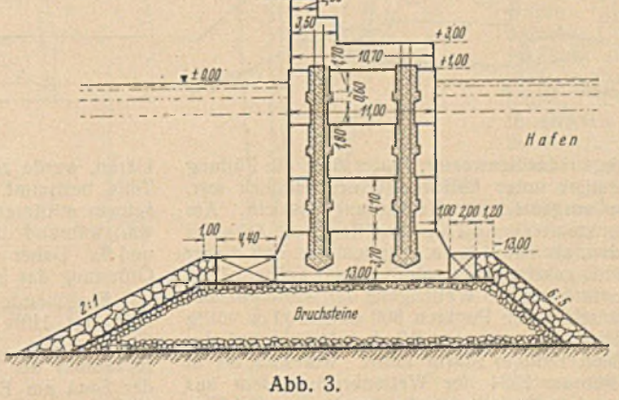


Abb. 3.

auf der sich die Wellen brechen können, muß bei Wellenbrechern der vorliegenden Art vermieden werden, daß sich die ganze Welle auf einmal an der senkrechten Außenwand bricht. Gleichzeitig sollte mit der großen Gründungstiefe eine Verschmälerung der Breite der aufgeschütteten Unterlage erreicht und die Gefahr des Auswaschens vermindert werden, obgleich der gewachsene Boden dort nur 20 m tief liegt und der auf ihm liegende Sand sehr gleichmäßig und fest ist. Die Verbreiterung nach unten war beim ursprünglichen Plan vorgesehen, um bei größter Dünung außen ein Umstürzen nach dem Hafen zu oder bei tiefen Wellentälern an der Außenseite den Sturz nach außen zu verhindern. Weil man aber glaubte, solch große Blöcke von 200 bis 350 t Gewicht mit Nut und Feder nicht genau genug aufeinandersetzen zu können, ohne die Verbindungsseile zu zerstören, entschloß man sich zur Ausführung mit gleich großen Blöcken (Abb. 3). Auch wurde die Fundamentsohle aus Sicherheitsgründen um 2 m verbreitert. Statt Nut und Federverbindungen wurden Zapfenverbindungen derart gewählt, daß jeder Block vier Löcher erhielt, die gleichzeitig beim Transport durch Schwimmkrane zur Befestigung dienten und 1,5 m Seitenlänge hatten. Diese Löcher, die noch mit einzelnen Verbreiterungen versehen waren, gingen von oben bis unten durch und wurden schließlich, nach Einbringen von mehreren Stahlschienen zur Verstärkung, mit Beton ausgefüllt, so daß die übereinanderliegenden Blöcke zu einem einzigen Stück verbunden wurden. Diese Verbindungsart unterblieb zwischen den Punkten 290 und 430 m, weil dort später eine Durchfahrt bei Erweiterung des Hafens hergestellt werden soll. In diesem Teile wurden die Löcher in den Blöcken nur mit Bruchsteinen gefüllt. Von Punkt 90 bis 290 m und vom Punkte 430 bis 1030 m wurden die Verbindungszapfen aus Eisenbeton gekürzt, weil befürchtet wurde, daß durch diese Zapfen nicht erwünschte Schwingungen auftreten würden.

Die Blöcke wurden aus Kalkbeton in einer Mischung aus Bruchsteinen, Seesand und Wasserkalk oder gewöhnlichem Kalk im Verhältnis von 4 : 2 : 1 hergestellt; damit wurde ein Raumgewicht von 2,4 bis 2,45 t/m³ erreicht. Während des Baues herrschte am 18. Dezember 1930 ein schwerer Sturm, der am Agha-Wellenbrecher (einem aufgeschütteten Damm) beträchtliche Zerstörungen bewirkte. Die dabei beobachteten Wellen hatten eine Schwingungsweite von $2h = 6{,}5$ m, während der Berechnung des Mustapha-Wellenbrechers Wellen von $2h = 5$ m und $2L = 80$ m zugrunde gelegt waren. Trotzdem bestand der Wellenbrecher den Sturm im allgemeinen gut. Im ersten Teile wurden Senkungen von 0,5 bis 1 m und einige Blockbrüche festgestellt. Die Senkungen entstanden unter der Wirkung der Wellen auf das noch nicht genügend gefestigte Bett und wurden oben durch neue Blöcke ausgeglichen. Die Brüche entstanden infolge von Relativbewegungen der einzelnen Teile. Die Brüche liegen an bestimmten Stellen entsprechend der, wie Messungen ergeben haben, wellenartigen Beanspruchung nach sinusartigen Kurven, wobei die Bruchstellen an den Punkten höchster Beanspruchung entsprechend dem kleinsten Ausschlage der Kurve liegen. Schlimmer waren die Zerstörungen im zweiten Arm, wo auf 90 m Länge Senkungen bis zu 2 m eintraten und sich gleichzeitig eine Neigung nach außen bis etwa 5° einstellte. Die schweren Blöcke blieben trotz gelegentlicher Brüche an Ort und Stelle. Dagegen wurden die kleinen, zum Schutze auf dem Bett aufgebrachten Blöcke weggetragen und so das Bett abgeflacht (Abb. 4). Dies wird so erklärt, daß die kleineren Stücke des Bettes durch die stehenden Wellen weggesaugt werden, während außerdem die Wellen auf die Krone des Wellenbrechers schlagen.

