

DIE BAUTECHNIK

7. Jahrgang

BERLIN, 22. März 1929

Heft 13

Alle Rechte vorbehalten. Verlegung eines 130 m langen Stichrohres in den Rhein bei Duisburg.

Von Dipl.-Ing. Spetzler, stellv. Geschäftsführer des Ruhrverbandes Essen, und Ingenieur Gottlieb, Duisburg.

Der vom Ruhrverband in Essen in den Jahren 1922 bis 1924 zur Durchführung der Arbeiten zur Reinhaltung der Ruhr erbaute 12 km lange Abwassersammler für das Abwasser der Städte Mülheim, Oberhausen und Duisburg hat im letzten Sommer eine zweite Einleitung in den Rhein

Seit 1924 hat der Ruhrverband die Kläranlage als Genossenschaftsanlage übernommen und für das Abwasser des oben erwähnten Sammlers mitbenutzt und zu diesem Zwecke beträchtlich erweitert. Das vorhandene Stichrohr von 1 m Durchm. vermochte die anfallende Wassermenge bei mittleren und niedrigen Rheinwasserständen zu bewältigen. Erst bei höheren Wasserständen trat ein am Ufer eingebauter Regenüberlauf, und zwar insgesamt etwa sechs Wochen im Jahre in Tätigkeit. Um aber auch diese unmittelbare Einleitung am Ufer zukünftig zu vermeiden, hatte sich der Ruhrverband für die Verlegung eines weiteren Auslaufrohres entschlossen.

Die Vorarbeiten für Aufstellung des Entwurfs wurden schon im Jahre 1925 aufgenommen. Bei der Entwurfsbearbeitung wurde besonders auf größte Sparsamkeit und Zweckmäßigkeit Rücksicht genommen, was vor allem durch Beschränkung der Rohrlänge auf ein Mindestmaß erreicht werden konnte, weil die Verlegungskosten im Verhältnis zur Rohrlänge von ausschlaggebender Bedeutung sind. Bei Bestimmung der Rohrlänge wurde grundsätzlich daran festgehalten, daß das Rohr seinen Zweck vollkommen erfüllen muß, daß aber auch nicht zuletzt die wirtschaftlichen Gesichtspunkte außer acht gelassen werden dürfen. Die Mindestlänge der Rohrleitung war dadurch gegeben, daß bei keinem Wasserstande der Ruhr oder des Rheins der Abfluß aus der Kläranlage in die Ruhrmündung oder die oberhalb gelegenen Ruhrorter Häfen gelangen durfte. Um diese wirtschaftlichste Rohrlänge zu ermitteln, wurden bei den verschiedensten Rhein- und Ruhrwasserständen Schwimmer- und Färbversuche vorgenommen. Das Ergebnis dieser sehr eingehenden Untersuchungen war, daß auch unter den ungünstigsten Verhältnissen eine Einleitung in 100 m oder größerer Entfernung vom Ufer nicht mehr in die Ruhr oder Häfen gelangte. Im Genehmigungsverfahren wurde alsdann für das zweite Rohr eine Länge von 128 m festgelegt.

Für Bestimmung des Rohrdurchmessers war die zulässige Druckhöhe sowie die von dem Abwassersammler herangeführte Gesamtwassermenge ausschlaggebend. Die Wassermenge beträgt nach vollem Ausbau des gesamten ausgebauten Entwässerungsgebietes mit einer Fläche von 4500 ha $5 \text{ m}^3/\text{sek}$. In dieser Wassermenge ist ein Teil des gesamten anfallenden Regenwassers von Duisburg-Altstadt mit einbegriffen. Zur Verminderung des Druckhöhenverlustes wurde eine möglichst geradlinige Rohrführung angestrebt. Das Mundstück der Rohrleitung wurde als stumpfwinkliger Krümmer ausgebildet und erhielt eine Drehung stromab, weil die sonst allgemein angewandten trompetenartig ausgebildeten und abgeflachten Mundstücke im Betriebe keine besonderen Vorteile bieten. Der Rohrquerschnitt erhielt einen Durchmesser von 1,50 m.

Im übrigen mußte bei der Planung auf das schon eingebaute Rohr Rücksicht genommen werden. Wie aus Abb. 2 zu ersehen ist, wurde ein Mindestabstand der beiden Rohrachsen von 3 m eingehalten, um Schwierigkeiten bei der Verlegung des neuen Rohres und insbesondere Beschädigungen des vorhandenen Rohres zu vermeiden.

Die Überschüttungshöhe war 1,50 m. Die eigentliche Verlegungsrinne mußte mit Rücksicht auf eine Vertiefung 3,20 m tief gebaggert werden. Ihre Sohlenbreite war 2,50 m, die Böschung unterstromseitig 1 : 3, oberstromseitig 1 : 4.

