

DIE BAUTECHNIK

15. Jahrgang

BERLIN, 13. August 1937

Heft 35

Alle Rechte vorbehalten.

Stahlwasserbauten beim Rügendamm.

Von Reichsbahnbauassessor Brückner, Berlin.

Wie bereits früher geschildert¹⁾, wurde der Strelasund (Abb. 1) und sein Seitenarm, der Ziegelgraben, durch zwei Brückenzüge, die Strelasundbrücke und die als Klappbrücke ausgebildete Ziegelgrabenbrücke überbrückt. Durch diese Anordnung wurde der Schiffsverkehr durch das Stralsunder Fahrwasser, das sich bisher auf den Strelasund östlich des Dänholms als Hauptfahrwasser und auf den Ziegelgraben westlich des Dänholms als Nebenfahrwasser verteilt hatte, auf den Ziegelgraben beschränkt, soweit es sich nicht um Fahrzeuge handelt, die ohne Masten oder mit niedergelegten Masten oder umgelegtem Schornstein die dafür vorhandene Stromöffnung des Rügendamms im Strelasund (8 m über MW) durchfahren können.

Aus dieser Anordnung ergaben sich, abgesehen von umfangreichen Baggerarbeiten und einer Befestigung der neuen Fahrinne, die hier nicht behandelt werden sollen, verschiedene Arbeiten, die, z. T. wegen der Neuartigkeit ihrer Lösung, wert sind, beschrieben zu werden.

Zum Schutze der Schifffahrt durch die Ziegelgrabenbrücke westlich der Brücke gegen Seegang und Querströmung sowie zum Schutze von Dalben und Leitwerken gegen Eisschub mußte die bisherige Ostmole des Stralsunder Hafens in südöstlicher Richtung bis zum Dänholm verlängert werden.

Vor und hinter der Brücke mußte ein Vorhafen aus Dalben für wartende Schiffe und ein umfangreiches Leitwerk zur Führung dieser Schiffe in die Klappenöffnung geschaffen werden. — Um für die Schifffahrt durch die Strelasundbrücke eine klare Regelung zu schaffen, wurden zwei der zehn Öffnungen als Durchfahröffnungen (je eine für jede Fahrriechung) bezeichnet und zum Schutze der Brückenpfeiler und Schiffe auch hier Leitwerke errichtet.

Alle diese Bauten mußten z. T. aus statischen Gründen, wie aus dem folgenden ersichtlich, z. T. aus wirtschaftlichen Gründen aus Stahl, erbaut werden. Eine Einschränkung des Stahlverbrauches war bei dem Entwerfen dieser Bauten noch nicht in dem Maße erforderlich wie augenblicklich.

Die Verlängerung der Ostmole.

Infolge der auf S. 265 (Heft 20) erwähnten Aufspülung der bei der Vertiefung im Strelasund gewonnenen Schlickmengen westlich des Dänholms konnte die Länge der neu zu schaffenden Mole um rd. 150 auf 318 m verkürzt werden. Der zwischen der alten und neuen Ostmole noch bestehende Zwischenraum muß wegen des besseren Wasserausgleichs, und um den Hafen eisfrei zu halten, offen bleiben. Da im Bereiche der Mole die Wassertiefe höchstens 3,50 m beträgt, sollte die neue Mole nach dem Muster der von der Stadt im Jahre 1925 bis 1926 ausgeführten alten Mole (Abb. 2, Hagensche Bauart) gebaut werden. Durch Bohrungen wurde jedoch festgestellt, daß der feste Baugrund (Geschiebemergel) erst unter einer sehr mächtigen, bis zu 15 m dicken Schicht von Schllick, Torf und Faulschlamm lag. Es wären also, abgesehen von umfangreichen Baggerarbeiten, zum Entiern eines großen Teiles des Schlickes, und Verklapp- bzw. Aufspülarbeiten für den den Schllick ersetzenden Sand sehr lange Holzpfähle (bis zu rd. 22 m Länge), die in den erforderlichen Mengen u. U. gar nicht zu Verfügung gestanden hätten, zu beschaffen gewesen. Auf Grund einer Ausschreibung ergaben sich die Gesamtkosten der Mole nach dieser Ausführungsart zu 256 000 RM, 1 lfdm also zu rd. 800 RM. Für die Ausführung nach einigen Sonderangeboten, z. B. Eisenbetonsenkkasten auf einer Sandschüttung bzw. auf einem Pfahlrost, waren noch

höhere Mittel erforderlich. Ein weiteres Angebot sah zwei Reihen stählerner Spundwände mit Traversen vor. Von den Spundwänden sollte nur alle 6,40 m eine Kastenbohle in den festen Baugrund gerammt und die dazwischenliegende Wand mit \square -Eisen an ihnen aufgehängt werden.

Der später mit einigen Abänderungen zur Ausführung gekommene Entwurf war von der Firma Philipp Holzmann in Verbindung mit den Vereinigten Stahlwerken aufgestellt worden. Wie Abb. 3a zeigt, wurden, um die unter Schlick, Faulschlamm und Torf in Tiefen von 5 bis 15 m unter der Meeressohle liegende Geschiebemergelschicht als festen Baugrund zu erreichen, und um ohne Baggerung und Ersatz der schlechten Bodenarten durch Sand auskommen zu können, in Abständen von 9,60 m Spundbohlenpfeiler im Querschnitt von $1,6 \times 2$ m aus Larssenisen Profil II gerammt, die durch Spundwandschürzen aus waagrecht liegenden Hoeschbohlen Profil II, e bis zur Meeressohle herabreichend, verbunden wurden. Die einzelnen Pfeiler sind am Grunde und oben in einer Schichtdicke von je 2 m mit Beton und zur Verminderung der Durchbiegungen zwischen diesen Schichten mit Sand gefüllt und oben abgeplästert worden. Die O.-K. der eingehängten Spundwandtafeln liegt bündig mit der Pfeiler-O.-K. 2 m über MW. Unter den Tafeln liegen zum Schutze gegen Auskolken Sinkstücke.

Abb. 3b zeigt den Grundriß eines Einzelpfeilers mit Union-Kastenpfählen an den Ecken. Aus dieser Abbildung ist auch die Befestigung der Spundwandtafeln zu erkennen. Die oberste Bohle ruht auf einem an der Larssenbohle des Pfeilers befestigten L 180-180-16, der vor dem Einsetzen der Schürze genau angepaßt und nachher festgeschraubt wurde. Durch eine Schraube sind Winkel und Schürze miteinander verbunden, wobei die waagerechte Einhängbohle ein Langloch erhielt, damit sich die Temperaturlängenänderungen ausgleichen können. Um auch die waagrecht wirkenden Kräfte der Schürze auf die Pfeiler einwandfrei zu übertragen, wurde der Raum zwischen den senkrechten Z-Eisen der Schürze und den Bohlentälern des Pfeilers mit kiefernen Futterbohlen, die im Wasser quellen, ausgekellt. Um auch eine Möglichkeit zum Begehen der Mole zu geben, wurde der in Abb. 3c dargestellte 1 m breite Fußsteig mit Geländer vorgesehen, der auf je drei an einer Spundwandschürze befestigten Konsolen ruht.

Ogleich für ein solches Bauwerk kaum Belastungsannahmen gefunden werden können, die mit der Wirklichkeit annähernd übereinstimmen, wurde, um ein ungefähres Bild über die Standfestigkeit

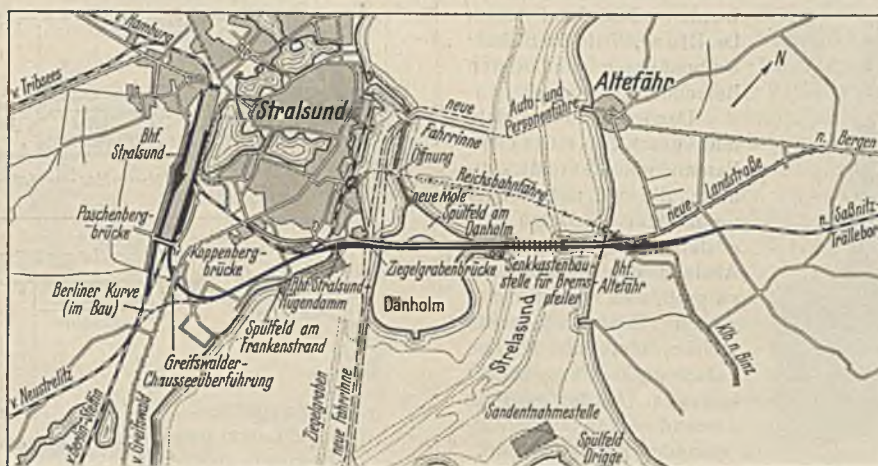


Abb. 1.

wandtafeln zu erkennen. Die oberste Bohle ruht auf einem an der Larssenbohle des Pfeilers befestigten L 180-180-16, der vor dem Einsetzen der Schürze genau angepaßt und nachher festgeschraubt wurde. Durch eine Schraube sind Winkel und Schürze miteinander verbunden, wobei die waagerechte Einhängbohle ein Langloch erhielt, damit sich die Temperaturlängenänderungen ausgleichen können. Um auch die waagrecht wirkenden Kräfte der Schürze auf die Pfeiler einwandfrei zu übertragen, wurde der Raum zwischen den senkrechten Z-Eisen der Schürze und den Bohlentälern des Pfeilers mit kiefernen Futterbohlen, die im Wasser quellen, ausgekellt. Um auch eine Möglichkeit zum Begehen der Mole zu geben, wurde der in Abb. 3c dargestellte 1 m breite Fußsteig mit Geländer vorgesehen, der auf je drei an einer Spundwandschürze befestigten Konsolen ruht.

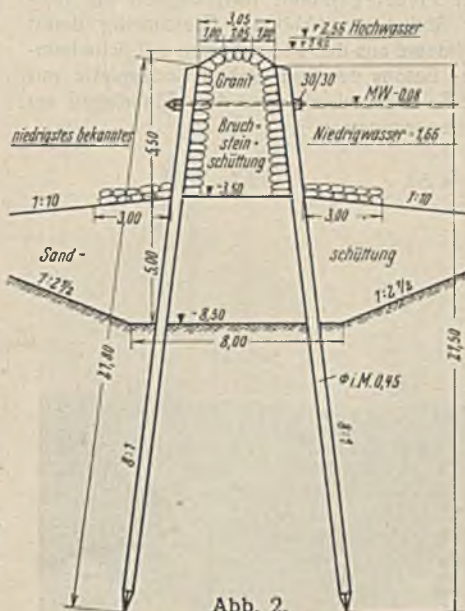


Abb. 2. Querschnitt durch Mole Hagenscher Bauart.

¹⁾ Bautechn. 1937, Heft 4 u. 7; ferner Heft 20, 23 u. 26.

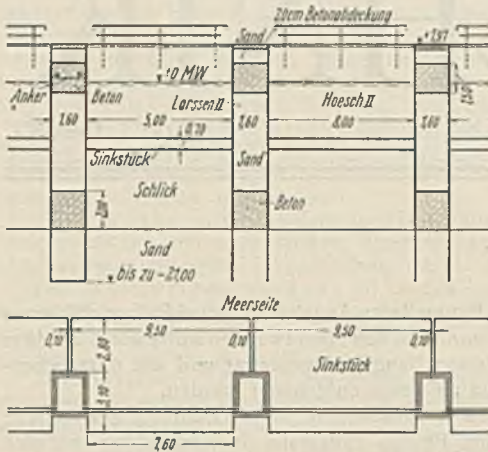


Abb. 3a. Längsschnitt durch die Stahlmole.

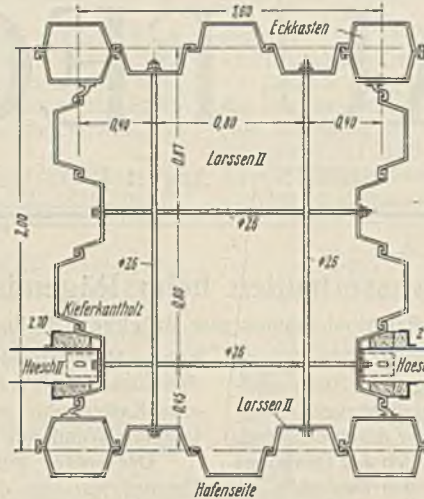


Abb. 3b. Einzelpfeiler der Stahlmole.

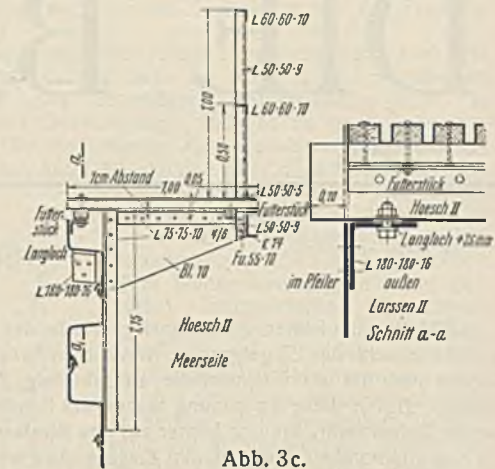


Abb. 3c. Schnitt durch Schürzen mit Fußsteig.

des Bauwerkes zu erhalten, eine überschlägliche statische Berechnung durchgeführt. Die Größe des Wellenstoßes wurde dabei nach Engels, Handbuch des Wasserbaues, auf Grund von Wellenbeobachtungen der Wasserbauverwaltung (Wellenhöhe $h = 0,50$ bis $0,70$ m, Wellenlänge $l = 5$ bis 6 m) zu rd. 1 t/m^2 berechnet. Die Pfeiler wurden berechnet nach Dr. Blum, Wirtschaftlichste Dalbenformen und deren Berechnung²⁾.

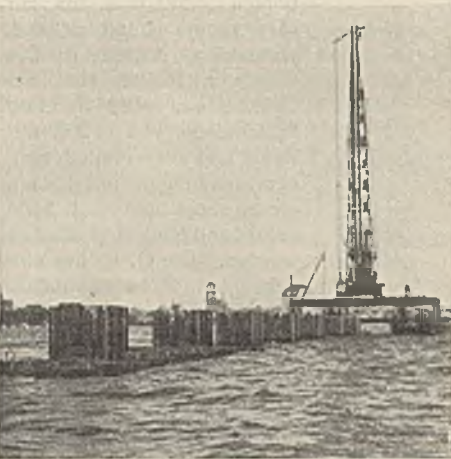


Abb. 4. Rammen der Spundbohlen der Pfeiler. Im Vordergrund Sinkstücke.

Das Rammen der Bohlen geschah mit einer Ramme mit 25 m Märklerhöhe, die auf miteinander verbundenen Schuten aufgestellt war (Abb. 4). Der Abstand der Schuten war so groß, daß man die einzelnen Bohlen rammen konnte, ohne die Ramme auf dem Gerüst selbst zu bewegen. Um den genauen Abstand der Pfeiler voneinander sicherzustellen, wurden zunächst Führungspfähle gerammt, die fest miteinander verbunden wurden und an denen die Führungsrahmen befestigt wurden. Die Bohlen wurden einzeln bzw. paarweise gerammt, und zwar zunächst eine Querwand mit den Ecken aus Kastenbohlen und je zwei Bohlen der Längswände, dann die Längswände und schließlich die letzte beiderseits anschließende Querwand.