Am 11. Dezember 1931 überstand der Wellenbrecher einen ähnlich starken Sturm ohne Beschädigungen, während der Agha-Wellenbrecher auch diesmal ziemlich stark mitgenommen wurde. Man entschloß sich nun dazu, wie Abb. 5 zeigt, den früher zerstörten, 90 m langen

ersten Teil des zweiten Armes auszubessern und eine neue Krone aufzusetzen. Gleichzeitig wurde seeseitig ein Schutzwall aus natürlichen und künstlichen Blöcken errichtet und der hafenseitige Schutzwall erhöht und mit kleineren Schutzblöcken abgedeckt. Die genauen Messungen der einzelnen Verschiebungen und Lageänderungen ergaben in allen Fällen den gleichartigen sinusähnlichen Kurvenverlauf, der einer Wellenlänge von 80 m entspricht.

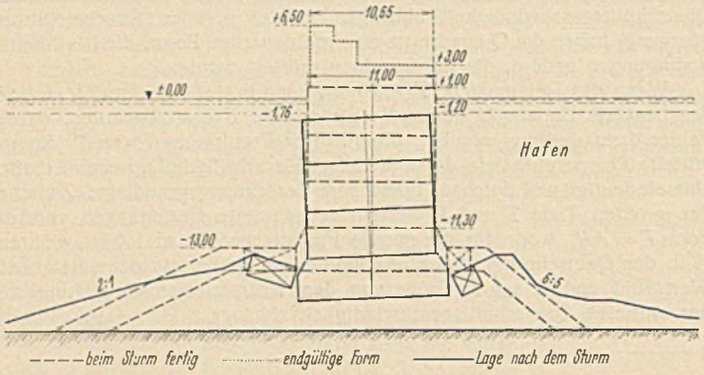


Abb. 4.

Ähnliche Erscheinungen wurden in den Häfen von Marseille, Catania und Tuape (Schwarzes Meer) beobachtet. Um diese Verschiebungen zu verhindern, sollten die Einzelteile des ganzen Wellenbrechers zu einem einheitlichen Körper verbunden werden. Man versuchte zunächst, dies dadurch zu erreichen, daß man an den Seitenkanten Nuten und Federn anbringen wollte, doch ließ sich dies nicht durchführen. Die Notwendigkeit, die Einzelteile des Wellenbrechers zu einem einheitlichen Teil zu verbinden, drängte sich bei Berücksichtigung der Ursachen der um diese Zeit stattgefundenen Zerstörung des Wellenbrechers von Catania[1]) noch mehr auf. Es wurde daher beschlossen:

1. die senkrechten die aufeinandergesetzten Blöcke verbindenden Eisenbetonzapfen nun überall vorzusehen und weiter die Blöcke untereinander durch Eisenbetonbolzen von 50 × 60 mm zu verzapfen, die in nachträglich gebohrte Löcher von 100 mm Durchm. einbetoniert wurden;
2. die Fugen zwischen den Blöcken und die vorhandenen Sprünge mit Gußzement unter hohem Druck auszufüllen;
3. die senkrechten Fugen zwischen den einzelnen Wandteilen nachträglich auszufüllen (Abb. 6 u. 7).

Die Arbeiten zu 1 und 2 verursachten keine Schwierigkeiten. Die senkrechten Fugen konnten dagegen nicht, wie zunächst beabsichtigt, nach dem Muster von Marseille mit Zementsäcken gefüllt werden, da sie einmal verhältnismäßig klein (100 bis 500 mm Durchm.) waren und außerdem in ihrer Größe dauernd wechselten. Auch wusch die See einen großen Teil wieder aus. Man bohrte nunmehr außen und innen an den Fugenenden Löcher von 100 mm Durchm., in die eine Mischung von 2 T. Zement und 1 T. Bitumen eingepreßt wurde. Diese wachsartige halbplastische

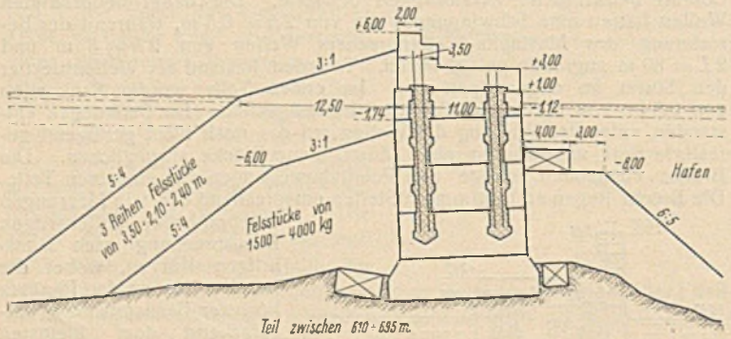


Abb. 5.