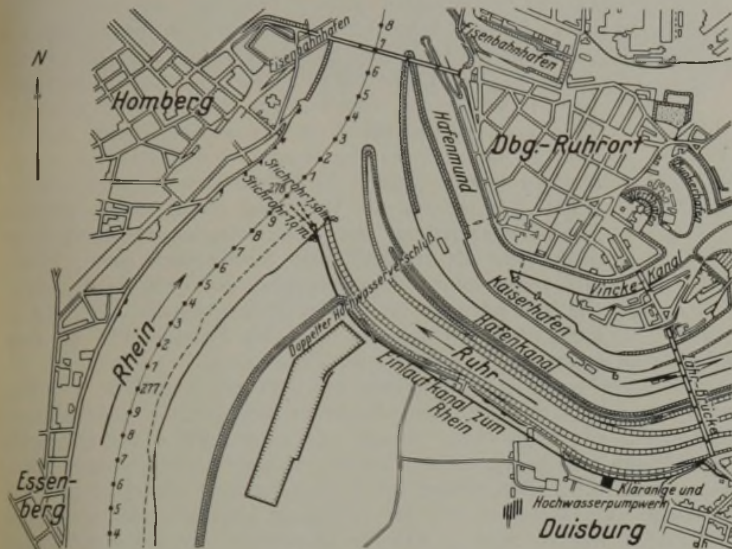


Abb. 1. Lageplan.

erhalten, durch die nach vorheriger mechanischer Reinigung durch Siebe und Ölfänger in Duisburg das Abwasser in den Stromstrich des Rheins geleitet wird. Die Einleitungsstelle liegt im Stromkilometer 278 unmittelbar oberhalb der Ruhrmündung (Abb. 1).

Die Ruhr bleibt heute zum Schutze der in diesen Städten liegenden Trinkwasserwerke von jeglicher Verschmutzung verschont. Durch diese Maßnahmen des Ruhrverbandes wurde nicht allein hygienisch einwandfreies Trinkwasser geschaffen, es wurde auch der Zustand der Duisburg-Ruhrorter Häfen dadurch bedeutend verbessert, weil heute Abwasserschlamm der Ruhr nur noch mit ganz wenigen Ausnahmen in die Häfen kommen kann.

Zum Schutze des Rheins und der Duisburg-Ruhrorter Hafeneinmündungen gegen Verschmutzungen sowie zur Erzielung einer möglichst guten Verteilung des Abwassers wurde das von der Stadt Duisburg im Jahre 1897 verlegte und vom Ruhrverband übernommene Stichrohr von 1 m Durchm. benutzt. Der Abfluß aus der städtischen Kläranlage gelangte durch dieses Rohr in den Stromstrich und wurde somit in kürzester Frist unschädlich gemacht. Schon im Jahre 1897 war von der Stadt Duisburg als Ausmündung ihrer Kläranlage das heute noch benutzte erste Mündungsrohr an dieser Stelle in den Rhein verlegt.



Abb. 2. Lage- und Höhenplan des Stichrohres.

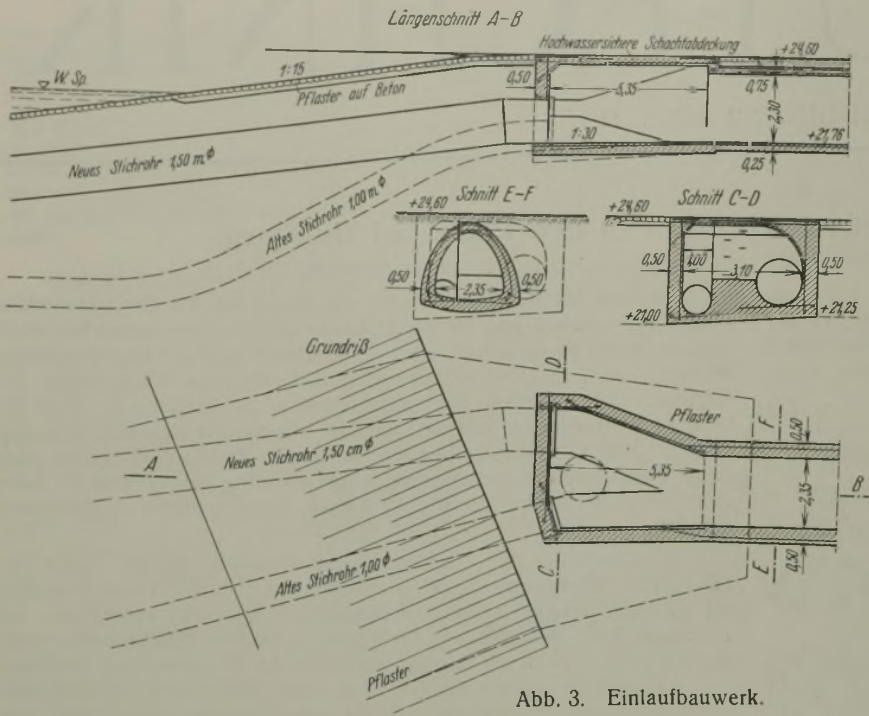


Abb. 3. Einlaufbauwerk.

Das Einlaufbauwerk Abb. 3 ist so ausgebildet worden, daß beide Rohre gleichzeitig dauernd betrieben werden können. Eine besondere Überfallschwelle erübrigt sich deshalb. Es wurden lediglich Dammbalkenschlitze vorgesehen, damit ein Spülen der Leitungen bei höheren Mittelwasserständen stattfinden kann. Ein Regenauslaß erübrigt sich, weil die beiden Rohre nunmehr bei allen Wasserständen zur Abführung des Zuflusses ausreichen. Zur Verminderung des Druckhöhenverlustes beim Pumpbetrieb ist in der Bauwerkdecke eine Öffnung vorgesehen, die gewöhnlich wasserdicht verschlossen ist und nur bei Hochwasser geöffnet werden soll.