Nachdem eine Anzahl der Pfeiler gerammt war, begann die Herstellung und Versenkung der Sinkstücke (Abb. 4). Gleichzeitig damit wurde auch der Aushub der Erdmasse aus den Pfeilerkasten mit Schwimmgreifer und das Einbringen des Betons der 2 m dicken Bodenplatte mit Klappkasten durchgeführt. Die Schürzen wurden vor dem Einbringen am Ufer zu fertigen Tafeln zusammengezogen.

²⁾ Bautechn. 1932, Heft 5, S. 50.



Abb. 5. Teilansicht der fertigen Mole.

Die Kosten betragen:
für Baustoffe 123 000 RM
für die Ausführung 87 000 RM
210 000 RM.

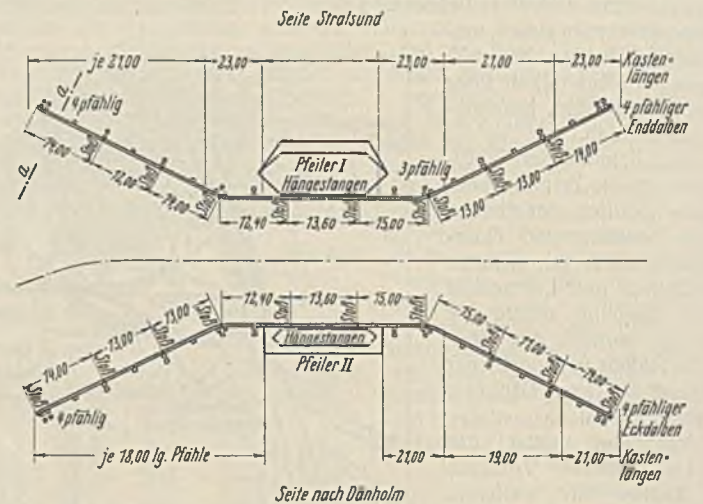


Abb. 6a. Lageplan des Leitwerkes der Ziegelgrabenbrücke.

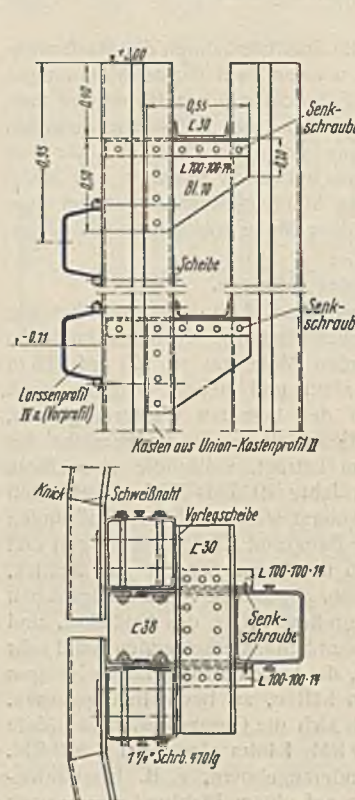


Abb. 6b. Dreipfähler Eckdalben.



Abb. 6c. Befestigung der Vorprofile an den Leitwerkdalben.

Einen Teil der fertigen Mole in Richtung auf den Dänholm gesehen zeigt Abb. 5.

Das bedeutet für 1 lfdm 660 RM gegenüber 800 RM nach dem Ausschreibungsentwurf und gegenüber 1230 RM, den Kosten der von der Stadt erbauten alten Ostmole³⁾.

³⁾ Setzen, Der Bau einer neuen Mole im Hafen von Stralsund. Bautechnik 1930, Heft 28, S. 435 ff.

Das Leitwerk an der Ziegelgrabenbrücke.

Die Brückenvorhären werden durch Dalben begrenzt. Die Linien der Dalben stehen auf ihren parallelen Strecken 95 bis 100 m auseinander. Die Entfernung der einzelnen Dalben untereinander beträgt 30 m, soweit nicht aus anderen Gründen, Einfahrt in den Fischereihafen usw., eine größere Entfernung notwendig war. Auch hinter den Dalben bleibt Platz für wartende Schliffe. Da die Eckdalben jeder Gruppe, im ganzen neun Stück, den Schliffstößen mehr ausgesetzt sind als die dazwischenliegenden, wurden sie stärker ausgebildet, als die 17 Zwischendalben. Auch bei den Dalben, die bei dem wechselnden Untergrund 18 bis 24 m lang werden mußten, wurde wie bei der Mole aus wirtschaftlichen Gründen eine Bauart aus Stahl vorgesehen.

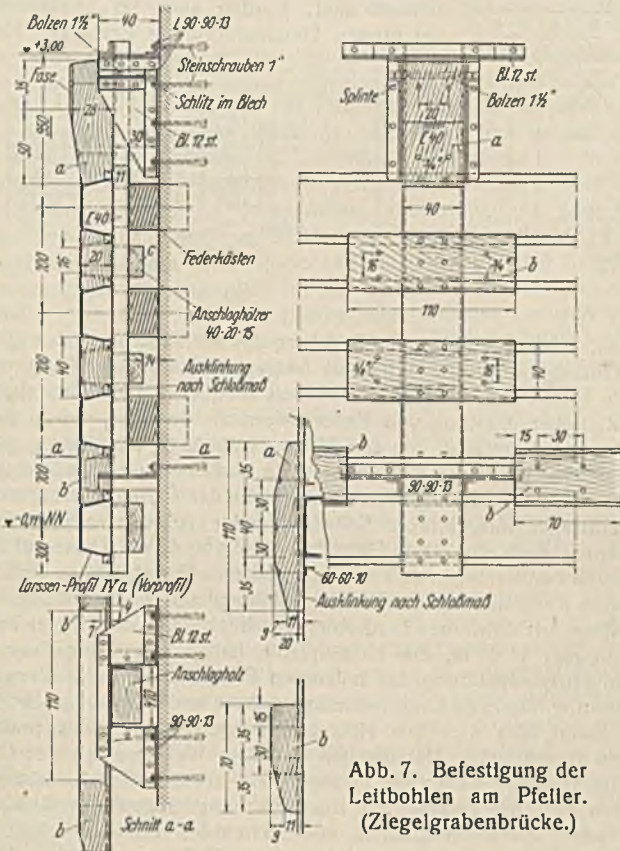


Abb. 7. Befestigung der Leitbohlen am Pfeiler. (Ziegelgrabenbrücke.)

Für die Ausbildung der Dalben wurden Bauarten aus Union-Kastenpählen und Peiner-Profilen erwogen. Für die Eckdalben kamen solche aus 4 UK II oder 2 PSp 60S in Frage. Die Überlegung, daß die Eckdalben in fast allseitiger Richtung beansprucht werden, führte dazu, die Ausbildung aus 4 UK II vorzuziehen, da diese in bezug auf die beiden Hauptachsen ein annähernd gleiches Widerstands- und Trägheitsmoment hat, während in dieser Hinsicht bei der anderen Bauart erhebliche Unterschiede bestehen. Für die Zwischendalben dagegen, bei denen dieser Unterschied keine Rolle spielt, wurde 2 PSp 40 verwendet.

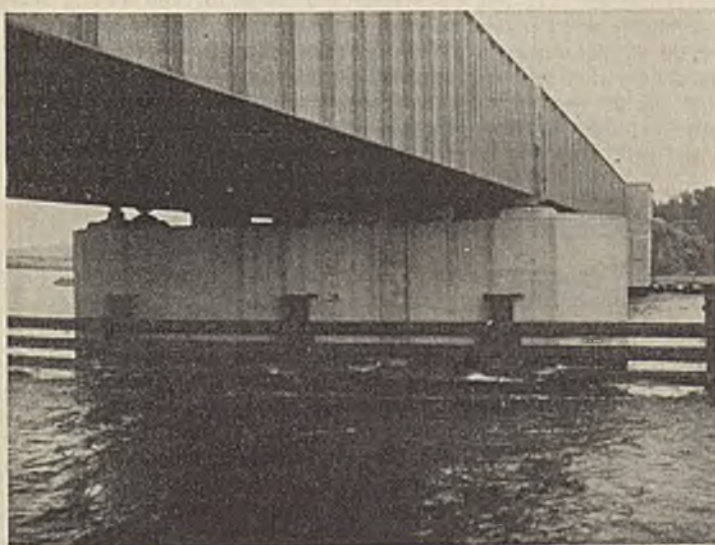


Abb. 8. Leitbohlen innerhalb der Klappenöffnung.

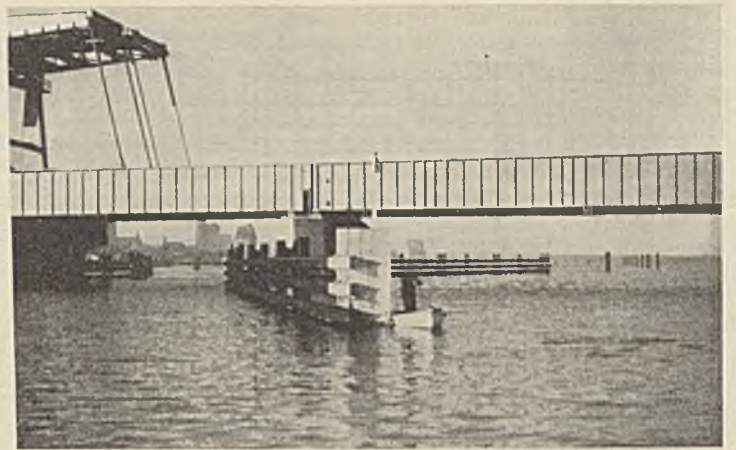


Abb. 9. Leitwerk am Klappenspitzenpfeiler. Im Hintergrunde Dalben der Vorhären.

Die Zufahrt zu der 25 m breiten Schiffsöffnungsöffnung wird durch beiderseitige Leitwerke erleichtert, die, wie der Lageplan in Abb. 6a zeigt, ein 40 m langes Mittelstück und je zwei 40 m lange schräg nach außen gehende Flügel besitzt, an die die Dalbenreihen angeleitet wurden. An der Einfahrstelle sind die Flügel 60 m voneinander entfernt.

Das Leitwerk besteht aus vier in einem Abstande von 0,70 m übereinanderliegenden Spundbohlen Profil Larssen IV a, die an einzelnen Dalben, innerhalb der Durchfahröffnung mittels Hängevorrichtung an den Pfeilern befestigt wurden. Um die ganze Anlage möglichst elastisch auszugestalten, wurde nicht nur darauf geachtet, die Dalben möglichst elastisch zu machen, sondern es wurden auch die einzelnen Leitbohlen gegen die Pfeiler unter Zwischenschaltung von Federtöpfen elastisch abgestützt.

Die Leitwerkdalben bestehen aus Union-Kastenpählen. Die äußeren Dalben sind vierpfählig, die Dalben an den Knickpunkten dreipfählig und die dazwischenliegenden abwechselnd zwei- und einpfählig. Die Abstände sind verschieden groß (5,50 bis 7 m), da auf die Lage von Kabeln Rücksicht genommen werden mußte. Aus diesem Grunde wurde auch ein Teil der Pfähle nicht gerammt, sondern eingespült. Abb. 6b zeigt die Ausbildung des am Knickpunkte stehenden dreipfähligen Dalbens. Die Verbindung der einzelnen Pfähle mußte so ausgebildet werden, daß der Dalben möglichst elastisch blieb, also die Bohlen statisch noch als Einzelprofile wirkten. Die Verbindungskonstruktion aus C-Eisen mit Winkeln umfaßt daher nur den hinteren Pfahl, ohne mit ihm verbunden zu sein. Die Bolzen durch die vorderen Pfähle, die eine Konsole mit der Konstruktion tragen, gehen an der der Konstruktion zugewandten Seite der Pfähle durch Langlöcher, damit sich auch diese Pfähle als Einzelpfähle verformen können. Die Verbindung bei den vier- und zwelfpfähligen Dalben wurde entsprechend durchgebildet. — Abb. 6c zeigt die Befestigung der Larssenbohlen.

Abb. 7 zeigt die Befestigung der Leitbohlen am Pfeiler. Ihr Eigengewicht wird durch ein C 40 getragen, das mit Bolzen und Langloch in der oberen Konsole hängt. Diese Hängeisen, drei an jedem Pfeiler, übertragen gleichzeitig den Stoß der Schiffe auf die hinter den Leitbohlen in Pfeileraussparungen sitzenden Federkasten. Nach einer Federung von

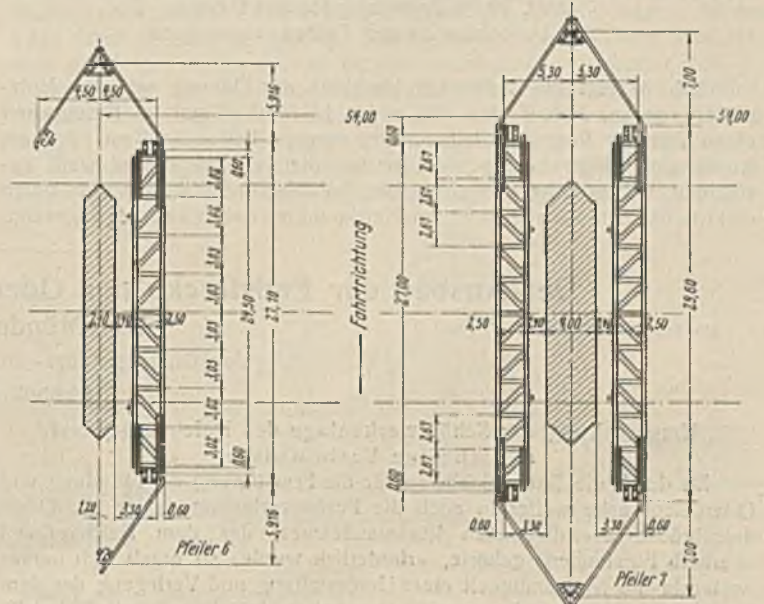


Abb. 10. Leitwerk im Strelasund für eine der beiden Durchfahröffnungen.

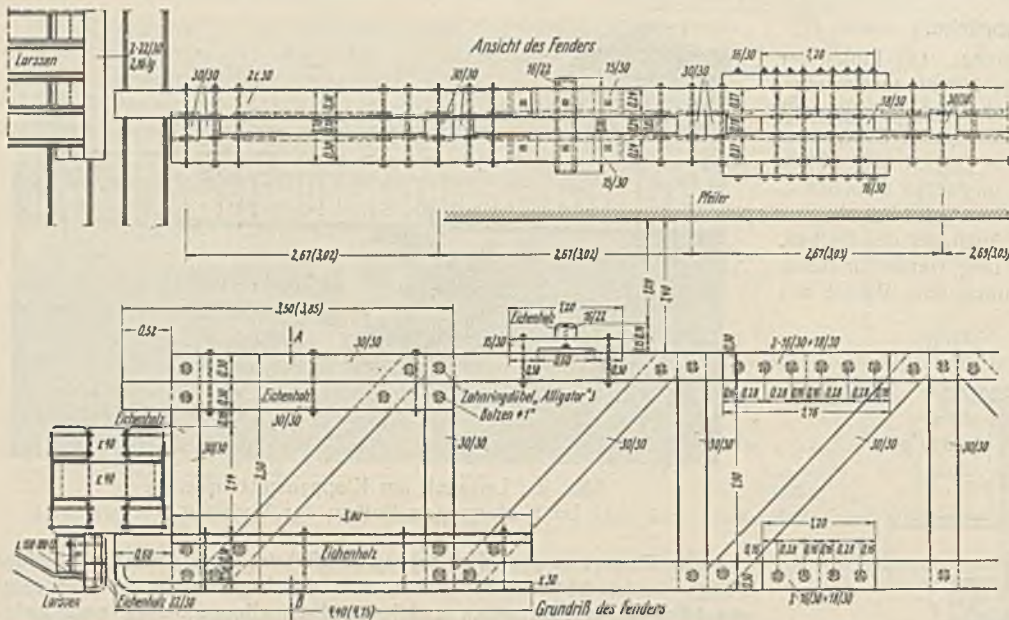


Abb. 11. Schwimmfender der Strelasundbrücke.