Masse diente als Verschluß gegen das Seewasser, hinter dem die Füllung durch Einbringen von Gußzement unter üblichem Druck möglich war. Auf diese Weise wurde eine ausgezeichnete Verbindung erreicht. Am zweiten Arm zwischen den Punkten 900 und 1200 m sollten diese Arbeiten erst 1934 vorgenommen werden, als nämlich zu erwarten war, daß dieser zuletzt gebaute Teil sich endgültig gesetzt haben würde. Am 3. Februar 1934 wurde durch einen außerordentlich starken Wellengang der Wellenbrecher auf eine Länge von 400 m zwischen den Punkten 800 und 1200 m völlig zerstört. Dabei herrschte dort so gut wie kein Wind, während auf der Linie Genua—Algier ein äußerst heftiger Sturm tobte. Während bis in die Morgenstunden des 3. Februar 1934 der Wellenbrecher dem aus NO¼N kommenden Wellengang standgehalten hatte, brach er um 6⁴⁵ Uhr, nachdem eine riesige Welle vorbei war, die über diesen Teil des Wellenbrechers in dessen ganzer Länge gegangen war, in sich zusammen. Bei Punkt 700 m war die erste Bruchstelle, von da bis zum Punkte 750 m waren die Schutzbänke am Fuß etwa 1 m nach außen geschoben worden, wobei gleichzeitig von Punkt 717 bis Punkt 799 m, wo der eigentliche Bruch begann, das Mauerwerk sich gesenkt hatte und mehr und mehr nach innen gerutscht war. Taucher stellten fest, daß Fundamentbett und Mauerblöcke wüst untereinander lagen, so daß vermutet wurde, daß der Wellenbrecher zunächst nach außen stürzte und dabei zerbrach. Dabei trat der Bruch nur in den senkrechten Fugen ein, während die einzelnen durch die Bolzen zusammengehaltenen Blöcke jede Säule zusammenhielten. Nach dem Bruch wurde das Bett durch Wellen bis auf 18 m Tiefe, also 3 m tiefer als die Mauersohle, weggewaschen.

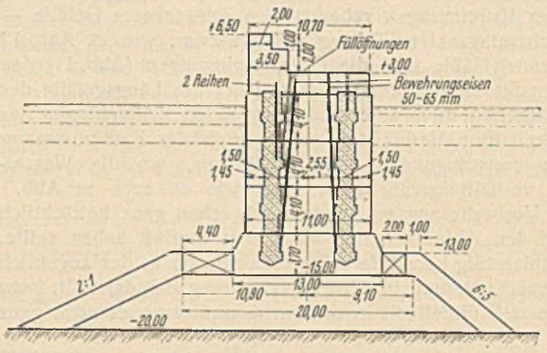


Abb. 6.

Da keinerlei Wind herrschte, konnten verhältnismäßig genaue Beobachtungen des Seeganges gemacht werden. Dabei ergab sich eine Periodenzahl von 13¾ sek. Bei einer Meerestiefe von 2000 m, 16 km vom Hafen entfernt, ergibt sich dabei nach der Formel $2L = \frac{2gT}{\pi}$ eine Wellenlänge für tiefes Wasser von 300 m. Weiter wurde beobachtet, daß zwischen dem nördlichen und dem Mustapha-Wellenbrecher mit 1200 m Abstand durchschnittlich 5 bis 6 Wellen waren, was einer Wellenlänge von 200 m entspricht. Diese Beobachtung stimmt auch gut mit der theoretischen Berechnung für die dort vorhandene Wassertiefe von 20 bis 35 m nach der Formel $2T = \sqrt{\frac{\pi}{g} \cdot L \cdot \cot \frac{\pi H}{L}}$ überein.

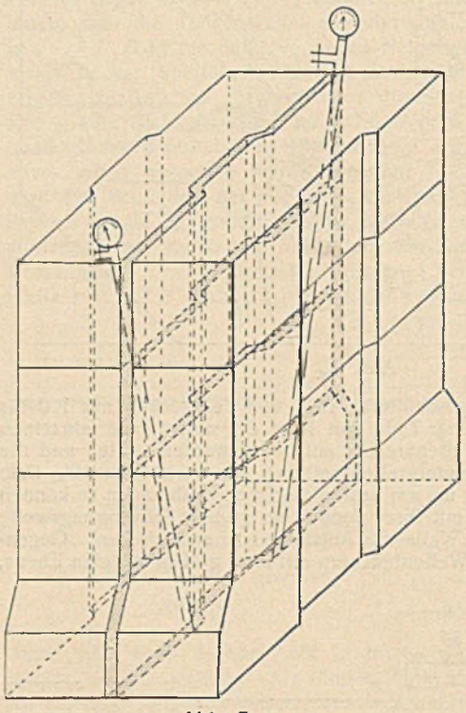


Abb. 7.