Im Mai 1928 konnte mit den Verlegungsarbeiten begonnen werden. Die Rohre lieferte das Werk Huckingen. Der Antransport geschah auf dem Wasserwege unmittelbar bis zum Montageplatz neben der Verwendungsstelle. Die mit Wassergas überlappt geschweißten Rohre wurden in Baulängen von 12 m aus bestem basischen Siemens-Martin-Flußbeisen von 34 bis 40 kg/mm² Festigkeit und 25% Dehnung hergestellt. Als Wandstärke wurden 12 mm gewählt, damit unzulässige Verformungen eines 30 m frei liegenden Rohrstranges bei voller Belastung nicht eintreten konnten. Die im Lieferwerk vorgenommenen Belastungsversuche zeigten dann auch ein äußerst günstiges Ergebnis. Die einzelnen Rohrschüsse wurden untereinander mit Festflanschen verbunden. Hierdurch war eine bessere Stabilität gegen Verdrehungen während der Verlegung gewährleistet. Diese Verbindungen wiesen die 1,5fache Festigkeit des normalen Rohrquerschnitts auf, so daß man gegen Beschädigungen der Verbindungen bei unerwarteten Beanspruchungen während des Absenkungsvorganges geschützt war. Gegen die Rostgefahr wurden die Rohre von innen und außen heiß asphaltiert. Ein besonderer Schutz der inneren Rohrwandung gegen einen Verschleiß durch Sand war nicht notwendig,

weil der Sand vorher in der 2 km ruhraufwärts liegenden Kläranlage abgefangen wird.

Mit der Ausführung der Verlegungsarbeiten wurde die auf dem Gebiet erfahrene Firma Gerh. Hülskens & Co., Wesel, beauftragt, die einen Gerätepark, bestehend aus Baggern, Schiffshebeböcken, Dampfern, Nachen und sonstigem Versenkungsgeschirr im Gesamtwerte von etwa 2 Mill. R.-M. bereitstellte. Das früher fast ausschließlich angewandte Absenkungsverfahren mittels Spindeln von einem eingerammten feststehenden Gerüst aus konnte nicht angewandt werden. Einmal, weil sonst der an der Absenkungsstelle vorhandene lebhafte Schiffsverkehr — es passieren die Baustelle täglich im Durchschnitt 300 Schleppzüge und Dampfer — für längere Zeit, wenn auch nicht vollständig lahmgelegt, so doch sehr wesentlich beeinträchtigt worden wäre. Zu gewissen Zeiten besonders starken Verkehrs wäre das rd. 140 m in den Fluß gebaute Gerüst ein sehr gefährliches Hindernis namentlich für zu Tal gehende Schleppzüge gewesen. Die Einfahrt für diese in die kanalsierte Ruhrmündung wäre fast zur Unmöglichkeit geworden. Zum anderen bestand noch die große Gefahr, daß ein plötzlich auftretendes Hochwasser des Rheins bei der benötigten langen Bauzeit die begonnenen Arbeiten zerstören konnte. Durch das bei Verlegung dieses Rohres gewählte Absenkungsverfahren mit schwimmenden Hebeböcken, die nicht mehr als sechs Stunden in Anspruch nahm, wurden alle vorgenannten Schwierigkeiten aus dem Wege geräumt. Die Behinderung für die Schifffahrt bestand nur für diese kurze Zeit, so daß sie nicht ins Gewicht fiel, da diese

Arbeiten an einem Sonntag vorgenommen wurden.

Nachdem etwa 100 m oberhalb der Rohrverlegungsachse eine Vorrinne von genügender Breite zur Aufnahme des vom Rhein mitgeführten Geschiebes und somit zum Schutze der eigentlichen Verlegungsrinne gegen Verkiebung gebaggert war, wurde bei einem sehr günstigen Rheinwasserstand die Ausbaggerung der Verlegungsrinne selbst durchgeführt. Inzwischen war auf einem für die Verlegung günstigen Montageplatz im linkseitigen Ruhrvorlande (s. Abb. 4) unmittelbar an der Ruhrmündung der Rohrstrang fertig montiert und an beiden Rohrenden mit Blindflanschen wasserdicht verschlossen. Nur der landseitige Krümmer ist später nach Verlegung des Rohrstranges im Trockenen angeschraubt worden. Nachdem so alle Vorbereitungen getroffen waren, konnte an einem Sonntag die eigentliche Versenkung des Rohrstranges vorgenommen werden. Von der Rheinstrombauverwaltung waren für diesen Tag besondere schiffahrtspolizeiliche Sicherheitsmaßnahmen vorgesehen. Oberhalb und unterhalb sowie unmittelbar an der Versenkungsstelle wurden Wachen aufgestellt, die den Verkehr überwachten und während des Absenkungsvorganges selbst völlig unterbanden. Der an Land montierte Rohrstrang mit einem Gesamtgewicht von etwa 85 t wurde von 3 Schiffshebeböcken von je 125 t, 100 t und 80 t Tragkraft mit je 2 kuppelbaren Dampfwinden mit kleinster Übersetzung unterstromseitig an 11 Aufhängestrops gefaßt (s. Abb. 5). — Die Aufhängestrops bestanden aus 40 mm starken elastischen Drahtseilen, die um den Rohrmantel an den Flanschverbindungen befestigt wurden. Da der Rhein bei stürmischem Wetter einen erheblichen Wellenschlag verursacht, so mußte zum Schutze der Leitung ein Ausgleich der etwa auftretenden ungleichmäßigen Beanspruchungen stattfinden. Dies geschah dadurch, daß die Aufhängeseile in den Schlaufen der Rollen beweglich angeordnet wurden.