14 cm legt sich das Hängeisen durch Anschlaghölzer an den Pfeiler an. Durch Ausfütterung mit Eichenholzklötzen, die an den Enden gut abgerundet und zwischen den einzelnen Bohlen befestigt sind, ist dafür gesorgt worden, daß Hängeisen, Konsole oder andere Konstruktionsteile nicht durch Schiffstelle, die zwischen die Leitbohlen kommen, zerstört werden können.

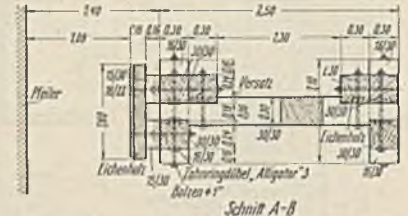
Abb. 12. Schwimmfender mit Dalben.
Die Leitbohlen an den Dalben fehlen noch.

Abb. 8 zeigt die Leitbohlen innerhalb der Öffnung mit den Holz- ausfütterungen, Abb. 9 eine Hälfte des Leitwerkes und im Hintergrund einen Teil der Festmachedalben. Der vordere Leitwerkdalben trägt am Kopfe eine Tiefstrahlampe, die nachts die verkleidete und weiß gestrichene Vorderfläche anstrahlt. Die Durchfahrbreite wird nachts durch elektrische Positionslampen an den Knickpunkten des Leitwerkes angezeigt.

Die statische Berechnung für Leitwerkdalben, Leitbohlen und Festmachedalben wurde für 4000-t-Schiffe aufgestellt, die mit einer Geschwindigkeit von etwa 0,5 m/sek fahren. Für das Gegenfahren gegen das Leitwerk wurde als ungünstigster Fall eine Neigung von 1:5 zu den Leitbohlen angenommen. Für die Festmachedalben wurde eine Belastung durch Trossenzug bei einem angenommenen Bremsweg von 15 m zugrunde gelegt.

Das Leitwerk der Strelasundbrücke.

Da die Pfeiler der Strelasundbrücke mit 2,40 m Breite und etwa 15 m Höhe über der Sohle sehr schlank sind, wurden auch im Strelasund trotz der großen Durchfahröffnung Leitwerke für nötig

Schnitt A-B
Zu Abb. 11.

gehalten. Um eine natürliche Regelung der Schifffahrt zu erzielen, wurden zwei Öffnungen für die Schifffahrt freigegeben, für jede Richtung eine. Um die Pfeiler wegen ihrer Schlankheit möglichst gar nicht, auch nicht unter Zwischenschaltung von Federpuffern zu belasten, wurde das Leitwerk für den Normalfall von den Pfeilern vollständig unabhängig gemacht. Da, wie Abb. 10 zeigt, die lichte Weite zwischen den Pfeilern 50,80 m beträgt, bot sich die Möglichkeit, innerhalb der Öffnungen hölzerne, als Fachwerkträger ausgebildete Schwimmfender zu verwenden. Es blieb dann immer noch eine lichte Durchfahrweite von 43 m. Diese auf 24,50 m gespannten Fender legen sich mit ihren Enden auf vierpfähliche Stahldalben aus Union-Kastenpfählen UK II. Die Pfeilerspitzen werden durch weitere Stahldalben mit stählernen Leitbohlen geschützt. Die Wassertiefe an dieser Stelle beträgt 11,40 m, die Kastenpfähle haben eine Länge von 24 m.

Die Einzelausbildung des hölzernen Fenders, der unter Verwendung von Zahnringdübeln an Land zusammengebaut und dann eingeschommen wurde, zeigt Abb. 11. Die Holzabmessungen wurden aus praktischen Gründen (genügendes Herausragen aus dem Wasser usw.) gewählt, aus statischen Gründen hätten sie geringer sein können. Die Auflagerpunkte, an denen sich der Fender bei Beanspruchung gegen den Dalben legt, wurde unter Zwischenschaltung von Eichenholz besonders kräftig ausgebildet, die Ecke gut abgerundet und mit \square -Eisen verstärkt. Auch die Enden der stählernen Leitbohlen wurden gut mit Eichenholz ausgefüllt und unter Zwischenschaltung eines Pelnertägers so weit vor die Dalben gezogen, daß sich ein guter Übergang zum Schwimmfender ergab.

Mit Rücksicht darauf, daß die Strelasundbrücke nur von kleineren Schiffen durchfahren werden kann, wurde der Berechnung ein 1000-t-Schiff zugrunde gelegt. Die Stoßenergie wird durch Verformung des Fenders und der Dalben vernichtet. Die Dalben werden kurz vor Erreichen einer Durchbiegung von 111 cm, bei der sie bis zur Streckgrenze ($\sigma_F = 3600 \text{ kg/cm}^2$ Resistastahl) beansprucht werden, dadurch an weiterer Durchbiegung verhindert werden, daß der Fender sich federnd gegen den Pfeiler legt. Dieser Zustand tritt bei einer statischen Belastung von 44 t in Wasserspiegelhöhe und Fendermitte ein. Die Fender erhalten federnde Auflagerpunkte für das Anlegen am Pfeiler in zwei Fachwerkmitteln. Diese Holzfedern sind so bemessen, daß sie bei einer statischen Lastauflagerkraft von 20 t zu Bruch gehen, worauf dann der Gurtstab selbst in Stabmitte auf Biegung beansprucht wird und seinerseits bei 100 t eher zu Bruch geht als die Dalben. Abb. 12 zeigt den schwimmenden Fender.

Der Ausbau der Endstrecke des Oder-Spree-Kanals bei Fürstenberg a. d. O.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Mündungsabschnitt.

Von Oberregierungs- und -baurat Ostmann, Berlin.

(Schluß aus Heft 33.)

Umgestaltung der Schöpfwerkanlage des Deichverbandes.

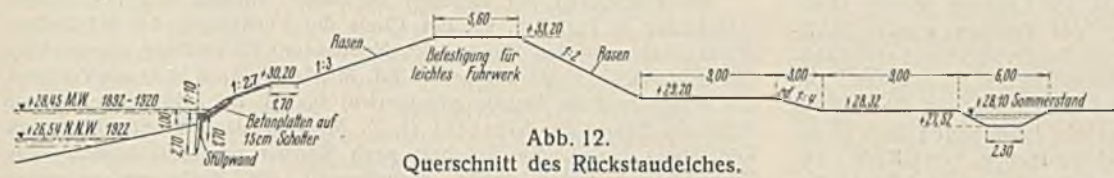
a) Bisherige Verhältnisse.

Da durch die Baumaßnahmen für die Erweiterung der Mündung und Oderdeichbrücke weiterhin auch die Zurückverlegung des an die Oderdeichbrücke anschließenden Rückstaudaiches, der dem Deichverband oberhalb Fürstenberg gehörte, erforderlich wurde, so ergab sich daraus weiterhin die Notwendigkeit einer Umgestaltung und Verlegung der dem Deichverband gehörenden, unmittelbar neben der alten Oderdeichbrücke liegenden Schöpfwerkanlage.

Bis zur Herstellung des Oder-Spree-Kanals (1888/1890) schloß der Deich oberhalb Fürstenberg, der auf Grund der dem Deichverband unter dem 25. November 1850 (Preuß. G.-S., S. 517) genehmigten Satzung in den Jahren 1852 bis 1856 angelegt worden war, an der Stelle der alten Oderdeichbrücke an die Höhe an, auf der die Stadt Fürstenberg liegt. Der innerhalb des Polders liegende, durch die Herstellung des Deiches vom äußeren See abgeschnittene alte Oderarm (infolgedessen innerer See genannt) diente als Sammelbecken bei geschlossenem Siel, mit Hilfe dessen der Polder südlich der Deichbrücke in den äußeren See und

somit in die Oder entwässerte. Die Herstellung des Oder-Spree-Kanals, der durch den nördlichsten Teil des Polders geführt werden mußte und den Delchzug unmittelbar bei der Stadt mittels der Oderdeichbrücke durchbrach (Abb. 1), bedingte, wenn der Deichschutz nicht unterbrochen werden sollte, längs des neuen Kanals einen Rückstaudelch von der Oderdeichbrücke bis an die westlich landeinwärts liegende Höhe,

Schöpfwerks um rd. 80 m nach Südwesten die Überleitung der Vorflut aus der alten in die neue Anlage nicht einfach geworden wäre. Es traf sich daher glücklich, daß der Deichverband gerade in jener Zeit (1926) vor der Notwendigkeit stand, seine Maschinen, die nach 35jährigem Gebrauch völlig veraltet waren und ganz unwirtschaftlich arbeiteten, durch neue zu ersetzen, und daß der Deichverband selbst den Wunsch hatte, zur Verbesserung der Vorflut im Polder das Schöpfwerk von dieser Stelle wegzuverlegen. Diese Zwangslage des Deichverbandes bot die Grundlage für ein beiden Teilen gerecht werdendes Abkommen, das am 7. November 1928 unter folgenden Bedingungen abgeschlossen wurde:



das ist etwa der Linienzug der Niederschlesisch-Märkischen Eisenbahn (Berlin—Frankfurt a. d. O.—Guben—Breslau). Dieser Delch wurde damals in einer Länge von 2,5 km (km 128,5 bis 131,0 des Oder-Spree-Kanals) zu Lasten des Oder-Spree-Kanal-Baufonds hergestellt und erhielt den aus Abb. 12 ersichtlichen Querschnitt. Da dem Deichverband auf diese Weise sein aufnahmefähiges Binnenbecken genommen wurde und er sich an dessen Stelle mit einem weit kleineren, unmittelbar vor dem Siel zu behelfen gezwungen war, so wurde die Vorflut zum Siel trotz des leistungsfähigen, hinter dem Rückstaudelch (Abb. 1 u. 12) hergestellten Entwässerungsgrabens besonders für die dem Siel am nächsten gelegenen Polderteile stark beeinträchtigt. Hierzu kam, daß der Verband nunmehr bei HW auch das auf die ganze Länge des Rückstaudelchs anfallende Drängwasser mit aufzunehmen hatte. Die Preuß. Staatsbauverwaltung war daher gezwungen, dem Verband damals außer der Herstellung der Bauanlagen noch eine besondere Entschädigung für Vorflutverschlechterung in Höhe von 25 000 M zu gewähren, mit der zugleich auch die Unterhaltungspflicht für die neuen Delchanlagen abgegolten sein sollte. Es zeigte sich übrigens bald, daß diese Entschädigung völlig unzureichend war. Um den eingetretenen Verhältnissen einigermaßen Rechnung zu tragen, mußte die Preuß. Staatsbauverwaltung den Betrag daher im Jahre 1896 um 20 000 M erhöhen.

Diese Beeinträchtigung seiner Entwässerung bestärkte den Deichverband, der sich damals (1888) bereits mit dem Gedanken trug, ein Schöpfwerk anzulegen, in dieser Absicht und beschleunigte ihre Ausführung. Bereits im Jahre 1891 wurde neben dem Siel ein Schöpfwerk, bestehend aus zwei Kreiselpumpen von je 1500 l Leistungsfähigkeit je sek und 60 PS Dampfmaschinenleistung, mit einem Kostenaufwande von 102 000 M angelegt, zu dessen Bezahlung der Deichverband die ihm überwiesene Entschädigung mit benutzte. Das Schöpfwerk hat von 1891 bis 1920 durchschnittlich im Jahre an 110 Tagen gearbeitet. Die jährlichen Betriebskosten haben bis zum Kriege durchschnittlich 8000 bis 10 000 M betragen.

b) Grundlagen für die Umgestaltung.

Der Rückstaudelch mußte, wenn die Wasserstraße die oben beschriebene planmäßige Breite erhalten sollte, auf eine Länge von 400 m oberhalb der neuen Oderdeichbrücke nach Süden verschwenkt werden. Da infolge der Verlegung der Oderdeichbrücke um etwa 80 m weiter nach Westen (Abb. 3) das alte Schöpfwerk mit einem Teil seines Sammelbeckens außerhalb des neuen Deichzuges zu liegen gekommen wäre, hätte bei Aufrechterhaltung der bisherigen Vorflutverhältnisse die Reichswasserstraßenverwaltung ein neues Schöpfwerk mit Siel und sonstigem Zubehör (Sammelbecken, Dienstgehöft, Kohlenbansen usw.) an dem verlegten Stromdeich herstellen, also recht bedeutende Ausgaben aufwenden müssen, die um so größer geworden wären, als bei einer Parallelverschiebung des

1. Die Reichswasserstraßenverwaltung verlegt den Rückstaudelch so weit nach Süden und die südliche Rampe der Oderdeichbrücke als Bestandteil des Stromdeiches so weit nach Westen, als es zum planmäßigen Ausbau der Mündungsstrecke erforderlich ist.

2. Die Reichswasserstraßenverwaltung übernimmt das alte Schöpfwerk mit allen Einrichtungen und Zubehör in ihr Eigentum, sobald das unter Ziff. 3 behandelte neue Schöpfwerk in Betrieb genommen ist.

3. Die Reichswasserstraßenverwaltung erbaut ein neues Schöpfwerk mit dem erforderlichen Zubehör. Die Anlage, die mit elektrischem Antrieb versehen werden soll, wird 1650 m weiter oberhalb am Rückstaudelch, etwa bei km 129,35 des Oder-Spree-Kanals hergestellt (Abb. 3).

4. Die Reichswasserstraßenverwaltung entschädigt den Deichverband für die Mehrkosten, die er für erhöhte Pumparbeit aufwenden muß, weil der für den Polder maßgebende Rückstaupunkt der Oder infolge Verlegung der Kanalmündung um rd. 800 m stromaufwärts verschoben und daher um 0,21 m bei allen Wasserständen unter GW erhöht worden ist. Die Mehraufwendungen für Pumpkosten wurden auf rd. 560 RM jährlich ermittelt, die mit 5% kapitalisiert zugunsten des Deichverbandes eine einmalige Abfindung von 11 165 RM ergaben.

Dagegen übernahm der Deichverband folgende Verpflichtungen:

5. den erforderlichen Grund und Boden für die erforderlichen neuen Anlagen zu ortsüblichen Preisen herzugeben,

6. einen Festbetrag von 50 000 RM als Zuschuß zu leisten, weil er sowieso seine Maschinen hätte erneuern müssen. Für die Bezahlung dieses Betrages gestand die Reichswasserstraßenverwaltung eine Verteilung auf 5 Jahre zu;

7. die neuen Anlagen nach ihrer Vollendung und Abnahme an Stelle der alten in Eigentum und dauernde Unterhaltung zu übernehmen.

c) Beschreibung der neuen Anlage.