Die Wellenhöhe wurde an der Leuchtboje um 9¹⁰ Uhr desselben Tages zu $2h = 7$ m bestimmt, wobei zu berücksichtigen ist, daß die Boje durch das Gewicht der Kette in ihren Bewegungen nach oben gehemmt und auch den Wellenbewegungen selbst nicht genügend rasch folgen kann. Der Beobachtungsfehler wird dabei in 10% für Höchst- und Tiefstlage angenommen, so daß sich eine Wellenhöhe von annähernd $2h = 8{,}4$ m ergibt. Dieses Maß ergab sich auch aus zufällig gleichzeitig gemachten Lichtbildern. Daraus soll zu schließen sein, daß der Wellenbrecher den ursprünglich angenommenen Berechnungen mit $2h = 5$ m und $2L = 80$ m entsprechend die Erwartungen erfüllt hat, daß aber in Wirklichkeit weit größere Beanspruchungen auftreten, als zunächst angenommen worden war. Um die Verhältnisse zu klären, wurde zunächst durch einige Lotungen die Lage des zerstörten Teils bestimmt. Dabei wurde festgestellt, daß der Wellenbrecher in seinem mittleren Teile als einheitlicher Körper nach See zu umgefallen war, während die Enden teilweise nach einwärts gestürzt waren (Abb. 8 und 9). Daher wurde angenommen, daß trotz der verhältnismäßig tiefen Gründung das Bett unterwaschen worden war.

Eingehende Bohrungen und Feststellungen über die Bodenbeschaffenheit mit Hilfe elektrischer Widerstandsmessungen bestätigten diese Vermutungen. Danach scheint zunächst unter dem Einfluß des Wellenrückstoßes der Wellenbrecher langsam seewärts abgerutscht zu sein, da der Sand am Fuß ausgewaschen war und die Schutzblöcke am Mauerfuß sowie das aufgeschüttete Bett teilweise weggeschwemmt waren, worauf nun die Wellen den aus kleineren Stücken bestehenden Kern der Bettung angreifen konnten. Bei Punkt 1000 m wurden drei Bohrungen im Abstande von 28, 30 u. 35 von der ursprünglichen Lage ausgeführt. Die Hauptteile sind danach nicht weiter als 20,4 m weggetragen worden. Der Untergrund besteht aus einer 10 m mächtigen Sandschicht, auf die eine Konglomeratlage folgt. In dem auf dem zerstörten Teile ruhenden

[1]) Vgl. Bautechn. 1936, Heft 41, S. 602, Über die Entwicklung der italienischen Hafenbauten.

neu aufgeschwemmten Sand, der keine feinen Teile enthielt, wurde eine durchgehende, von der Bettung herrührende Steinschicht festgestellt, deren Mächtigkeitsverlauf sich der ursprünglichen Bodenform anpaßte und die bis zu der Konglomeratschicht reichte. Der neu angeschwemmte Sand unterschied sich sehr vom ursprünglichen Sandgrund, wie die folgende Tabelle lehrt.

Korngröße	Neu angeschwemmter Sand		Ursprünglicher Sandgrund	
	Bohrung E	Bohrung D	Bohrung E	Bohrung D
mm	%	%	%	%
< 0,1	25,5	43	87,3	52,8
0,1 bis 0,5 . .	32	20,5	5,2	47
> 0,5	42,5	36,5	7,5	0,2

Ähnliche Ergebnisse zeigte eine zweite Bohrreihe bei Punkt 1180 m. Auch die elektrischen Messungen ergaben gleiche Werte. Durch diese Messungen sollte die Fläche festgestellt werden, über die die Trümmer verstreut waren. Hinsichtlich der Einzelheiten der Ergebnisse muß auf die Quelle (Dock Harbour 1936, März, S. 117, Abb. 22) verwiesen werden. Überall da, wo die Trümmer am weitesten verstreut sind, liegen die Spitzen der Kurven der Widerstandsmessung und die der Wellenerhebung. Die einzelnen Teile des Wellenbrechers werden daher verschieden hoch beansprucht; dies bestätigt die Richtigkeit des Gedankens, die einzelnen Säulen des Wellenbrechers zum Ausgleich der Beanspruchung zu einem einheitlichen Körper zu vereinigen.

Sowohl vor wie nach der Zerstörung des Wellenbrechers wurden Messungen über Wellenhöhe, stehende Welle und Druckbeanspruchungen am Wellenbrecher durchgeführt. Beobachtungen über die Verdopplung der Wellenhöhe der stehenden Welle gegenüber der ankommenden Welle sollen die bisherigen Annahmen bestätigen. Bei senkrecht zum Wellenbrecher ankommenden Wellen und normaler Wellenbildung ist die Schwingungsweite der stehenden Welle ($4h$) doppelt so groß wie die der ankommenden Welle ($2h$). Die Messungen wurden mit Hilfe tragbarer Meßvorrichtungen, die von der Krone des Wellenbrechers aus bedient wurden, vorgenommen und ergaben z. B. folgende Werte:

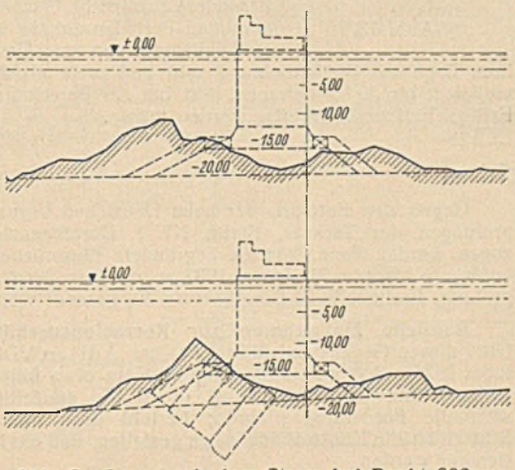


Abb. 8. Lage nach dem Sturm bei Punkt 986 m.