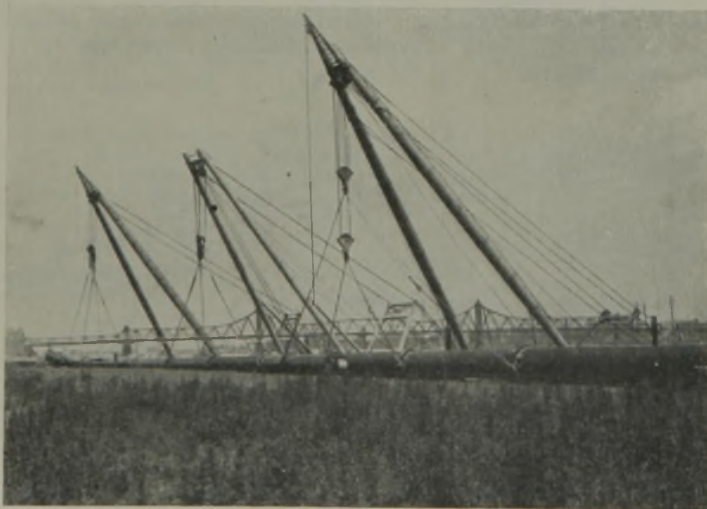


Abb. 4. Rohrstrang in den Hebeböcken, fertig zum Anheben.

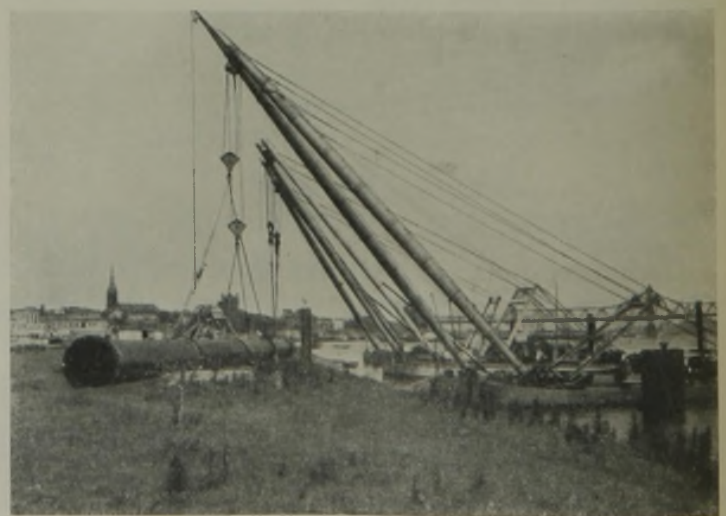


Abb. 5. Fertig montierter Rohrstrang.



Abb. 6. Aufgehängter Rohrstrang, fertig zum Zuwasserlassen.



Abb. 7. Rohrstrang in der Verlegungsachse, fertig zum Absenken.

Nachdem das Rohr auf dem Montageplatz um 90° gedreht worden war (Abb. 6), wurde der Rohrstrang zu Wasser gelassen. Ein Havarieren der Fahrzeuge beim Zuwasserlassen war ausgeschlossen, da die Ruhrmündung infolge Rückstaus vom Rhein keine Strömung aufwies. Erst beim Einschwimmen des Rohrstranges in den Stromstrich war größte Vorsicht geboten. Dieses Einschwimmen geschah durch langsames Verholen an den nach oberstrom ausgefahrenen Ankern. Drei im Rhein etwa 200 m oberstrom vor Anker nebeneinander liegende Eimerkettenbagger mit zur Stützung herabgelassener Eimerleiter waren dazu bestimmt, den Rohrstrang beim Einschwimmen in die Strömung weiterhin zu halten. Nachdem auf diese Weise das Rohr in die Rohrachse eingeschwenkt war (Abb. 7), konnte der eigentliche Absenkungsvorgang selbst beginnen. Die an beiden Enden angebrachten Blindflanschen wurden gelöst. Die Öffnung des aufsteigenden Astes diente als Luftablaß, die am Mundstück für die Wasserzuführung. Für das Füllen der Rohrleitung wurden zwei in Bereitschaft liegende Pumpenboote benutzt. Um eine gefährliche Beanspruchung der Rohrleitung zu vermeiden, mußte das Füllen und Absenken möglichst schnell geschehen, denn durch den völlig eingetauchten Rohrstrang gingen rd. 200 m² Durchflußfläche des Rheins, d. i. rd. 1/7 des Gesamtquerschnitts bei dem derzeitigen Wasserstand, während der Absenkungszeit verloren. Das gleichmäßige Absenken des Rohrstranges wurde dadurch bewirkt, daß auf den drei Hebeböcken Meßlatten aufgestellt waren, deren Zeiger unmittelbar durch eine Schnur vom Rohrstrang aus bewegt wurden. Die Zeiger konnten von den Winde-