Das neue Schöpfwerk wurde an der vereinbarten Stelle (Abb. 3) auf einem Grundbau aus Eisenbeton zwischen eisernen Spundwänden (Larsen II) errichtet. Das Bauwerk wurde mit einem 2,9 m weiten Torsiel verbunden und liegt unmittelbar hinter dem Deich, der durch das 5,25 m weite Auslaufbauwerk brückenartig unterbrochen ist. Durch dieses fließt das Siel-, und bei geschlossenem Siel, das geförderte Wasser in den alten Oder-Spree-Kanal ab. Die Einzelheiten sind aus Abb. 13 u. 14 ersichtlich.

Die Lage des Schöpfwerks an der gewählten Stelle hatte den großen Vorteil für die Reichswasserstraßenverwaltung, daß es erbaut werden konnte, ohne daß Behelfeinrichtungen für die Aufrechterhaltung des Schöpfbetriebes an der alten Stelle notwendig wurden. Außerdem ergaben sich dadurch noch weitere Vorteile für die Verwaltung, daß der Auslauf in den alten Kanal mündet, der von der Schifffahrt nicht mehr benutzt wird, und daß somit der durchgehende Verkehr nicht mehr wie bisher von der Querströmung des aus dem Siel abfließenden Polderwassers beeinflusst werden kann. Der Deichverband gewann durch die Verlegung die Möglichkeit, vor dem neuen Schöpfwerk ein ausreichend großes Sammelbecken zu schaffen, und konnte die Vorflut für den ganzen Polder dadurch verbessern, daß das Gefälle des Hauptzufußgrabens auf 1650 m Länge wegfiel.

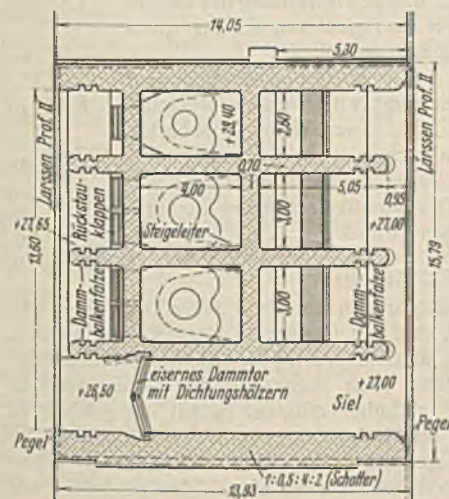


Abb. 13. Schöpfwerk.

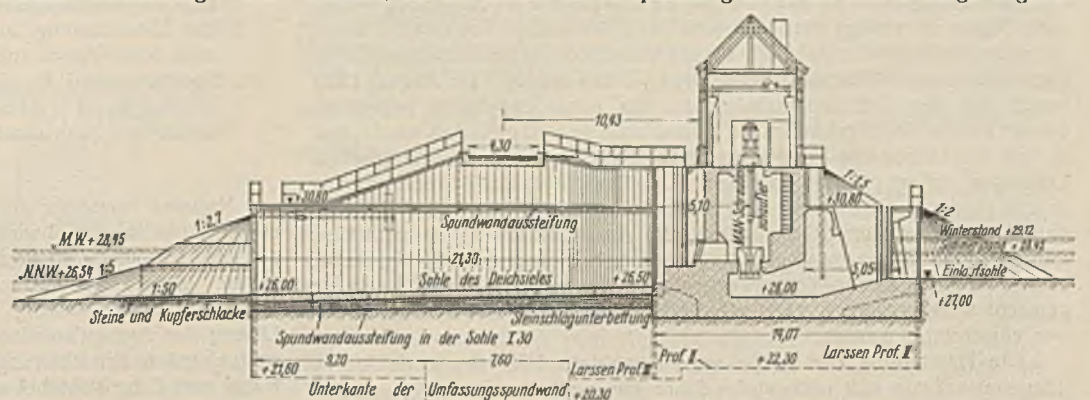


Abb. 14. Schöpfwerk.

Die Pumpenanlage ist in ihrer Gesamtleistungsfähigkeit um 50% stärker bemessen worden, als die des alten Schöpfwerks war, sie beträgt bei 3,0 m geodätischer Hubhöhe (Förderhöhe) 4,5 m³/sek. Damit die erforderliche Pumparbeit und die für sie aufzuwendenden Kosten dem jeweiligen Bedarf angepaßt werden können, ist die Gesamtleistung in drei Pumpensätze von 1,0, 1,75 und 1,75 m³/sek unterteilt worden. Sie werden durch Elektromotoren von 50, 100 und 100 kW Leistung mittels Drehstrom von 380 V Spannung angetrieben. Als Pumpen wurden MAN-Schraubenschaufler gewählt, die bei geringen Förderhöhen mit verhältnismäßig sehr günstigem Wirkungsgrad (durchschnittlich 0,85) arbeiten. Die Pumpen laufen um senkrechte Wellen, auf denen zugleich die Elektromotoren angebracht sind. Nach den bisherigen Erfahrungen läuft in der Regel bei Förderhöhen bis 0,8 m nur die kleine Pumpe, von 0,8 bis 1,2 m eine große, von 1,2 bis 1,5 m eine große und die kleine, von 1,5 bis 2,1 m die beiden großen; erst bei Förderhöhen von über 2,1 m müssen alle drei Pumpen gleichzeitig in Tätigkeit gesetzt werden. Nach den langjährigen Beobachtungen des Deichverbandes sind durchschnittlich jährlich 2381 Pumpstunden zu leisten, und zwar:

1747 Std. mit Förderhöhen von 0 bis 1 m	= 73,3%	dabei mittl. Leistung 1,8 m ³
547 " " " " " " " " " " " "	1 bis 2 m = 23,0%	" " " " " " " " " " " "
87 " " " " " " " " " " " "	2 bis 3 m = 3,7%	" " " " " " " " " " " "

2381 Std. mit Förderhöhen von 0 bis 3 m = 100 %.

Es ergibt sich somit, daß etwa drei Viertel der gesamten Pumpzeit nur eine Pumpe, entweder die kleine oder eine der beiden großen, zu laufen braucht, und daß somit die Betriebs- und Unterhaltungskosten der Pumpensätze selbst auf ein Mindestmaß eingeschränkt worden sind.

Mit dem Schöpfwerk zugleich wurde ein Wohnhaus für den Schöpfwerkmeister hergestellt und wurden die erforderlichen Änderungen an den Zulaufgräben vorgenommen. Insbesondere mußte der Hauptvorfluter längs des Deiches, der von der Oberdeichbrücke bis zum Schöpfwerk künftig mit umgekehrtem Gefälle fließen muß, verbreitert und vertieft werden; auch mußte eine reichliche Erweiterung der Zulaufgräben aus dem Polder nach dem Schöpfwerk vorgenommen werden.

Bauzeit.

Die Bauausführung der vorbeschriebenen Anlagen spielte sich wie folgt ab. Nachdem 1925 und 1926 der Rampitz-Aurither Deich am rechten Ufer der Oder zurückverlegt war, wurde im Frühjahr 1927 der alte Deich auf dem rechten Ufer abgetragen. Im Anschluß an diese Freilegung des Oderhochwasserquerschnitts wurde Ende Juni 1927 mit den Baggerungen zur Erweiterung des Oder-Spree-Kanals unterhalb der Oderdeichbrücke begonnen; der gewonnene Boden wurde im Führungsdeich untergebracht. Gleichzeitig wurden die zu beseitigenden Bühnen in der Oder vor und unterhalb der neuen Mündung durch Greifbagger entfernt. Im August 1927 wurden die Rammarbeiten für die Einfassung der Mündung mittels eiserner Spundwände in Gang gebracht, die vor Winter beendet wurden. Damit das nächste Frühjahrshochwasser an den Deicharbeiten keinen Schaden sollte anrichten können, wurde im Herbst 1927 noch die als Ufersicherung vorgesehene Steinschüttung längs des Führungsdeiches unterhalb der neuen Kanalmündung eingebracht; gleichzeitig wurden die hergestellten frischen Deichschüttungen durch vorübergehende Befestigung mit Faschinenmatten gesichert.

Im Jahre 1928 wurden die Baggerungen und die Deichschüttungen fortgesetzt und so weit gefördert, daß bereits vom August an das Betonpflaster zu beiden Seiten der Mündung (s. Abb. 8 u. 10, Bauzustand Mitte Oktober 1928) eingebracht werden konnte. Ende November 1928 waren die Mündung selbst und der Führungsdeich in der ganzen Länge fertiggestellt, nachdem bereits im September die Durchbaggerung zwischen den Spundwänden hatte stattfinden können.

Gleichzeitig mit diesen Arbeiten waren auch die Arbeiten für den Umbau der Oderdeichbrücke so weit gefördert worden⁹⁾, daß im Jahre 1929 der Zuleitungsgraben für das vorhandene Schöpfwerk als Notgraben weiter nach Süden zu verlegt werden konnte, weil der vorhandene Graben durch die nunmehr folgenden Arbeiten für die Verschiebung des Rückstaudeiches nach Süden zu in Anspruch genommen werden mußte. Im August 1929 wurde mit den Gründungsarbeiten für das neue Schöpfwerk begonnen, das mit seinen Nebengebäuden vor Winter noch so weit gefördert wurde, daß in den Wintermonaten die Pumpensätze eingebaut und die elektrischen Leitungen verlegt werden konnten. Die Trockenabnahme der Pumpenanlage fand am 11. Februar 1930 statt, die schlüsselfertige Übergabe an den Deichverband am 26. Juni 1930. Im Anschluß daran übernahm die Reichswasserstraßenverwaltung die Baulichkeiten des alten Schöpfwerks, dessen Hochbauten für Dienstzwecke der Oderstrombauverwaltung nutzbar gemacht wurden (Abb. 3). Die alten Maschinen und Kessel konnten leider nur verschrottet werden.

Die Herstellung der Straße am stadtseitigen Ufer des toten Armes (Liegehafens) zog sich noch einige Jahre hin, weil eine Einigung mit den

Anliegern nicht zu erzielen war. Nachdem es im Jahre 1934, wie oben berichtet, dem Bürgermeister der Stadt Fürstenberg gelungen war, die Zustimmung der Anlieger zu erlangen, hat die Stadt die Uferstraße in den Jahren 1934 und 1935 fertiggestellt.

Bauleitung.

Die Bauleitung der Arbeiten lag unter Aufsicht des Regierungspräsidenten in Potsdam, als des Chefs der Verwaltung der Märkischen Wasserstraßen, in den Händen des Neubauamts Fürstenberg, dessen Vorstände, zunächst Regierungsbaurat Ed. Möller († April 1930 als Vorstand des Wasserbauamts Duisburg-Meiderich) bis 31. März 1929 und später Regierungsbaurat Fr. Albrecht (z. Z. Mitglied der Wasserbaudirektion Königsberg i. Pr.), die Arbeiten nach Kräften gefördert haben. Zur Unterstützung waren ihnen nacheinander die Regierungsbaumeister Eberh. Fischer und Kurt Werner beigegeben.

Die Arbeiten wurden im allgemeinen durch Unternehmer und nur unbedeutende Nebenarbeiten im Eigenbetriebe ausgeführt. Die Bagger-, Deich-, ferner die Ufersicherungs-, Ramm- usw. Arbeiten waren an die Firma Hermann Leymann in Bremen übertragen, das Schöpfwerkgebäude mit Grundbau, Stiel und Durchlaß hat einschließlich der erforderlichen Wasserhaltung der Tiefbauunternehmer Robert Richter, Dessau, ausgeführt; die Pumpensätze wurden durch die MAN geliefert und eingebaut.

Baukosten.

Die Baukosten haben betragen:

A. Mündungsstrecke.

a) Aufwendungen für Grunderwerb	43 000 RM
b) die Bagger-, Deich- und Erdarbeiten	777 000 "
c) der Durchlaß bei km 503,8 einschl. Baustoffe	24 500 "
d) die Ufersicherungen mit Steinschüttungen, 900 lfdm einschl. Baustoffe	78 000 "
e) Ufersicherung an der Einfahrt 270 + 120 = 390 lfdm mit eisernen Spundwänden und darüberliegendem Betonpflaster	145 000 "
f) der Poller auf der Deichspitze an der Einfahrt einschl. Lieferung der Pfähle aus Eisenbeton	5 000 "
g) sonstige Aufwendungen (Treppen, Poller, Halteringe)	33 500 "
h) Uferstraße einschl. Ablösung der Unterhaltung und der Haftpflicht	134 500 "
i) insgesamt und Bauleitungskosten	33 500 "
k) Abfindung an den Deichverband für vermehrte Pumparbeit	11 000 "
	<u>1 285 200 RM</u>

Hierzu treten die Kosten für die Zurückverlegung

des Rampitz-Aurither Deiches mit	265 000 "
	<u>zus. 1 550 200 RM</u>

B. Schöpfwerk.

a) Grunderwerb	3 900 RM
b) Erd-, Rodungs- und Baggerarbeiten	20 700 "
c) Grundbau mit Stiel und Auslaß	135 600 "
d) Maschinenanlage (drei Pumpensätze)	52 600 "
e) elektrische Einrichtung	25 100 "
f) Hochbauten	43 500 "
g) Bauleitung und insgesamt	27 000 "
	<u>zus. 308 400 RM</u>

An Einheitspreisen seien besonders aufgeführt:

1 m ³ Baggerboden zu baggern und in die Deiche zu verspülen einschl. querschnittmäßige Herstellung der Deiche	1,44 RM
1 m ² Spundwände (Larssen I) in Tiefen von 4,5 bis 7,5 m durch den Grund zu rammen je m ²	15,00 "
1 m ² Betonpflaster 0,30 m hoch an Ort und Stelle auf Schotterunterlage herstellen und verlegen (ohne Baustoffe)	8,50 "
1 lfdm Ufersicherung nach Abb. 5 aus Stein zu schütten und über Wasser roh zu packen (ohne Baustoffe)	17,50 "
1 Eisenbetonpfahl für den Poller auf der Deichspitze von 8 m Länge 34 × 34 cm Querschnitt anzuliefern und einzurammen (6 m durch den Grund)	300,00 "

Erfahrungen.

Nachdem nunmehr der Verkehr sich bereits 9 Jahre lang unter den neuen Verhältnissen abwickelt, darf mit Genugtuung festgestellt werden, daß die getroffenen Baumaßnahmen sich nach jeder Richtung hin bewährt haben. Wenn sich die Schifffahrt auch lange mit den unzureichenden Zuständen in Fürstenberg hat abfinden müssen, so hat die großzügige Lösung der dort entstandenen Schwierigkeiten dem Verkehr doch um so weitgehendere Erleichterungen gebracht. Die Ein- und Ausfahrt zwischen Kanal und Oder geht bei allen Wasserständen ohne Schwierigkeiten vor sich. Rang ist bisher kaum oder nur in einzelnen seltenen Fällen von starken Schifffahrtstößen im Anschluß an längere Niedrigwasserzeiten auf

⁹⁾ s. Bautechn. 1936, Heft 44, S. 657.

der Oder noch aufgetreten; die Schifffahrt hat also eine wesentliche Beschleunigung erfahren. Auch diese wenigen Schiffsansammlungen werden, je mehr die Staubecken im oberen Odergebiet künftig in der Lage sein werden, durch Zuschußwasser in Zeiten geringer Niederschläge die Wasserführung der Oder zu verbessern, um so nachhaltiger in Zukunft gemildert werden können.