	1. 7. 1933	6. 11. 1933	14. 11. 1933	29. 12. 1933
$\frac{4h}{2h}$	$\frac{4,60}{2,25} = 2,04$	$\frac{3,00}{2,00} = 1,50$	$\frac{2,65}{1,30} = 2,04$	$\frac{6,80}{3,45} = 1,97$
	3. 1. 1934	25. 1. 1934 3 h nachm.	25. 1. 1934 4 h nachm.	2. 2. 1934
$\frac{4h}{2h}$	$\frac{2,95}{1,65} = 1,80$	$\frac{4,00}{2,05} = 1,95$	$\frac{3,55}{1,70} = 2,09$	$\frac{7,40}{3,65} = 2,02$

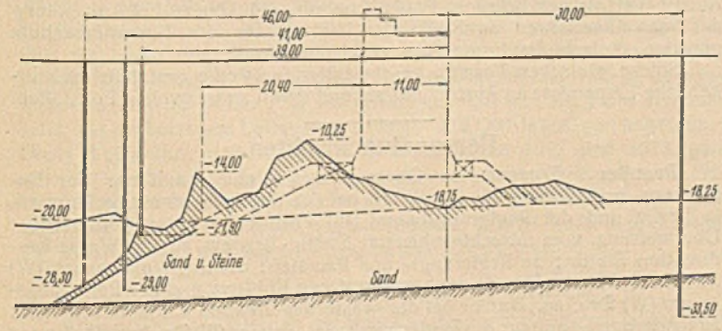


Abb. 10.

Alle Werte liegen nahe an 2, trotz starker Schwankungen der absoluten Meßzahlen. Die geringen Abweichungen nach unten und oben werden auf Interferenzerscheinungen in Abhängigkeit von der besonderen Lage des Wellenbrechers zurückgeführt. Im allgemeinen unterscheiden sich die beobachteten Werte wenig von den theoretischen nach der Formel

$$h_0 = \frac{4\pi h^2}{2L} \cdot \cot\frac{\pi H}{L},$$

was einer Bewegung des Wasserspiegels nach einer ellipsenförmigen Trochoïde entspricht. Unter Umständen beeinflußt der Wind stark die Wellenbewegung. So wurde am 20. Dezember 1933 um 8 h früh ein Wert von $2h = 1$ m gemessen, der bis nachmittags 2 h auf mindestens $3^3/_4$ m stieg, wobei die Wellen ($4h = 6,8$ m) so stark gegen den Wellenbrecher schlugen, daß das Wellental nicht unter die Nullinie sank, und wobei der Wasserspiegel im alten Hafen und im Agha-Becken zeitweise 35 cm über Normal stand. Dabei wurde beobachtet

$$h_0 = 3,6 \text{ m} \left\{ \begin{array}{l} h_0 + 2h = 7 \text{ m} \\ h_0 - 2h = 0,2 \text{ m} \end{array} \right\} \text{ statt } h_0 = 0,4 \text{ m}.$$

Solche Ausnahmefälle entziehen sich jeder mathematischen Berechnung. Im allgemeinen sollen aber die theoretischen Werte gut mit den beobachteten stimmen, wie unter Berücksichtigung der vorstehenden Tabelle folgende Aufstellung ergibt:

Beobachtung	$2L$	$2h$	h_0	Wellenerhebung: Wellenkrone $h_0 + 2h$ in m		Wellental $h_0 - 2h$ in m	
	m	m	m	berechnet	beobachtet	berechnet	beobachtet
1. 7. 1933	55	2,25	0,28	2,53	2,59	— 1,97	— 2,01
14. 11. 1933	140	1,30	0,05	1,35	1,52	— 1,25	— 1,12
25. 1. 1933 (3 h nachm.)	55	2,05	0,24	2,29	2,55	— 1,81	— 1,45
2. 2. 1934	125	3,65	0,33	3,98	3,98	— 3,32	— 3,40

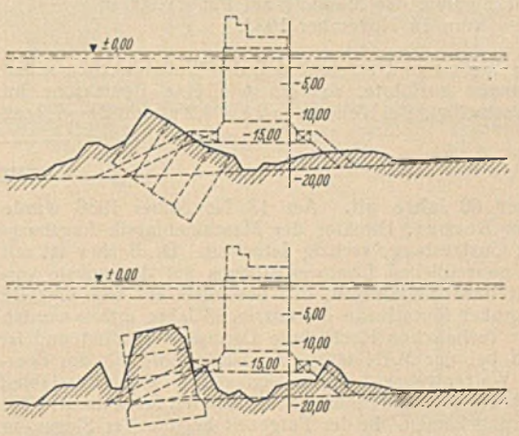


Abb. 9. Lage nach dem Sturm bei den Punkten 1022 bis 1130.