führen übersichtlich beobachtet werden. Durch vereinbarte Zeichen war dem Kommandoführer und der Bauleitung jederzeit die Lage des Rohres bekannt. Es gelang so, ohne besondere Schwierigkeit das Rohr entwurfsgemäß zu verlegen. Nach Entfernen des Versenkungsgeschirrs und Lösen der Stropps konnten die in Bereitschaft stehenden Klappnachen mit Klappmaterial in kurzer Zeit über der Verlegungsrinne entleert werden. Eine Veränderung der Rohrlage durch die Rheinströmung war danach ausgeschlossen.

Nachdem das Rohr seine planmäßige Überschüttung von 1,50 m über Rohroberkante erhalten hatte, wurde eine Sicherung durch eine 6 m breite, 40 cm starke Basaltsteinschüttung vorgenommen. Auf eine Sicherung des Mündungstückes wurde besonderer Wert gelegt. Unter dem Schutze eines Taucherschachtes wurde die Rheinsohle an der Rohrmündung in einem Umkreis von etwa 80 m² Fläche mit Bruchsteinen in Beton abgeplastert. Damit schleifende Schiffsanker an den Rohrenden nicht hängenbleiben können, war das Rohrmündungstück glatt ohne irgend eine Verstärkung durch Winkel- oder Flacheisen ausgebildet. Für die eben geschilderte Versenkungsarbeit, beginnend mit Zuwasserbringen des Rohrstranges, endigend mit Verlegung des Rohres in die Baggerrinne, wurden, wie schon anfangs erwähnt, nicht mehr als sechs Stunden gebraucht. Gewiß eine beachtliche Leistung! Es kann nur empfohlen werden, daß man sich in ähnlichen Fällen nicht allein wegen der großen Kostenersparnisse, sondern auch wegen der Einfachheit und Kürze der Arbeit für das vorgenannte Versenkungsverfahren entscheidet.

Die bei der Reinigung des Isebeckkanals in Hamburg verwendeten neuartigen Schwimmwehre.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. Bernhard Sturfels, Hamburg.

Der Isebeck bildete früher einen in die kanalisierte Alster bei der Maria-Louisenstraße einmündenden Bachlauf. Er wurde 1883 in seinem unteren Lauf zu einem Schifffahrtkanal mit Landungsplätzen ausgebaut

(Abb. 1). Der Wasserlauf diente einem größeren Teil des nordwestlichen Grenzgebietes von Hamburg und Altona als Vorfluter. Mit der Zunahme der Bebauung im oberen Gebiete des Bachlaufes nahm seine Frischwasser-