Die Liegemöglichkeiten für Fahrzeuge während der Schifffahrtspausen oder während des Winters sowie bei Hochwasser sind im vollen Umfange gewährleistet, so daß auch die Liegegelder von den Schiffen jetzt mit größerer Bereitwilligkeit gezahlt werden als früher. Gegenwärtig hat das Reich eine jährliche Einnahme aus Hafengeldern von durchschnittlich 6000 RM, und wenn dieser Betrag auch bei weitem nicht die Unterhaltungs- und Betriebskosten der Hafenanlagen deckt, so stellt er doch einen erwünschten Zuschuß dazu dar.

Ebenso ist das Umladegeschäft bei niedrigen Oderwasserständen jetzt gesichert, ohne daß die durchgehende Schifffahrt darunter leiden muß. Allerdings wäre es sehr erwünscht, wenn zur Verbesserung dieses Geschäftes der alte, zur Zeit den Unterhafen der Schachtschleuse gegen den alten Kanal von km 129,5 bis 129,85 abschließende Trennungsdamm (Abb. 3) noch beseitigt werden könnte. Dadurch würde noch Raum für 45 Schiffe von 65×8 m geschaffen werden. Die Arbeit ist für die nächste Zeit in Aussicht genommen.

Die Vorflut der Oder wird durch die Einmündung des Kanals nicht mehr gestört. Versandungen an der neuen Kanaleinfahrt sind nur noch vereinzelt nach großen Hochwassern, seitdem aber im Jahre 1934 die Bühnen am rechten Oderufer verlängert wurden, nicht mehr eingetreten.

Die Unterhaltung der neuen Anlagen ist bei der Sorgfalt ihrer Bauweise auf ein Mindestmaß beschränkt, was für die Verwaltung geldliche Vorteile und für die Schifffahrt weniger Störungen durch liegende Fahrzeuge, Baggerungen usw. im Gefolge hat.

Der Deichverband hat ein leistungsfähiges, sehr wirtschaftlich arbeitendes, nach neuzeitlichen Grundsätzen eingerichtetes Schöpfwerk erhalten, das sowohl für ihn (Vorflut) wie für den Verkehr günstiger liegt als das alte. Da der Verband zum überwiegenden Teil aus kleinen Landwirten und Bauern besteht, deren Polderbeiträge von 1889 bis 1926 von 5,2 RM/ha

auf 26,50 RM, also auf das 5fache gestiegen waren, so hat er es dankbar begrüßt, daß durch die Umgestaltung des Schöpfbetriebes seine bäuerlichen Betriebe wirtschaftlich etwas haben entlastet werden können.

Die Stadt Fürstenberg hat nach langen Verhandlungen und Klagen ihrer Einwohner und der Schiffer durch die Anlage der Uferstraße geordnete Zustände und dabei zugleich eine Verschönerung des Stadtbildes erhalten.

Leider hat es sich nicht erreichen lassen, auch die Wünsche der Oderstrombauverwaltung ganz zu erfüllen und die Kuppelstelle für die nach der oberen Oder fahrenden Schleppzüge in den Hafen zu verlegen. Dazu reichte einmal der Platz nicht aus, andererseits war eine günstige Lösung für die Ausfahrt ganzer Schleppzüge unter den obwaltenden Verhältnissen nicht zu verwirklichen. Die Schiffe müssen daher auf der Kuppelstelle nach wie vor vor Anker liegen. Da aber infolge der großen Leistungsfähigkeit der Schachtschleuse und des Ausbaues der Mündungsstrecke das Zusammensetzen der Schleppzüge jetzt in viel kürzerer Zeit vor sich gehen kann als früher, brauchen die Fahrzeuge nicht mehr solange zu warten wie vormals. Dadurch ist der Nachteil, den die ankernden Schiffe auf die Sohle der Oder ausüben, im ganzen immerhin wesentlich geringer geworden.

Daß die Schifffahrt für die Einfahrt eine geringe Gebühr bezahlen muß, ist zwar eine Belastung für sie, doch kann dieses geringe Entgelt im Verhältnis zu den gesamten Frachtkosten nicht ernsthaft ins Gewicht fallen, zumal, wenn man diesen geringen Geldaufwand dem erreichten Vorteil der Gefährlosigkeit der Einfahrt und der Beschleunigung der Beförderung gegenüberstellt.

Der Nachteil, den die Stadt Fürstenberg dadurch erlitten hat, daß die Schiffer, die jetzt keine Wartezeiten mehr an der Mündung haben, in der Regel weiter fahren, ohne viel Geld in der Stadt umzusetzen, wird zum Teil dadurch aufgewogen, daß jetzt das Umladegeschäft in viel ausgiebiger Weise als früher wahrgenommen wird. Schließlich mußte es ja auch Aufgabe des Staates sein, dem Gesamtverkehr zu helfen, ohne Rücksicht darauf, ob dadurch den Gewerbetreibenden der Stadt eine Einnahmequelle etwas beschränkt wurde, die sie nicht durch ihr Verdienst erschlossen hatten, sondern die ihnen lediglich durch die Entwicklung der Uebelstände an der Mündung im Laufe der Zeit erwachsen war, auf die sie also keinen Anspruch erheben konnten.

Der Verlust an Tragkraft hölzerner Balken bei gleichzeitigem Vorhandensein mehrerer Holzfehler.

Alle Rechte vorbehalten.

Ein zeitgemäßer Beitrag zur Gütebestimmung durch Versuch und Rechnung.

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

Unser gewöhnliches Bauholz aus Tanne, Fichte und Kiefer wird meistens als Balken verwendet, also auf Biegung beansprucht. Es ist aus zahlreichen Gründen wünschenswert, es nach der ihm eigenen verschiedenen Tragkraft in verschiedene Güteklassen einzuteilen — in hochwertiges, gewöhnliches und nicht ausgelesenes Bauholz, 1., 2., 3. Klasse. Es erscheint möglich, diese notwendige Auswahl schon durch äußerliches Betrachten und Feststellen der Hauptfehler zu treffen. Unter selbstverständlicher Voraussetzung des gesunden Zustandes leidet die Tragkraft vor allem durch die beiden nicht leicht vermeidbaren Fehler der Ästigkeit und des schrägen Faserverlaufes. In einem früheren Aufsatz des Verfassers¹⁾ wurde durch Rechnung und Versuch untersucht, wie stark die Tragkraft des Holzes durch jeden einzelnen der Holzfehler herabgesetzt wird. Äste und Schrägfaser kommen aber nicht selten gleichzeitig vor. Wir hielten es daher für richtig, die frühere Arbeit durch Untersuchung von Biegebalken fortzusetzen, in deren hochbeanspruchtem Teil gleichzeitig ein Ast sitzt und die Holzfasern schräg zur Balkenachse liegen. Nach unseren Beobachtungen an Holz und an Holztragwerken schaden die Äste am meisten, wenn sie in zugbeanspruchten Teilen liegen. Es wurden daher Balken mit Ästen in der Biegezugzone betrachtet.

So inhomogen wie ein großer Holzbalken ist kaum ein anderer unserer Baustoffe. Im Hinblick hierauf scheint es berechtigt, die Untersuchung weitgehend zu vereinfachen. Da es außerdem praktisch beinahe unmöglich ist, Holz-

balken mit Ästen zu finden, deren Größe und Lage dem Versuchsprogramm genau entsprechen wurde die Wirkung des Astes in der Zugzone wie früher der eines kreisrunden Loches gleichgesetzt, das nach Belieben durch Bohrung hergestellt werden konnte. Einestells wirkt ein Loch zwar stärker als ein Ast, der die Fasern nicht durchschneidet, sondern nur verdrängt. Andernteils erzeugt aber das Loch eine größere Kerbwirkung als ein Ast, so daß im großen ganzen die Wirkungen von Ast oder Loch auf die Biegetragkraft des Balkens einander nahezu gleich sein dürften.

I. Versuche über die Biegefestigkeit von Holzbalken mit Schrägfaser und Astloch.

Anlage der Versuche: Aus einer großen und breiten zimmergetrockneten Fichtenholzbohle wurden insgesamt 60 Biegekörper von $4,5 \times 7,6 \times 100$ cm Größe so entnommen, daß die Streuung der Holzfestigkeit infolge der verschiedenen Lage im Stamm für jede Versuchsreihe möglichst gering wurde. Durchgeführt wurden fünf Versuchsreihen, je eine für die Schrägfaserneigungen

$$\operatorname{tg} \varphi = 1: \infty; \quad 1:24; \quad 1:12; \quad 1:9; \quad 1:6.$$

φ bedeutet dabei den Winkel zwischen Schrägfaser und Längsachse des Biegebalkens. Jede Versuchsreihe bestand aus vier verschiedenen Körpern mit den durch Bohrung erzeugten „Ästen“ von $d = 0 - 15 - 22 - 30$ mm Durchm. Die Lage des Astes blieb unveränderlich. Der Abstand von Mitte Ast bis zur unteren Randfaser war immer $\frac{1}{4}$ der Höhe der Balken, also $\frac{7,6}{4} = 1,9$ cm (Abb. 1). Jeder Versuchsbalken war dreimal vorhanden, so daß also insgesamt 60 Biegebalken geprüft wurden.

Durchführung der Versuche: Die Versuchskörper wurden im Versuchsraum vor der Prüfung 6 Tage lang unter gleichen Bedingungen gelagert, um einigermaßen eine gleiche Feuchtigkeit des Holzes zu erreichen. Die Prüfung geschah in der Versuchsanstalt für Holz, Stein, Eisen der Techn. Hochschule Karlsruhe auf einer 5-t-Maschine mit einer Stützweite der Biegebalken von 80 cm und einer Einzellast von P kg in Balkenmitte, also 40 cm vom Auflager entfernt. Die Belastung wurde mit gleichmäßiger Geschwindigkeit aufgebracht. Gemessen wurde die Durchbiegung des Balkens in der Mitte beim ersten Nachgeben des Holzes und die Bruchlast P_B . Der Bruch trat durch langsames Größerwerden der Risse in der Zugzone ein. Nur bei den Körpern mit der

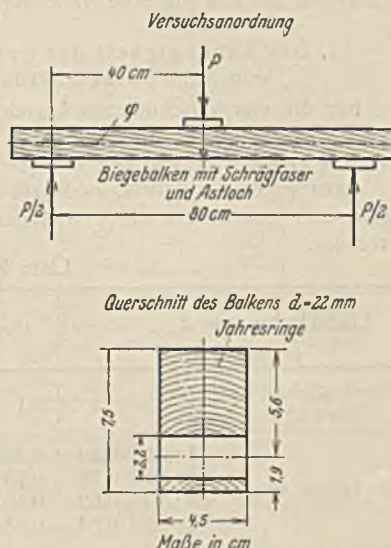


Abb. 1. Die Versuchsordnung. Der Balken mit der Einzellast in der Mitte. Der Querschnitt durch den Balken mit dem Astloch $d = 22$ mm.

¹⁾ Bautechn. 1936, Heft 5.

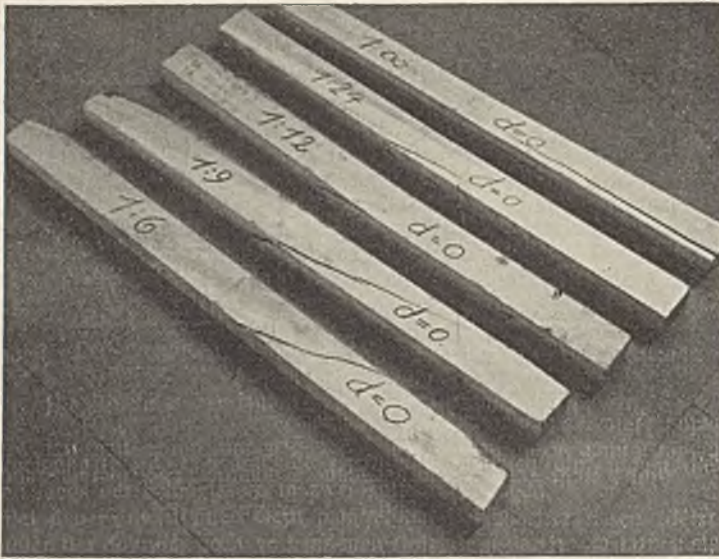


Abb. 2. Die zerstörten Balken ohne Bohrung mit den verschiedenen Schrägfaserneigungen. Die Bruchrisse verlaufen deutlich in Richtung der Fasern.

Fasernerneigung $\text{tg } \varphi = 1:6$ trat die Zerstörung plötzlich ein, indem die Balken längs der Schrägfasern in zwei Teile zersprangen.

Bei den Körpern mit Fasern parallel der Balkenachse rissen zuerst die unter der Bohrung noch vorhandenen Holzfasern durch. Dann traten, vom oberen Rande des Loches aus waagrecht nach beiden Seiten verlaufend, zwei weitere Risse auf. Mit wachsender Belastung wurden die Risse immer länger und deutlicher sichtbar. Die Zerstörung wurde also durch Überwinden der reinen Zugfestigkeit parallel der Fasern am unteren Rande des Balkens eingeleitet.

Alle schrägfaserigen Balken mit Ästen zeigten folgendes Bild: Ein erster Riß ging vom unteren Rande des Loches in der Schrägfaser bis zum unteren Rande des Balkens. Ihm folgte ein zweiter Riß vom oberen Rande des Loches aus ebenfalls parallel zur Faserneigung bis weit in die Druckzone des Biegebalkens hinein. Die Zerstörung trat durch Überwinden der Schubfestigkeit des Holzes längs der Faser und der Zugfestigkeit quer zur Faser ein.

Ergebnis der Versuche: Aus den beobachteten Bruchlasten P_B und dem gemessenen Widerstandsmoment des ungeschwächten Querschnitts $W = \frac{b h^2}{6}$ wurden Bruchbiegespannungen $\sigma_B = \frac{P_B \cdot 120}{b h^2}$ errechnet. Die Mittelwerte aus drei Versuchen sind in der folgenden Liste 1 zusammengestellt. In der gleichen Liste wurden dann diese Biegefestigkeiten bezogen auf die des Balkens ohne Ast und mit zur Balkenachse gleichlaufenden Fasern, also auf die Tragkraft des vollkommen fehlerfreien Holzbalkens, die gleich 100 gesetzt wurde. Man hat damit die zahlenmäßigen Unterlagen, um den prozentualen Verlust an Tragkraft durch

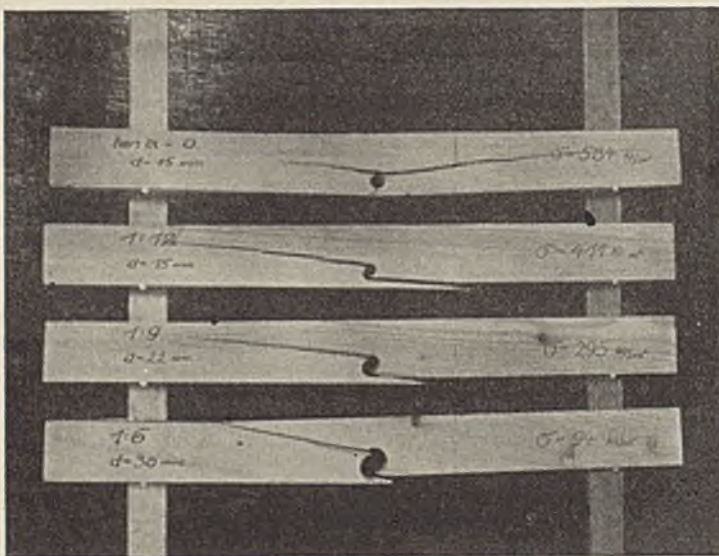


Abb. 3. Vier zerstörte Balken mit verschiedener Schrägfaserneigung und verschiedenem Astdurchmesser. Man sieht deutlich den Unterschied im typischen Verlauf des Bruchrisses bei den geradfaserigen und den schrägfaserigen Balken mit Bohrung.

jeden Fehler allein und durch beide Fehler gemeinsam zu beurteilen. Die Durchbiegungen geben dazu noch ein Bild über die Zunahme der Formänderungen durch die Holzfehler.