Die Beobachtungen am 2. Februar 1934 sind besonders genau, da an diesem Tage, einen Tag vor der Zerstörung, kein Wind herrschte. Bei all diesen Messungen erreichten die Wellen nicht die Krone des Wellenbrechers. Bei dem Sturm am 31. Dezember 1933 schlugen jedoch die Wellen 1 bis 1,5 m hoch über die 6,5 m über NN liegende Wellenbrecherkrone. Dabei wurde beobachtet:

$2h = 6,5$ m
$2L = 140$ m
$2t = 11$ sek.

Das ergibt

$$h_0 = \frac{4\pi h^2}{2L} \cdot \cot\frac{\pi H}{L} = 1,32 \text{ m},$$

also eine Höhe der Wellenkrone von $h_0 + 2h = 1,32 + 6,5$ m, was einer Wellenhöhe von 1,32 m über der Krone des Wellenbrechers entspricht.

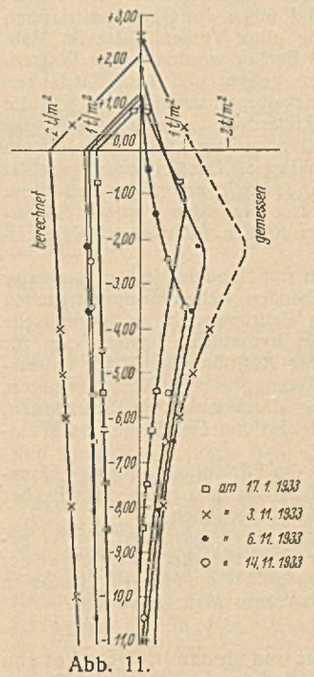


Abb. 11.

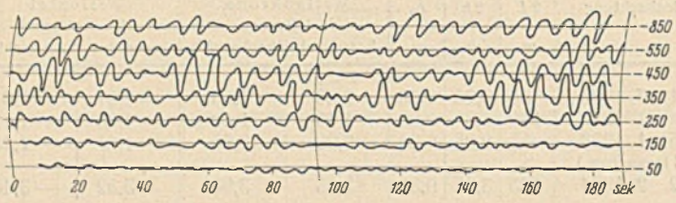
Ferner wurden Druckmessungen mit Hilfe einer Meßdose vorgenommen, die in einem in verschiedenen Tiefen an Schnüren aufhängbaren Gehäuse untergebracht war. Der gemessene Druck wurde hydraulisch übertragen mit 33facher Übersetzung durch ein an die Meßdose angeschlossenes Rohr, das zu einer tragbaren Druckanzeigevorrichtung führte. Ein weiteres Rohr diente dazu, im Gehäuse den atmosphärischen Druck aufrechtzuerhalten. Die Meßergebnisse sind aus der Abb. 11 ersichtlich. Die gemessenen Werte stimmen zwar in der Größenordnung mit den theoretisch errechneten gut überein, doch sind die Druckverlaufkurven gegeneinander verschoben, so daß bei den gemessenen Werten die Höchstbeanspruchung tiefer liegt als theoretisch. Diese Tatsache wird auf Meßungenauigkeiten der Vorrichtung zurückgeführt. Ein Vergleich der gemessenen Werte mit den errechneten ergibt aber eine gute Übereinstimmung in der Größenordnung der Höchstwerte gegenüber den beobachteten Werten (s. Tabelle auf S. 726, oben).

Später wurden zur Messung elektrisch arbeitende Meßgeräte verwendet, und zwar entsprechend ausgebildete Meßvorrichtungen zur Bestimmung der Wellenbewegung, des Druckes und der Beschleunigungen, die der Wellenbrecher erlitt. Die Meßvorrichtungen waren entweder in einem besonderen Rahmen oder unmittelbar am Wellenbrecher angeordnet. Ihre Arbeitsweise beruhte auf der Veränderlichkeit der

Tag	Gemessener Druck m	Beobachtete Höchstwerte $h_0 + 2h$ in m
12. 1. 1933	1,25	1,24
17. 1. 1933	1,05	1,05
18. 2. 1933	2,35	2,36
3. 11. 1933	2,50	2,51
6. 11. 1933	1,55	1,57
14. 11. 1933	1,15	1,35

elektrischen Eigenschaften von Quarzkristallen bei Veränderung des auf ihnen ruhenden Druckes.

Die Ergebnisse waren ähnliche, wie Abb. 12 zeigt. Die Beschleunigungsmessungen ergaben einen gleichen Verlauf der Bewegungen des Wellen-



Maßstäbe: Höhe 4 mm = 1 m. Zeit: 10 mm = 20 sek.

Abb. 12. Diagramm der Messung am Punkte 900 m vom 14. November 1933.

brechers wie die der Wellen und zeigten, daß der Wellenbrecher selbst keine Eigenschwingungen ausführte, sondern wie eine Baumkrone im Rhythmus der Wellen schwingt. Bei Wellen von $2h = 4{,}2$ m und $2t = 7{,}2$ sek wurden Ausschläge bis zu 20 cm beobachtet. Beim Sturm am 3. Februar 1934, der den Wellenbrecher zerstörte, wurden Wellen von $2h = 9$ m und $2L = 200$ m beobachtet, die natürlich viel größere Bewegungen hervorrufen mußten. Schon bei Wellen von $2h = 5$ m und $2L = 80$ m ergeben sich Druckbeanspruchungen infolge der Bewegungen von rd. $3^3/_4$ t/m² in der Sohle und $4^1/_2$ t/m² an den unteren Seitenkanten des Wellenbrechers. Um so höher sind die Beanspruchungen am fraglichen Tage gewesen, und solchen Beanspruchungen soll dadurch begegnet werden können, daß der Wellenbrecher nach unten verbreitert wird und daß das Bett nur aus besonders sorgfältig ausgewählten harten Steinen genügender Größe hergestellt wird.