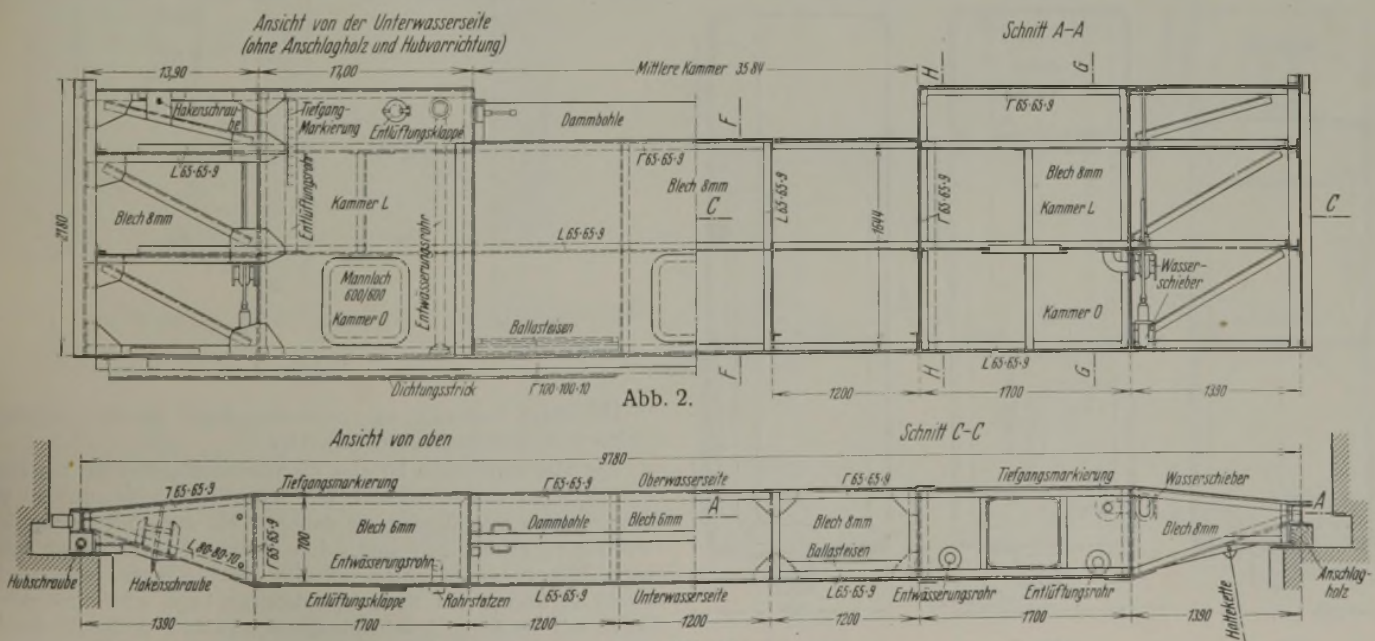


Abb. 3.

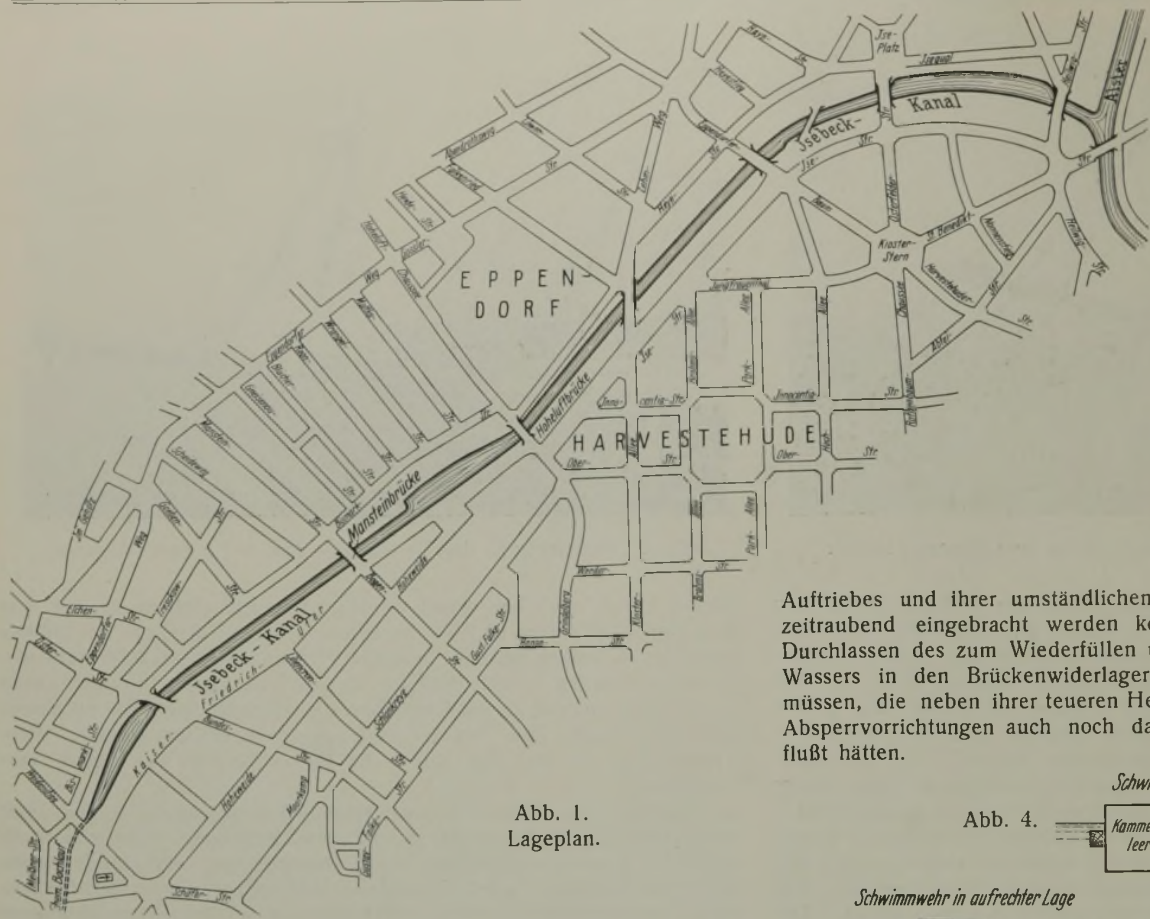


Abb. 1. Lageplan.

menge mehr und mehr ab, während die Verunreinigungen infolge der Bebauung sich inzwischen durch den Anschluß der Bebauung an die Kanalisation und an ein für sie erbautes großes Stammsiel verminderten.

Es verblieben aber die Verunreinigungen infolge des herbstlichen Blätterfalles von den angrenzenden Grün- und Böschungflächen, sowie von den bei starken Regengüssen Schmutzstoffe in gewisser Verdünnung dem kanalisiertem Bachlauf zuführenden Notauslässen; ferner wurde von der angrenzenden Bebauung aus dauernd der Kanal verunreinigt.