Liste 1.

Versuchsreihe	Schrägfaser $\text{tg } \varphi$	Bohrung ϕd in mm	Biegefestigkeit $\sigma_B = \frac{P_B \cdot 120}{b h^2}$		Durchbiegung in Balkenmitte in mm
			in kg/cm ²	als % des fehlerfreien Balkens	
1:∞		0	756	100	20
		15	590	78	13
		22	372	49	7
		30	220	29	5
1:24		0	629	83	15
		15	458	61	11
		22	333	44	11
		30	191	25	4
1:12		0	553	73	13
		15	411	54	8
		22	319	42	8
		30	163	22	3
1:9		0	473	63	9
		15	345	46	7
		22	238	32	7
		30	124	16	3
1:6		0	411	54	9
		15	327	43	7
		22	214	28	6
		30	98	13	3

Die Festigkeit nimmt sowohl mit zunehmendem Winkel φ als auch mit zunehmendem Lochdurchmesser d ständig ab. Durch den Schrägfaserverlauf von $\text{tg } \varphi = 1:6$ allein wird die Biegefestigkeit schon um etwa 50 % herabgedrückt; durch die Bohrung von $d = 30$ mm allein etwa um 70 % und durch beide, also durch Schrägfaserneigung von 1:6 und Bohrung von $d = 30$ mm zusammen, um 87 %. Schon aus diesen Zahlen sieht man den großen Einfluß der beiden untersuchten Holzfehler auf die Biegefestigkeit von Holzbalken aus Nadelholz.

Wichtig ist weiter die Tatsache, daß sich die beiden Prozentzahlen für jeden Fehler allein nicht addieren, sondern daß der Verlust durch beide Fehler zusammen kleiner ist als die Summe der beiden Einzelverluste.

Die fehlerfreien Balken aus Fichte hatten im Mittel eine Biegefestigkeit von $\sigma_B = 756$ kg/cm². An kleinen, nach der Prüfung entnommenen Holzproben wurde ein gemittelter Wassergehalt von 12,8 % des Holzdarrgewichtes festgestellt. Die Druckfestigkeit des Holzes parallel zur Faser betrug, aus zwölf Versuchen gemittelt, 427 kg/cm². Auf eine normenmäßige Feuchtigkeit von 15 % umgerechnet, besaß das Holz nach einer bei uns für Fichte und Tanne gefundenen Abhängigkeit eine Druckfestigkeit von

$$\sigma_{15} = \sigma_w + 22(w - 15) = 427 + 21(12,8 - 15) = 379 \text{ kg/cm}^2.$$

Aus den durch die Versuche gefundenen Festigkeitswerten σ_B in kg/cm² wurden nun folgende Abhängigkeiten errechnet:

1. Die Abhängigkeit der Festigkeit ästiger Balken von der Schrägfaserneigung $\text{tg } \varphi$ allein.

Für die vier verschiedenen Lochdurchmesser einzeln und im Mittel wurde also geprüft, ob die Schrägfaser ihren Einfluß wechselt, wenn die Äste bei gleicher Lage größer werden.

Dazu werden sämtliche σ_B -Werte der geradfaserigen, aber ästigen Balken = 1 gesetzt und die Verhältniszahlen für jeden Lochdurchmesser errechnet.

Liste 2.

Lochdurchmesser d in mm	0	15	22	30	Mittel	Festigkeitsabfall in %	
Biegefestigkeit bei gerader Faser $\text{tg } \varphi = 1:\infty$	1	1	1	1	1	Mittel	
Schrägfaser $\text{tg } \varphi =$	1:14	0,83	0,78	0,89	0,86	0,84	16
	1:12	0,73	0,70	0,83	0,74	0,75	25
	1:9	0,62	0,59	0,64	0,56	0,60	40
	1:6	0,54	0,55	0,57	0,45	0,53	47

Die Schrägfaser hat demnach einen Einfluß, der fast unabhängig von der Astgröße bleibt. Ihr Einfluß wächst nur mit zunehmender Schrägung α . Bei der Neigung 1:6 geht fast die Hälfte der Tragkraft des ästigen Balkens mit parallelen Holzfasern verloren.

2. Die Abhängigkeit der Festigkeit schrägfaseriger Balken von der Größe des Astloches d allein.

Es wurde also festgestellt, wie beim schrägfaserigen Balken der Tragkraftverlust mit dem Astdurchmesser wächst.

Dazu wurden sämtliche σ_B -Werte der schrägfaserigen Balken ohne Bohrung = 1 gesetzt und die Verhältniszahlen bei gleicher Schrägfaserneigung für die verschiedenen Astgrößen errechnet.

Liste 3.

Lochdurchmesser d in mm	0	15	22	30	
Festigkeit bei gerader Faser $\text{tg } \varphi = 1 : \infty$	1	0,78	0,49	0,29	
Schrägfaser $\text{tg } \varphi =$	1 : 24	1	0,73	0,53	0,30
	1 : 12	1	0,74	0,57	0,29
	1 : 9	1	0,73	0,51	0,26
	1 : 6	1	0,80	0,52	0,24
im Mittel	1	0,76	0,52	0,28	
Festigkeitsabfall in % Mittel	0	24	48	72	

Der prozentuale Einfluß eines Astes ist praktisch bei jeder Faserneigung gleich. Der Einfluß des Astes steigt bei allen Schrägfasern in ähnlicher Weise mit der Astgröße. Der große Ast mit $\frac{d}{h} = \frac{30}{76} = 0,4$ bringt einen größten Abfall der Festigkeit des astreinen schrägfaserigen Balkens von 72 %.

3. Die Abhängigkeit der Holzbiegefestigkeit von Schrägfaserneigung und Astgröße gemeinsam.

Diese durch Versuch gefundenen Biegefestigkeiten sind schon in der ersten Zahlenliste enthalten und werden nun im Verhältnis zur Biegefestigkeit des vollkommen fehlerfreien Balkens angeschrieben, um den gleichzeitigen Verlust an Tragkraft, hervorgerufen durch Ast und Schrägfaser gemeinsam, hervorzuheben.

Liste 4.

Lochdurchmesser d in mm	0	15	22	30	
Festigkeit bei gerader Faser $\text{tg } \varphi = 1 : \infty$	1	0,78	0,49	0,29	
Schrägfaser $\text{tg } \varphi =$	1 : 24	0,83	0,61	0,44	0,25
	1 : 12	0,73	0,54	0,42	0,22
	1 : 9	0,62	0,45	0,31	0,16
	1 : 6	0,54	0,43	0,28	0,13

Abb. 4 gibt ein anschauliches Bild, wie rasch und stark die Tragkraft durch Ast und Schrägfaser absinkt. Beim Balken 4,5/7,5 cm sinkt die Biegefestigkeit auf 13 % der des fehlerfreien Balkens herunter, wenn der Balken Schrägfaserneigung 1:6 und im gefährdeten Querschnitt einen 30 mm dicken Ast in der Zugzone hat.

Die Schrägfaser allein bringt einen Verlust von $100 - 54 = 46\%$, der Ast allein einen von $100 - 29 = 71\%$, und beide zusammen bringen einen Verlust von $100 - 13 = 87\%$.

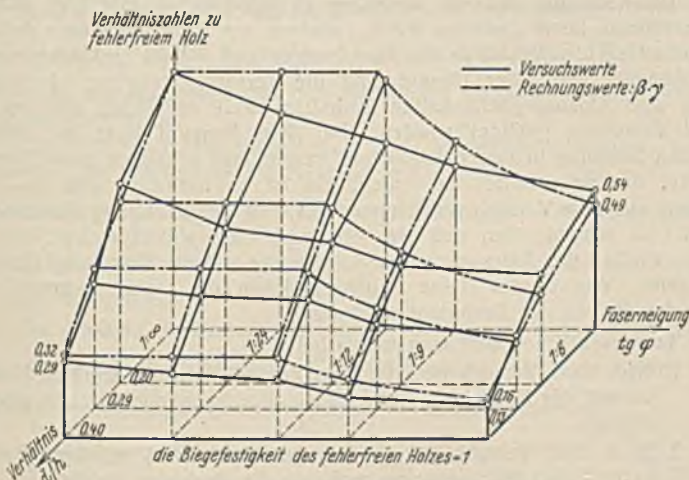


Abb. 4. Die Biegefestigkeit in Abhängigkeit von dem schrägen Faserverlauf und von der Astgröße.

Gegenüberstellung der durch Versuch und Rechnung gefundenen Werte.

- Die Biegefestigkeit des fehlerfreien Holzes ist 1.
- astigen Holzes ist $\beta \times 1$.
- schrägfaserigen Holzes ist $\gamma \times 1$.
- Holzes mit Schrägfaser und Ast gemeinsam ist $\beta \times \gamma \times 1$.

Die beiden unabhängig Veränderlichen: Faserneigung und Astgröße geben für die Abhängige: Tragkraft eine Fläche, die in Abb. 4 dick gezeichnet ist und für den Baustoff Holz eine recht gesetzmäßige Gestalt aufweist. Das Gesamtergebnis der Versuche kann wohl befriedigen und zeigt zahlenmäßig die Abhängigkeit der Biegefestigkeit eines Holzbalkens von den ausschlaggebenden Holzfehlern, Schrägfaser und Ästigkeit.

II. Rechnerische Untersuchung der Biegefestigkeit von Holzbalken mit Schrägfaserverlauf und Ast, gleichzeitig vorhanden.

Es sei wieder wie bei der früheren Untersuchung mit den einfachsten Überlegungen der elementaren Festigkeitslehre versucht, die Tragkraft eines Balkens abhängig sowohl von dem schrägen Verlauf seiner Holzfasern als auch von der Größe eines Astes im gefährlichen Querschnitt zu berechnen. Daß die beiden Einflüsse sich nicht einfach addieren, sondern in anderer Weise überlagern, zeigt folgende Betrachtung:

Die Biegefestigkeit eines Balkens mit Schrägfaser sei σ_1 . Durch den Ast im gefährlichen Querschnitt sinkt sie auf $\sigma_2 = \beta \sigma_1$.

Nun sei die Biegefestigkeit des fehlerfreien Balkens σ . Sie sank durch den schrägen Faserverlauf auf $\sigma_1 = \gamma \sigma$.

Somit sinkt die Biegefestigkeit durch Ast und Schrägfaser zusammen auf $\sigma_2 = \beta \sigma_1 = (\beta \gamma) \sigma$.

Man darf also die Werte β und γ , die in den Listen 2 u. 3 stehen, nicht addieren, sondern muß sie multiplizieren. Das gilt nun auch für diese überschlägliche rechnerische Behandlung der Aufgabe.

1. Abhängigkeit der Biegefestigkeit von der Größe des Astloches allein.

Schon in einer früheren Abhandlung wurde diese Frage theoretisch erörtert²⁾. Der Abfall der Biegefestigkeit infolge des Astloches wird errechnet aus dem Verhältnis des Widerstandsmomentes des ungeschwächten Querschnitts zu dem des geschwächten Querschnitts

$$\frac{\sigma'}{\sigma} = \frac{W'}{W}$$

σ bedeutet die Biegefestigkeit des fehlerfreien Balkens und wird = 1 gesetzt. Dann ist die Biegefestigkeit des ästigen Balkens

$$\sigma' = \frac{W'}{W} = \left[1 - m^3 - \frac{12m \left(\frac{1}{2} - m \right)^2}{1 - m} \right] \frac{1 - m}{1 - 2mn}$$

Darin bedeutet $m = \frac{d}{h}$ und $n = \frac{t}{h}$, sie kennzeichnen also Größe und Lage des Astes.

Im vorliegenden Falle hat der Astmittelpunkt stets die gleiche Lage. Es ist $n = \frac{t}{h}$ konstant = $\frac{1}{4}$ und nur die Astgröße $m = \frac{d}{h}$ veränderlich.

Es errechnet sich für die verschiedenen Lochdurchmesser d bei der konstanten Balkenhöhe $h = 7,5$ cm:

Liste 5. Werte der β .

$d =$	0	15	22	30 mm
$\sigma' =$	1	0,71	0,55	0,32

Die nach den Versuchsergebnissen ermittelten Werte betragen als Mittel der Liste 3

$\sigma' =$	1	0,76	0,52	0,28
-------------	---	------	------	------

Abb. 5 stellt Versuch und Rechnung gegenüber. Die Übereinstimmung beider Linien kann befriedigen. Der Schaden durch den Ast wächst beide Male rascher als sein Durchmesser.

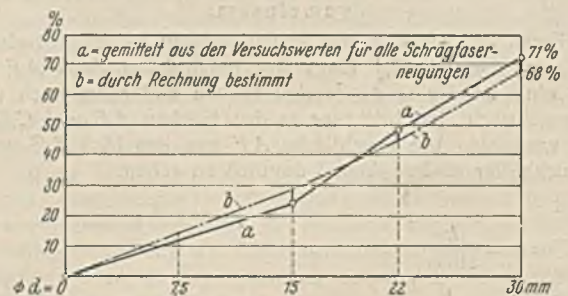


Abb. 5. Der prozentuale Einfluß des Astes auf die Biegefestigkeit.

Dieser Einfluß ist praktisch unabhängig von der Schrägfaserneigung. Gegenüberstellung der durch Versuch und Rechnung gefundenen Werte.

Bei Holz kann man vielleicht mit dieser Annäherung an die Versuchsergebnisse zufrieden sein.

²⁾ Gaber, Der Einfluß von Fehlern auf die Holzfestigkeit nach Versuch und Rechnung. Bautechn. 1936, Heft 5.

2. Abhängigkeit der Biegefestigkeit von der Neigung der Schrägfasern allein.

Auch diese Frage ist schon in der früheren Abhandlung theoretisch behandelt worden. Die Holzfestigkeit hängt für kleine Winkel φ von der Schubfestigkeit τ' langsb der Fasern und für gr66ere Winkel von der Zugfestigkeit σ_q quer zur Faser ab. Die gr66te Biegespannung kann h6chstens sein

für kleinere Winkel φ $\sigma = \frac{2\tau'}{\sin 2\varphi}$ und
für gr66ere Winkel φ $\sigma = \frac{\sigma_q}{\sin^2 \varphi}$.

Die früher benutzten Verhältniswerte der verschiedenen Festigkeitsarten wurden nochmals durch Versuche ermittelt und nachgeprüft und wie folgt in die Gleichungen eingesetzt:

- Zug langsb der Faser σ 1
- Zug quer zur Faser σ_q 0,02
- Schub langsb der Faser τ' 0,08.

Beim Nadelholz streuen diese Werte stark und bringen in die Rechnung eine hohe Unsicherheit.

Setzt man die Biegefestigkeit des geradfaserigen Balkens $\sigma = 1$, so errechnen sich für die verschiedenen Schrägfaserneigungen folgende Biegefestigkeiten σ' :

	$\text{tg } \varphi = 1 : \infty$	1 : 24	1 : 12	1 : 9	1 : 6
a) $\sigma' = \frac{\sigma_q}{\sin^2 \varphi}$	1	1	1	1	0,76
b) $\sigma' = \frac{2\tau'}{\sin 2\varphi}$	1	1	0,97	0,73	0,49.