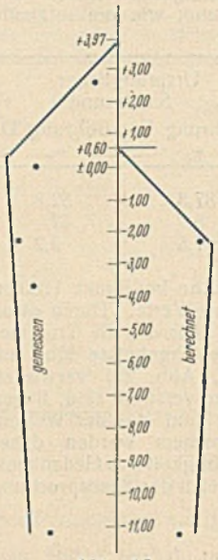


Abb. 13.

Beim Sturm am 3. Februar 1934 wurden, wie auch schon früher, besonders hohe, an bestimmten Stellen immer wieder auftretende Wellen beobachtet. In Abständen von etwa $^1/_4$ Stunde wurden regelmäßig bei schwerem Wetter solche Wellen beobachtet, die $^1/_3$ höher als die übrigen waren.

Auch hier ist der Kurvenverlauf sinusartig, ähnlich wie der der Bewegungen des Wellenbrechers und der der Streuung der Teile des zerstörten Wellenbrechers; auch hier ist die Wellenlänge der Kurve, von Spitze zu Spitze gerechnet, 80 bis 100 m. Daraus soll hervorgehen, daß die Größe und die Kraft der stehenden Wellen durch besondere zusätzliche Erscheinungen noch in bestimmten Perioden erhöht wird. Die Erhöhung soll abhängig von der Gestalt der Bucht und ihrer Lage zur Wellenrichtung sein und mehr als 20 %, gegebenenfalls vielleicht bis 50 %, betragen, was bei der Berechnung einer Anlage von Fall zu Fall berücksichtigt werden müsse. Schm.

Vermischtes.

Theodor Becher 60 Jahre alt. Am 18. November 1936 wurde Dr.-Ing. ehr. Theodor Becher, Direktor der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg AG, Werk Gustavsburg, sechzig Jahre alt. Dr. Becher ist mit der Geschichte des neuzeitlichen Eisenwasserbaues auf das engste verbunden und hat mit dazu beigetragen, daß besonders auf dem Gebiete des Wehrbaues die großen Fortschritte der letzten 25 Jahre erzielt worden sind. Er hat an der Technischen Hochschule Darmstadt studiert und ist seit dem Jahre 1898 bei der MAN tätig. Er wurde dort mit der Bearbeitung der ersten Walzenwehre betraut, von denen der Grundablaß Schweinfurt 1901 und die Walzenwehranlage im Main bei Schweinfurt 1902 als erste zur Ausführung kamen. In der Folgezeit begann der Siegeszug des Walzenwehres, das nunmehr nach Ablauf der ersten Patente Allgemeingut des Wasserbaues geworden ist.

Neue Erfordernisse und neue Erkenntnisse brachten eine stete Weiterentwicklung des Systems, vielfache Abwandlungen der Querschnittformen und schließlich die erstmalige Ausführung einer Versenkwalze im Main bei Viereth. Unter der Leitung von Dr. Becher wurden außer Walzenwehren Sektorwehre und Losständerwehre gebaut und neue Gedanken in der Gestaltung von Schützwehren entwickelt und verwirklicht, wie die Doppelschützen und Hakenschützen. Außerdem wurden absenkbare Schützen und Schützen mit aufgesetzten Klappen konstruiert. Die letztere führte zum System der reinen Fischbauchklappe. Das Anwendungsgebiet der verschiedenen Wehranschlüsse wurde dadurch erweitert, daß diese Konstruktionen auch als Schleusenverschlüsse brauchbar wurden. So verwendet man in jüngster Zeit Jalousieklappen für Scheusentore zur Kammerfüllung.

Die vielen Neukonstruktionen konnten nur Hand in Hand mit ernster wissenschaftlicher Forschung und weitgehenden Laboratoriumsversuchen erfolgreich durchgeführt werden. Für den Wehrbau wichtige hydraulische Fragen aller Art, wie die Ermittlung der hydraulisch besten Form für Über- und Unterströmung, Ermittlung der Abflußmengen, der Wasserauflasten, Schwingungsuntersuchungen, Messung von Schiffstraßenzügen, Füllzeiten von Schleusen, die Bestimmung der Formen von Sturzbetten, Energievernichter, Talsperren, die Beseitigung von Geschiebe aus Wehrgruben, Auskolkungen wurden untersucht.

Wegen seiner großen Verdienste um die Fortentwicklung des Eisenwasserbaues hat die Technische Hochschule Darmstadt Theodor Becher im Jahre 1920 die Würde eines Ehrendoktors verliehen.