Da dem Isebeckkanal Frischwasser nicht zugeführt wird, die alljährlichen Reinigungen und Baggerungen im Kanal aber zur Beseitigung der Ablagerungen und Schwimmstoffe nicht ausreichten, wirkte sich besonders in der heißen Zeit der Kanal wie ein Faulbecken aus, in dem die faulenden Stoffe unter Gasentwicklung hochstiegen, was lebhaft Klagen von den Bewohnern der nachbarlichen Bebauung hervorrief.

Das Ingenieurwesen der Baubehörde (Oberbaudirektor Leo) beschloß daher, durchgreifende Mittel zu versuchen und zeitweise den am meisten

verschmutzten oberen Teil des Isebeckkanals abzusperren, das Wasser des abgesperrten Kanalteiles in die Siele der Kanalisation abzuleiten, durch Spülung von der Alster her und durch Reinigung im Trockenen die abgelagerten Schmutzstoffe zu beseitigen und schließlich nach Fertigstellung der Reinigungsarbeiten von der reichliche Wassermengen führenden Alster Frischwasser dem zeitweise abgesperrten Kanal wieder zuzuführen. Zu diesem Zweck wurde im Entwurf für den Neubau der Mansteinbrücke eine Abdämmung des Kanals bei dieser im Lageplan (Abb. 1) angedeuteten Brücke vorgesehen.

Für eine derartige vorübergehende Abdämmung werden im allgemeinen hölzerne Dammbalken verwendet, die jedoch wegen ihres

Auftriebes und ihrer umständlichen Handhabung nur sehr schwer und zeitraubend eingebracht werden können. Außerdem hätte man zum Durchlassen des zum Wiederfüllen und Spülen des Kanals erforderlichen Wassers in den Brückenwiderlagern Umläufe mit Schiebern anordnen müssen, die neben ihrer teuren Herstellung und Unterhaltung mit ihren Absperrvorrichtungen auch noch das Brückenbild sehr ungünstig beeinflusst hätten.

Schwimmwehr in flacher Lage

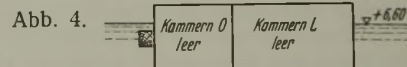


Abb. 4.

Schwimmwehr in aufrechter Lage

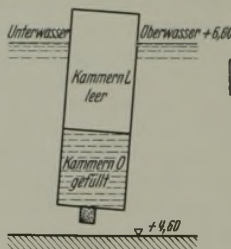


Abb. 6.

Eingefahrenes Schwimmwehr

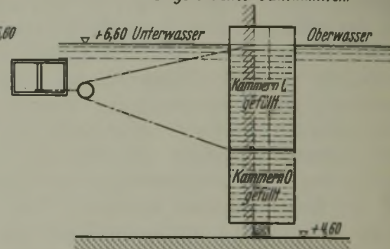


Abb. 8.

Einschwimmen der Schwimmwehre unter der Manstein-Brücke in aufrechter Lage in flacher Lage

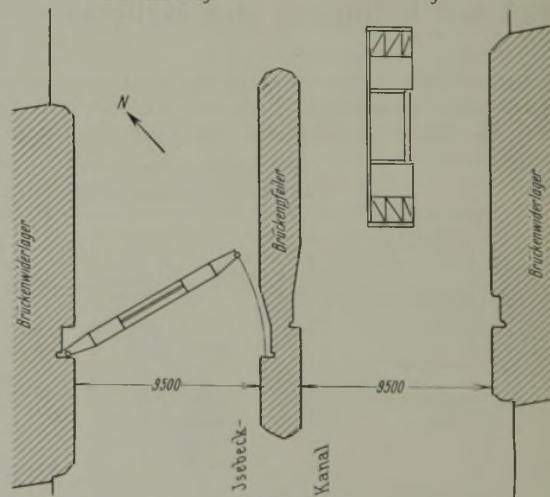


Abb. 7.

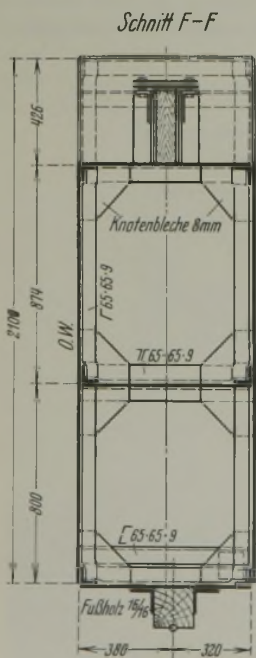


Abb. 2a.

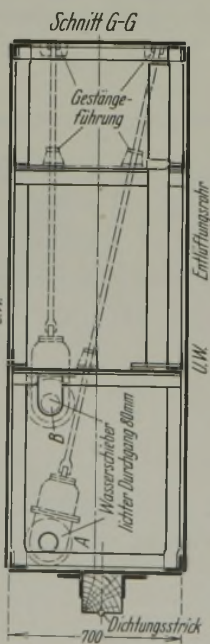


Abb. 5.

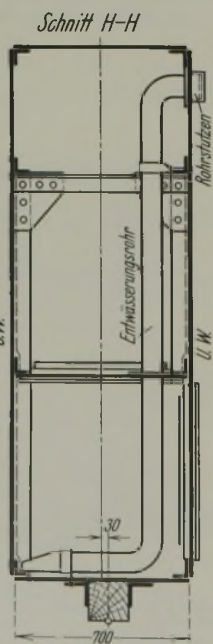


Abb. 11.