Maßgebend ist jeweils der kleinste Wert von σ' . Der Gr66twert von σ' ist 1. Die Rechnung gibt also:

$\sigma' = 1 \quad 1 \quad 0,97 \quad 0,73 \quad 0,49.$

Die Versuche ergaben die Mittelwerte von Liste 2:

$\sigma' = 1 \quad 0,84 \quad 0,75 \quad 0,60 \quad 0,53.$

Die Rechnung ergibt danach für kleine Winkel φ zu günstige Werte, ein Ergebnis, das, wie nachher gezeigt wird, nicht überraschen darf.

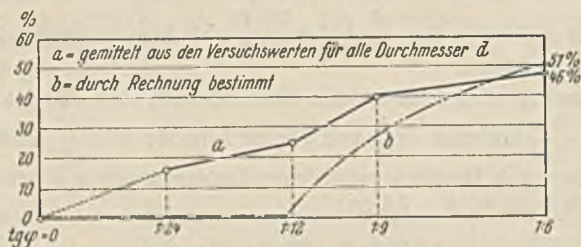


Abb. 6. Der prozentuale Einfluß der Schrägfaserneigung auf die Biegefestigkeit.

Gegenüberstellung der durch Versuch und Rechnung gefundenen Werte.

Abb. 6 stellt beide Ergebnisse bildlich gegenüber. Beide Linien nähern sich asymptotisch einem Grenzwerte der Biegefestigkeit desjenigen Balkens, bei dem die Holzfasern quer zur Balkenachse liegen.

3. Abhängigkeit der Biegefestigkeit von Schrägfaser und Ast gemeinsam.

Der Bruch tritt bei dem nur schrägfaserigen Balken bei einer Faserneigung von $\text{tg } \varphi = 1:12,4$ langsb der gefährdeten Faser AF von der Länge a ein. Ist der schragfaserige Balken außerdem noch durch ein Astloch geschwächt, so bricht er in den Flächen AB und CD . Durch den Ast wird also die Bruchfläche AF um das Maß EF verkleinert. Diese Bruchbilder sind in Abb. 3 deutlich zu sehen.

Es ist

$AF = a = \frac{h}{\sin \varphi}$
 $EF = b = \frac{d}{\text{tg } \varphi}$
 $\delta = \frac{a-b}{a} = 1 - \frac{d}{h} \cdot \cos \varphi.$

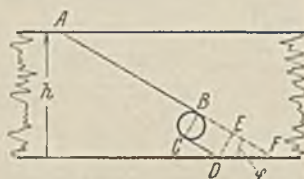


Abb. 7. Die beiden Bruchrisse AB und CD beim schrägfaserigen Balken mit Ast.

Die Liste 6 enthält die Werte $\frac{d}{h} \cdot \cos \varphi$ und $\delta = 1 - \frac{d}{h} \cdot \cos \varphi$.

Man sieht, daß in unserem Betrachtungsbereich der Wert δ nur von der Astgr66e, aber kaum von der Faserneigung abhängt.

Liste 6.

d in mm	0	15	22	30
1 : ∞	0	0,198	0,290	$0,395 = \frac{d}{h} \cdot \cos \varphi$
1 : 24	0	0,197	0,289	0,395
1 : 12	0	0,197	0,289	0,394
1 : 9	0	0,196	0,288	0,392
1 : 6	0	0,195	0,286	0,390
Gemittelt	0	0,197	0,288	$0,393 = \frac{d}{h} \cdot \cos \varphi$
Gemittelt	1	0,803	0,712	$0,607 = 1 - \frac{d}{h} \cdot \cos \varphi$

Man sieht, daß die Rechnung, die nur die Verkleinerung des Widerstandsmomentes durch das Astloch berücksichtigt, für diesen Fall, wo der Schub langsb der Faser oder der Zug quer zur Faser vielleicht den Ausschlag gibt, etwas zu große Werte liefern muß. Die Schwankungen im Verhältnis zwischen Zugfestigkeit langsb und quer zur Faser, zwischen Schub und Zug, sind aber so groß, daß hier davon abgesehen wird, diesen Umstand weiter zu verfolgen. Wir begnügen uns, den gleichzeitigen Einfluß von Schrägfaser und Ast durch die Bildung des Produktes $\beta \gamma$ rechnerisch festzulegen. Die Werte stehen in Liste 7 und sind dort gleich den durch die Versuche gefundenen Zahlen gegenübergestellt.

Liste 7.

Astdurchmesser d in mm	0	15	22	30		
d/h	0	0,20	0,29	0,40		
Gerade Faser: $\text{tg } \varphi = 1 : \infty$	1	0,71	0,55	0,32	Rechnung	
	1	0,78	0,49	0,29	Versuch	
Schräge Faser: 1 : 24	1	0,71	0,55	0,32	Rechnung	
	0,83	0,61	0,44	0,25	Versuch	
	1 : 12	0,97	0,69	0,53	0,31	Rechnung
	0,73	0,54	0,42	0,22	Versuch	
1 : 9	0,73	0,52	0,40	0,23	Rechnung	
	0,62	0,45	0,31	0,16	Versuch	
1 : 6	0,49	0,35	0,27	0,16	Rechnung	
	0,54	0,43	0,28	0,13	Versuch	

Abb. 4 gibt in den dünn gezeichneten Linien einen klaren Überblick über den Abfall der Tragkraft eines Balkens, hervorgerufen durch schrägen Faserverlauf allein oder durch einen Ast verschiedener Gr66e in der Zugzone allein oder durch gleichzeitiges Vorkommen von Schrägfaser und Ast. Dabei ist die Tragfestigkeit des fehlerfreien Balkens als Einheit angenommen. In dem hier untersuchten Bereich fällt die Tragkraft bis auf 16 % herab.

III. Vergleich zwischen Rechnung und Versuch.

Die Rechnung mit der einfachen Festigkeitslehre gibt hier selbstverständlich keine genauen Werte, sondern nur einen gewissen Anhalt für die Gesetzmäßigkeit in den Beziehungen und für die Gr66enordnung. Unabhängig von jeder Theorie sind die Versuchsergebnisse. In ihnen sind aber Unausgeglichenheiten enthalten, weil die Mittel aus nur je drei Versuchen gebildet wurden. Bei dem Baustoff Holz mit seiner großen Streuung in den Festigkeiten braucht man erheblich mehr Einzelwerte, um gute Mittel zu finden. So ist es natürlich, daß das Ergebnis aus dem Versuch nicht besser mit dem der Rechnung zusammenfällt. Es scheint aber, daß sie sich auch nicht widersprechen, weder beim Einfluß des Astes noch der Schrägfaser auf die Tragfestigkeit des Balkens. Wie in der Natur üblich, gleichen die Versuchskurven die scharfen Knicke der Rechnung sanft aus.

Im wesentlichen darf man feststellen:

1. Nach dem Versuch beeinträchtigt schon ein wenig schräger Faserverlauf die Festigkeit, während die Rechnung noch keinen Abfall anzeigt.
2. Nach dem Versuch ist der Schaden durch stark schrägen Faserverlauf aber nicht ganz so groß, als die Rechnung angibt.
3. Der Einfluß der Astgr66e auf die Biegetragkraft wird durch die Rechnung richtig nachgewiesen, denn er deckt sich ziemlich mit dem Versuchsergebnis bei allen Balken mit mehr oder weniger geneigten Holzfasern.
4. Durch Ast und Schrägfaser zusammen sinkt die Tragkraft eines Balkens rasch auf die Hälfte und weniger herab.

Zusammenfassung und Schlußfolgerung.

Durch Versuche an Fichtenholzbalken und durch einfache Rechnung ist es gelungen, den Einfluß der meist unvermeidlichen Holzfehler — Ästigkeit und schräger Faserverlauf — auf die Tragfestigkeit von Balken — einzeln und zusammen — nicht nur allgemein gesetzmäßig, sondern auch zahlenmäßig nachzuweisen — allerdings immer für den Fall, daß die Astmitte vom unteren Balkenende $\frac{h}{4}$ entfernt ist. Das aus der

Breite b und Höhe h errechnete Widerstandsmoment ist $W = \frac{bh^2}{6}$.

Bei einer zulässigen Biegespannung σ_{zul} kann man ihm zumuten $M = W\sigma_{zul}$ als Größtmoment.

Infolge der Fehler ist ein kleineres Widerstandsmoment wirksam, $W' = cW$, $c < 1$. Will man also das gleiche Biegemoment M aufnehmen, so muß bei dem fehlerhaften Holz gewählt werden

$$W_1 = \frac{1}{c} \cdot \frac{bh^2}{6} = \frac{b}{c} \cdot \frac{h^2}{6}$$

Bei gleicher Balkenbreite b braucht man eine größere Höhe

$$h_1 = h \sqrt{\frac{1}{c}}$$

Der für die Kosten maßgebende Balkenquerschnitt bh vom fehlerfreien Holz vergrößert sich auf $bh_1 = bh \sqrt{\frac{1}{c}}$.

Der Holzaufwand steht also im Verhältnis $v = \sqrt{\frac{1}{c}}$ zu 1.

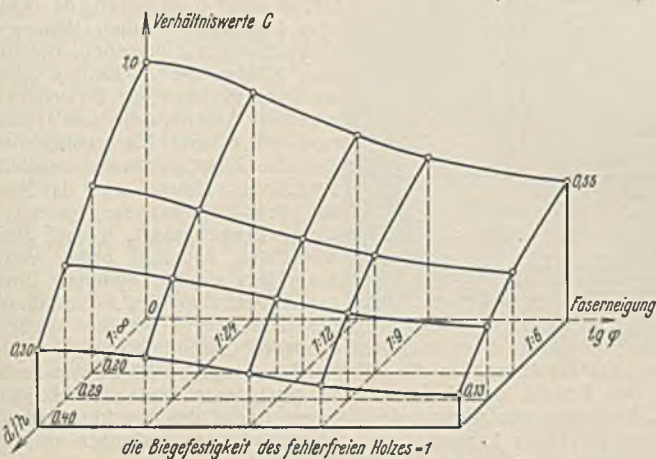


Abb. 8. Der Verhältniszwert $c = \frac{W'}{W}$ abhängig von Schrägfaser und Astgröße.

Setzt man die Biegefestigkeit des fehlerfreien Holzes gleich 1, so sinkt die Biegefestigkeit durch die Schrägfaser und die Astgröße auf c herab. Die Linien geben die ausgeglichenen Versuchswerte wieder.

Unter Benutzung der ausgeglichenen Versuchswerte c , wie sie in Abb. 8 als Abhängige von $\text{tg } \varphi$ und $\frac{d}{h}$ aufgetragen sind, wurde nun dieses Vielfache v an Holzbedarf wieder abhängig von der Schrägfaser $\text{tg } \varphi$ und der Astgröße $\frac{d}{h}$ in Abb. 9 gezeichnet. Man kann so leicht die Forderungen festlegen, die nötig sind, um den Mehrbedarf an Holz auf ein gewisses Maß einzuschränken.

Die 1,25fache Holzmenge muß z. B. aufgewendet werden, wenn entweder die Schrägfaser die Neigung $\text{tg } \alpha = 1:10$ hat oder wenn der Ast die Größe $\frac{d}{h} = 0,25$ hat oder, bei gleichzeitigem Vorkommen beider Fehler, wenn die Größen $\text{tg } \alpha$ und $\frac{d}{h}$ erreicht werden, die die Linie A A in Abb. 10 festlegt.

Die 1,5fache Holzmenge ist nötig, entweder bei einer Schrägfaser $\text{tg } \alpha > 1:6$ oder bei einem Ast $\frac{d}{h} = 0,35$, oder wenn beide Fehler die Größen erreichen, die durch die Linie B B festgelegt werden.

Vorschriften für geschweißte, vollwandige, stählerne Straßenbrücken (DIN 4101). Beilage zum Zentralblatt der Bauverwaltung 1937, Heft 30. Verlag von Wilh. Ernst & Sohn. 7 S. mit 27 Bildern. Einzelpreis 0,60 RM, Partiepreise billiger.

Nach den Vorschriften für geschweißte Stahlhochbauten vom 25. 8. 1934¹⁾ (DIN 4100) sind nunmehr auch die Vorschriften für geschweißte,

In Abb. 9 sind so auf leichtverständliche Weise die Grenzen für Ast und Schrägfaser gefunden worden, bei denen der Holzbedarf v auf das 1,25-, 1,50-, 1,75-, 2,00fache gegenüber dem fehlerfreien Holze steigt. Abb. 10 gibt diese Grenzlinien A—A bis D—D nochmals, und zwar übersichtlicher wieder.

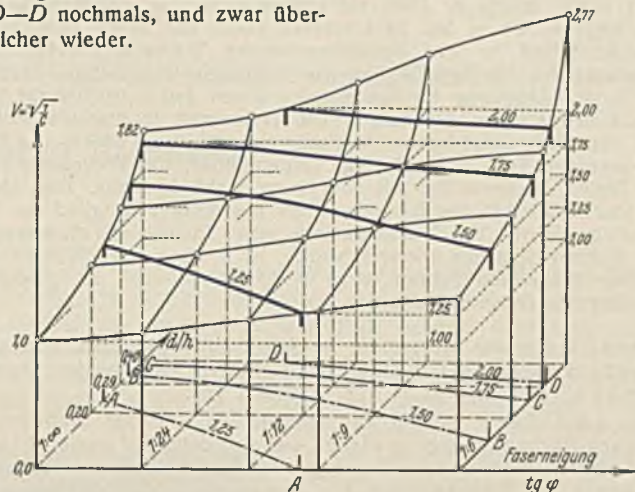


Abb. 9. Der Holzverbrauch v beim Balken abhängig von der Schrägfaser und der Astgröße; der Holzverbrauch des fehlerfreien Balkens = 1 gesetzt.

Konstruktion der Grenzen für die beiden Fehler, bei denen der Holzverbrauch auf das 1,25fache, 1,50fache, 1,75fache und 2,00fache steigt.

Das Ergebnis unserer zahlreichen Versuche findet so seinen Niederschlag in Abb. 10. Sie kann bei der Beratung der Forderungen, die an Bauholz 1. oder 2. Klasse vom Verbraucher gestellt werden müssen, nützlich sein. Die Arbeit soll den vernünftigen Ausgleich zwischen dem, was gefordert werden muß und erfüllt werden kann, erleichtern und das Urteil nicht auf dem Gefühl, sondern auf den Zahlen aufbauen helfen, die durch Versuche und nicht durch Theorien gefunden wurden. Bei Durchführung und Auswertung der Versuche hat mein Mitarbeiter in der Versuchsanstalt, Herr Dipl.-Ing. Deutsch, verständnisvoll mitgewirkt.

In den Zeiten des Vierjahresplanes ist Holz für den Tief- und weitverzweigten Hochbau ein wichtiger Baustoff, der aber sparsam verbraucht werden muß. Die Arbeit soll daher auch anregen, die heute zugelassenen Beanspruchungen des Bauholzes im Sinne einer besseren Auswertung seiner guten Eigenschaften nachzuprüfen. Je besser man sich bei einem Baustoffe auskennt, desto kleiner darf die Sicherheit bei der Berechnung sein.