Seine von hoher Lebensauffassung und einem gesunden Humor getragene, gerade und gerechte Persönlichkeit hat ihm die Zuneigung seiner Freunde und Kollegen, die Wertschätzung seiner engeren Fachgenossen und die Verehrung seiner Mitarbeiter in reichem Maße erworben.

Agatz.

Normung des Mischungsverhältnisses und Bindemittelgehaltes von Mörtel und Beton. Im Arbeitsausschuß „Mischungsverhältnis von Beton" des Deutschen Verbandes für die Materialprüfungen der Technik (DVM) wurde unter Leitung von Prof. Dr. Krüger, Staatliches Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem, ein Normblattentwurf DIN DVM 2170 — Mischungsverhältnis und Bindemittelgehalt von Mörtel und Beton — aufgestellt. Der Entwurf behandelt im ersten Teil neben der Begriffserklärung die Bestimmbarkeit des Mischungsverhältnisses. Die Grenzen der Bestimmbarkeit des Mischungsverhältnisses sind in einer Tafel zusammengefaßt; im zweiten Teil wird das Prüfverfahren für die Bestimmung des Mischungsverhältnisses und Bindemittelgehaltes beschrieben.

Gegen den Entwurf, der beim Deutschen Verband für die Materialprüfungen der Technik, Berlin NW 7, Dorotheenstr. 40, kostenfrei bezogen werden kann, können begründete Einsprüche (in zweifacher Ausfertigung) bis zum 31. Januar 1937 an die Geschäftsstelle des DV Materialprüfung, Berlin NW 7, Dorotheenstr. 40, gesandt werden.

Bauliche Maßnahmen zur Korrosionsverhütung im Stahlbau. Über diesen Gegenstand führte Dr.-Ing. Adrian VDI, Berlin, am 22. Oktober 1936 auf der Korrosionstagung Köln etwa folgendes aus: Der Korrosionsschutz im Stahlbau hat durch die neuzeitliche Schweißtechnik wertvolle Förderung erfahren; besteht doch die Möglichkeit, durch Schweißen die Konstruktion so zu gestalten, daß die Bauwerke korrosionssicherer werden.

So bilden beispielsweise die spitzen Winkel und Ecken genieteter Konstruktionen für die Reinigung und den Anstrich eine erhebliche Arbeitserschwerung und geben Anlaß zu nachlässiger Arbeit. Ebenso ist die Unzulänglichkeit schmaler Fugen in den Schrägen bekannt. Die Rücksicht auf bequeme konstruktive Ausbildung der genieteten Bauteile veranlaßte jedoch den Konstrukteur, immer wieder an diesen Gestaltungsformen festzuhalten, obwohl er wußte, daß sie im Hinblick auf den Korrosionsschutz ungünstig sind.

Hier bietet die Schweißtechnik wertvolle Hilfe, indem sie es erlaubt, die Bauwerke zweckmäßig auszubilden. Früher teilte man z. B. bei Hallen und Dachbauten die Konstruktion weitgehend auf und baute sehr leicht mit zahlreichen Streben, Füllstäben usw., deren Durchdringungen Ansammlungsstellen für Schmutz bildeten und damit Punkte waren, an denen der Angriff der Korrosion zuerst einsetzte. Die großen, glatten Flächen geschweißter Konstruktionen dagegen bieten für die Reinigung und den Anstrich wesentlich einfachere und günstigere Verhältnisse. Auch bei stählernen Brücken, Fördertürmen u. dgl. können bei Anwendung der Schweißverfahren an Stelle der Nietung für den Korrosionsschutz günstige, einfache Bauformen ausgebildet werden.

Solche einfachen Formen geschweißter Bauwerke gestatten auch erhebliche Ersparnisse an Anstrichmitteln und damit an wertvollen Rohstoffen.

Personalnachrichten.

Preußen. Ernannt: zu Oberregierungs- und -bauräten: der Regierungs- und Baurat (W) von Both bei der Wasserbaudirektion Kurmark in Berlin und der Regierungsbaurat (W) von Rohr unter gleichzeitiger Überweisung vom Maschinenbauamt Stettin-Bredow an die Wasserbaudirektion Stettin; zu Regierungs- und Bauräten: der Regierungsbaurat (W) Sarrazin bei der Rheinstrombauverwaltung Koblenz und der Regierungsbaurat (W) Dr.-Ing. Bauer bei der Wasserbaudirektion Kurmark in Berlin; zu Regierungsbauräten: die Regierungsbauassessoren (W) Dr.-Ing. Dehnert beim Wasserbauamt Labiau, Friedrich Poppe beim Wasserbauamt Stralsund-West, Dr.-Ing. Otto Fischer bei der Wasserbaudirektion Kurmark in Berlin, Rollmann beim Kanalbauamt Bernburg.

INHALT: Alte und neue Einpreßdübel. — Flußquerschnitt und Profilradius. — Über den Mustapha-Wellenbrecher im Hafen von Algier. — Vermischtes: Theodor Becher 60 Jahre alt. — Normung des Mischungsverhältnisses und Bindemittelgehaltes von Mörtel und Beton. — Bauliche Maßnahmen zur Korrosionsverhütung im Stahlbau. — Personalnachrichten.

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