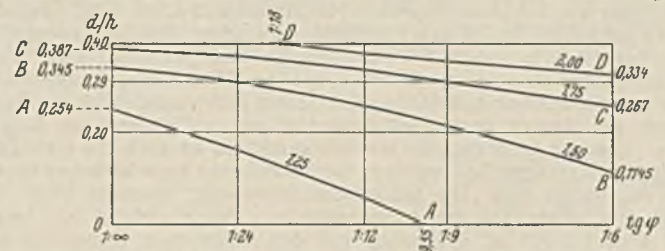


Abb. 10. Die Grenzlinien für die beim Balken zulässigen Fehler, Schrägfaser und Ast, wenn der Holzverbrauch gegenüber dem fehlerfreien Balken auf das 1,25fache, 1,50fache, 1,75fache und 2,00fache steigen darf.

Die Zeit scheint reif zu sein, auf Grund dieser und anderer Überlegungen nunmehr das Bauholz in seine drei Güteklassen einzuteilen. Vielleicht verlangt man

vom hochwertigen Bauholz (1. Klasse), daß seine Tragkraft durch alle an den kritischen Stellen vorhandenen Fehler nicht unter zwei Drittel der Festigkeit des fehlerfreien Holzes sinkt,

vom gewöhnlichen Bauholz (2. Klasse), daß die Fehler die Tragkraft höchstens auf die Hälfte des fehlerfreien Holzes herabmindern,

vom nicht ausgelesenen Holz (3. Klasse), daß die Summe der Fehler die Tragkraft auf höchstens ein Drittel der idealen Festigkeit herabsinken läßt.

Die vorliegende Arbeit will Unterlagen geben, um hiernach Astgröße und Schrägfaserverlauf an den kritischen Stellen der einzelnen Bauhölzer zahlenmäßig begrenzen zu können.

Vermischtes.

vollwandige, stählerne Straßenbrücken vom 7. 7. 1937 — W II. T 3. 202.²⁾ (DIN 4101) als Beilage zum Zentralblatt der Bauverwaltung in einer billigen handlichen und übersichtlichen Ausgabe erschienen. Da die sorgfältige Beachtung dieser Vorschriften für jeden Stahlbrückenbauer dringend notwendig erscheint, so ist die Anschaffung der genannten Beilage allen aufs wärmste zu empfehlen. Ls.

¹⁾ Vgl. Stahlbau 1934, Heft 15, S. 116; Ztrbl. d. Bauv. 1933, S. 516 ff.

²⁾ Vgl. Ztrbl. d. Bauv. 1936, S. 611.

Prof. Dr.-Ing. ehr. Mörsch in den Ruhestand getreten. Der ord. Professor an der Technischen Hochschule Stuttgart Dr.-Ing. ehr. E. Mörsch ist von seinen dienstlichen Verpflichtungen entbunden worden, da er die Altersgrenze erreicht hat. Nachdem er sich zunächst im Staatsaudienst betätigt hatte, wurde er 1904 als Professor an das Polytechnikum in Zürich berufen, wo er bis 1908 lehrte. Dann trat er als Direktor und Vorstandsmitglied der Bauunternehmung Wayss & Freytag über. 1916 folgte er einer Berufung an die Technische Hochschule Stuttgart, wo er in der Abteilung für Bauingenieurwesen den Lehrstuhl für Statik der Baukonstruktionen übernahm. Die Technische Hochschule Stuttgart verlieh dem rühmlichst bekannten Fachmann auf dem Gebiete des Eisenbetonbaues den Titel eines Dr.-Ing. ehrenhalber; die Technische Hochschule Zürich zeichnete ihn mit dem Dr. sc. techn. h. c. aus. Prof. Mörsch gehört der Akademie des Bauwesens als auswärtiges Mitglied an. Sein zweibändiges Werk „Der Eisenbetonbau, seine Theorie und Anwendung“, das in mehrere Sprachen übersetzt wurde, ist in der ganzen Welt bekannt. Seit einer Reihe von Jahren wirkt Prof. Mörsch auch als geschätzter Mitarbeiter des Beton-Kalenders.

Landeskulturelle Aufgaben in Schlesien. Hierüber sprach auf der Reichs-Wasserwirtschafts-Tagung zu Breslau Ministerialrat Professor Wechmann. Er führte dabei u. a. folgendes aus:

Die Landeskultur umfaßt alle Maßnahmen, die der Erhöhung der landwirtschaftlichen Erzeugung dienen und sich dabei auf wasserwirtschaftliche Arbeiten stützen, also die Regelung der Wasserläufe, der Hochwasserschutz, die Entwässerung, die Bewässerung, die Moorkultur und die landwirtschaftliche Wasserversorgung.

Die meteorologischen Verhältnisse des Sudetenlandes haben ausgedehnte und starke Sommerregen im Gebirge zur Folge. Um sich vor den dadurch hervorgerufenen Überschwemmungen zu schützen, haben die Bewohner schon vor mehreren hundert Jahren einzelne regellose Eindeichungen als Schutzmaßnahmen hergestellt. Erst in den Jahren von 1850 bis 1860 sind zusammenhängende Deichzüge entstanden. Die verheerenden Hochwasser in den Jahren 1897 in den linken Nebenflüssen der Oder und 1903 in der Oder selbst haben dazu geführt, planmäßigen Hochwasserschutz zu treiben. Als erste Maßnahme wurde das „Gesetz betreffend Schutzmaßregeln im Quellgebiet der linksseitigen Zuflüsse der Oder“ vom 16. September 1899 erlassen, das vor allem Bestimmungen über die Erhaltung des Waldbestandes, Verbot der Beackerung von Grundstücken auf Berghängen und Hochlagen und Verbot der Entwässerung von Moorflächen enthielt, also eine sinnvolle Verbindung von Hochwasserschutz und Naturschutz darstellt, ein Gedanke, der erst in neuester Zeit wieder erhöhte Beachtung gefunden hat. Im übrigen sind in Schlesien auf Grund des Hochwasserschutzgesetzes von 1900 und des Odergesetzes von 1905 großzügige Anlagen durch Regelung der Wasserläufe und Bau von Talsperren und anderen Rückhaltebecken geschaffen worden, die darauf abzielen, die schädlichen Spitzen der Hochwasser zu mildern und im übrigen das Hochwasser gefahrlos abzuführen.

Ebenso wie bei dem Hochwasserschutz hat sich schon früh, besonders bei den schweren Böden des Flachlandes zwischen den Sudeten und der Oder, das Bedürfnis nach Entwässerung geltend gemacht. 1883 wurde der Schlesische Verein zur Förderung der Kulturtechnik, die jetzige Kulturtechnische Gesellschaft, gegründet, der sich vornehmlich die Durchführung der damals noch verhältnismäßig neuen Drainage zur Aufgabe stellte. Von der Schlesischen Generalkommission ist auch die erste Drainage-Anweisung herausgegeben worden, die noch heute auch in ihrer neuesten Form von vielen kurz „Die Schlesische Anweisung“ genannt wird. Die Fläche, die allein auf genossenschaftlichem Wege gedränt ist, beträgt heute etwa 133 000 ha, abgesehen von den zahlreichen, namentlich vom Großgrundbesitz auf eigenem Grund und Boden ausgeführten Drainagen. Außerdem sind im Laufe der Jahre noch 467 Entwässerungsgenossenschaften mit einer Gesamtfläche von 85 000 ha entstanden, die ein Grabenetz von etwa 1500 km Länge ausgebaut haben.

Von Moorkulturarbeiten, die ja stets ebenfalls mit der Entwässerung beginnen, sind besonders die Arbeiten im Sprottebruch zu erwähnen, einem Niedermoor von 6000 ha Größe, das mit Hilfe des Reichsarbeitsdienstes aus einem wüsten, für die Volksernährung nutzlosen Gebiete in fruchtbares Gelände umgewandelt wird.

Das Bedürfnis nach Bewässerung hat sich erst erheblich später herausgestellt, als die Landwirtschaft intensiver zu arbeiten begann. Die Zahl der Bewässerungsgenossenschaften ist daher geringer als die der Entwässerungsgenossenschaften.

In jüngster Zeit hat die Verwertung städtischen und gewerblichen Abwassers für landwirtschaftliche Zwecke eine besondere Bedeutung erlangt. Eine Reihe von Städten, im besonderen Görlitz und Breslau, planen Anlagen hierfür. In Breslau sollen jährlich mehr als 4 Mill. m³ der Landwirtschaft zugeführt und von Abwasserwertungsgenossenschaften aufgenommen und verwertet werden. Die Verwendung gewerblicher Abwasser ist wegen ihrer Zusammensetzung und der Möglichkeit ihrer Reinigung erheblich schwieriger. Mit gutem Erfolg werden in Konstadt in Oberschlesien die stickstoff- und kalihaltigen Abwässer einer Hefefabrik verregnet und dadurch eine Fläche von 100 ha Acker und Grünland zu erhöhter Ertragsfähigkeit gebracht¹⁾.

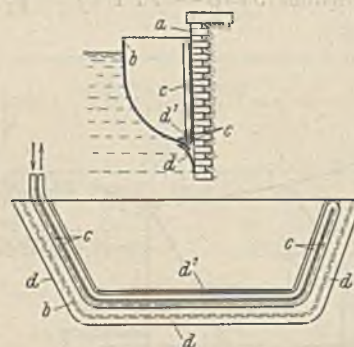
Ländliche Wasserversorgungsanlagen dienen nicht nur, wie auch andere Wasserleitungen, zur Förderung der Gesundheit und zur Hebung der allgemeinen Lebenshaltung, sondern sie erleichtern auch den Wirtschafts-

betrieb und vermehren dadurch die landwirtschaftliche Erzeugung. In etwa 90 Gemeinden in Schlesien bestehen Wasserversorgungsanlagen, und außerdem sind noch sieben Gruppenwasserversorgungen vorhanden, von denen jede das Gebiet einer Reihe von Gemeinden umfaßt.

Seit vier Jahren sind auf allen Gebieten die Landeskulturarbeiten in besonders verstärktem Maße gefördert worden. Die seitdem gedränte Fläche ist auf 20 000 ha zu schätzen. Aber auch zukünftig sind noch wichtige und umfangreiche Landeskulturarbeiten zu leisten. Im besonderen bietet die landwirtschaftliche Verwertung von Abwässern, die Verwendung von Müll zur Bodenverbesserung, die Vermehrung der Bewässerungsanlagen u. a. noch ein reiches Betätigungsfeld für den Kulturtechniker. Vor allem aber wird es künftig mehr als bisher darauf ankommen, daß wasserwirtschaftlich zusammenhängende Gebiete nach einheitlichen Gesichtspunkten bearbeitet werden. Die durch den Landwirtschaftsminister ins Leben gerufenen Wasserwirtschaftsstellen, von denen sich auch eine in Breslau befindet, sind dazu berufen, diese Arbeit zu leisten, durch die eine zweckmäßige und allen Belangen Rechnung tragende Ausnutzung des uns von der Natur gebotenen Wasserschatzes zum Wohle der deutschen Volksgemeinschaft gewährleistet wird.

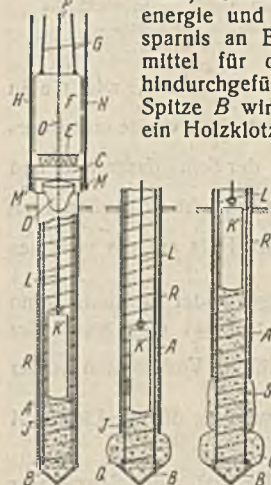
Patentschau.

Einrichtung zur Ausführung von Arbeiten unter dem Wasserspiegel. (Kl. 84a, Nr. 608 616 vom 15. 7. 33 von Josef von Vass in Budapest.) Um die Herstellung und das ständige Verlegen der unter den Wassergrund reichenden kostspieligen Spundwände zu vermeiden, wird um die Arbeitsstelle *a* herum ein oben und an einer Seite offener Tauchbehälter *b* mit wasserfesten Wänden nur bis zur erforderlichen Arbeitstiefe verlegt und verankert.



Der Behälter *b* ist entlang der Außen- oder Innenfläche seiner Ränder mit Kühlschlangen *c* versehen, die durch eine Kühlanlage in Betrieb gesetzt werden, wodurch im Zwischenraum zwischen Arbeitsfläche und Behälterrand künstliches Eis gebildet wird, das die Zwischenräume wasserdicht abschließt. Hierauf wird das Wasser aus dem Behälter ausgepumpt und dieser trockengelegt, worauf die gewünschten Arbeiten ohne weiteres ausgeführt werden können. Entlang der Außenfläche des Anschlußrandes des Behälters *b* werden leicht bewegliche, biegsame Lappen *d* aus Gewebe, Gummi befestigt, die bei beginnender Eisbildung an die Arbeitsfläche angegedrückt werden und dadurch den Eintritt des Außenwassers erschweren und die Abdichtung durch Eisbildung erleichtern. An der Innenfläche des Anschlußrandes des Behälters befestigte Lappen *d*₁ aus kleinschaligem Drahtnetz vermeiden oder hemmen den Auftrieb der Eiskümpchen.

Vorrichtung zur Herstellung von Ortpfählen. (Kl. 84c, Nr. 612 475 vom 10. 5. 1933 von Marcel Gallai-Hatchard in Cheam, Surrey, England.) Um eine Verringerung der aufzunehmenden Schlagenergie und damit eine leichtere Rammrichtung und Ersparnis an Betriebskosten zu erzielen, wird das Antriebsmittel für die Stampfvorrichtung durch den Rammhaken hindurchgeführt. Das Vortreibrohr *A* mit seiner verlorenen Spitze *B* wird durch den Rammhaken *F* vorgetrieben, dem ein Holzklotz *E* vorgesetzt ist. Der Rammhaken *F* schlägt auf die Schlaghaube *C*, wodurch der Vortrieb des Rohres *A* bewirkt wird. Am Rammhaken befinden sich die Selle *G*, die z. B. zu einer Winde führen. Um den Vortreibpfahl *A* entsprechend dem Fortschreiten der Rammarbeiten heben zu können, sind an Ösen *M* od. dgl. Hubselle *H* vorgesehen. Durch den Rammhaken *F*, den Klotz *E* und die Schlaghaube *C* ist eine Öffnung *O* geführt, durch die das Seil *P* hindurchführt, an dessen Ende der Stampfstößel *K* befestigt ist. Die Breitenabmessungen des Stößels *K* sind so gewählt, daß er bequem durch die Bewehrung *R* hindurchgeführt wird. Zum Einfüllen des Betons *J* ist unter der Schlaghaube *C* eine Tülle *D* angeordnet. Der Stößel *K* kann unabhängig vom Rammhaken angetrieben und für sämtliche Pfahllängen ohne weiteres verwendet werden. *Q*, *S* und *T* sind Ausbuchtungen und Knollen, die sich bei der Fertigstellung des Pfahles ohne weiteres bilden.



INHALT: Stahlwasserbauten beim Rügendamm. — Der Ausbau der Endstrecke des Oder-Spree-Kanals bei Fürstenberg a. d. O. (Schluß). — Der Verlust an Tragkraft hölzerner Balken bei gleichzeitigem Vorhandensein mehrerer Holzfehler. — Vermischtes: Vorschriften für geschweißte, vollwandige, stählerne Straßenbrücken (DIN 4101). — Prof. Dr.-Ing. ehr. Mörsch in den Ruhestand getreten. — Landeskulturelle Aufgaben in Schlesien. — Patentschau.

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

¹⁾ Ausführlich hierüber wird demnächst die „Bautechnik“ berichten.