Um diese Nachteile zu vermeiden, habe ich die nachstehend beschriebenen Schwimmwehre entworfen.

Die Mansteinbrücke ist eine Eisenbetonbalkenbrücke mit zwei Durchfahrtöffnungen von je 9,5 m l. W. Jede Brückenöffnung wird mit einem Schwimmwehr geschlossen, so daß also für die Abdämmung des Kanals zwei Wehre erforderlich sind. Ein solches Schwimmwehr besteht aus einem flachen, ausgesteiften, allseitig geschlossenen, wasserdichten und sowohl in flacher als auch in aufrechter Lage schwimmbaren eisernen Kasten mit seitlichen Anschlagkragarmen (Abb. 2 u. 3). In der Mitte des Wehres ist eine mittels Dammböhlle verschließbare Aussparung vorgesehen

(Abb. 2 u. 2a). Die Länge eines Schwimmwehres beträgt 9,96 m, seine Höhe, in Wehrmitte bis Dammbohlenoberkante gemessen, 2,15 m, und seine Breite oder Tiefe 0,70 m. Das Wehr sitzt im eingebrachten Zustande mit seinem Fußholz auf einer in der Kanalsohle eingebauten Eisenbetonplatte und liegt mit seinen seitlichen Anschlaghölzern gegen Granitsteinanschlüge, die in Nischen der Brückenwiderlager und des Brückenpfeilers angeordnet sind. Sie sollen das Kanalwasser bei einer Wassertiefe von etwa 2 m abdämmen. Solange die Wehre nicht benutzt werden, liegen sie beim Lagerplatz Hegestraße-Isebeckkanal. Sie haben in flacher Lage einen Tiefgang von 0,50 m (Abb. 4), so daß sie auch in einem mit Untiefen versehenen Kanal leicht an die Verwendungsstelle, im vorliegenden Falle also an die Mansteinbrücke, geschleppt werden können.

Hubschraubenkopfes mit der eisernen Wehrkonstruktion fest verbunden ist. Das Anschlagholz liegt auf dem I-Eisen der Wehrkonstruktion verschiebbar auf und wird an diesem durch die Hubschraube und eine Führung aus Winkelleisenstücken festgehalten. Werden die Hubschrauben mittels Knarschlüssels aus den Muttern herausgedreht, so nehmen sie die Wehrkonstruktion mit und stützen sich alsdann auf die beiden senkrecht stehenden und in ihrer Lage verbliebenen Anschlaghölzer.

Ist die Kanalstrecke und sind damit gleichzeitig auch die Kammern *O* durch die offen gelassenen Schieber *A* wieder mit Wasser gefüllt, so schwimmen die Wehre wieder aufrecht und können alsdann aus den Nischen der Brückenwiderlager und des Brückenpfeilers herausgefahren werden.



Abb. 9. Eingefahrne Schwimmwehre unter der Mansteinbrücke bei gezogenen Dammbohlen.

Um die Wehre einzubringen, werden sie in flacher Lage unter die Brücke bis dicht an die Anschlüsse herangeschleppt. Jeder Wehrkasten ist in fünf Kammern eingeteilt, die gegenseitig wasserdicht abgeschlossen sind. Die seitlichen Kammern *O* und *L* eines jeden Wehres können mit Wasser gefüllt werden, während die mittlere Kammer ständig leer bleibt. Sobald die Wehre in flacher Lage unter der Brücke liegen, werden die Wasserschieber *A* (Abb. 5) mittels Schlüssels vom Boot aus geöffnet, worauf sich die Kammern *O* mit Wasser füllen. Diese Kammern verlieren hierdurch ihren Auftrieb und versinken im Wasser, so daß das Wehr sich in etwa drei Minuten in schwimmender Lage aufrichtet (Abb. 6). Die Kammern *O* sind nun so groß bemessen, daß bei ihrer vollständigen Füllung das Wehr aufrecht schwimmt. In der aufrecht schwimmenden Lage wird das Wehr mit dem einen Ende in die Nische des Brückenwiderlagers hineingeschoben und mit dem anderen Ende in die Nische des Brückenpfeilers hineingeschwenkt (Abb. 7). Durch Öffnen der Wasserschieber *B* (Abb. 5) wird Wasser in die Kammern *L* eingelassen, worauf das Wehr vollständig absinkt (Abb. 8). Wenn beide Wehre eingebracht sind, wird das Wasser des abgesperrten Kanalteiles durch das Siel beim Weidenstieg abgelassen.

Zum Wiederfüllen des abgesperrten Kanalteiles können entweder die Dammbohlen gezogen (Abb. 9) oder beide Wehre angehoben werden. Zum Anheben der Wehre befindet sich an jedem Wehrende eine Hubvorrichtung mit kräftiger Hubschraube (Abb. 10). Die Hubschraube greift in eine Stahlgußmutter ein, die auf dem Kopf des Anschlagholzes befestigt ist, während die ebenfalls aus Stahlguß bestehende Führung des

Sie werden in Längsrichtung der Kanalachse gelegt und mittels Handpumpe, die an den Rohrstützen (Abb. 11) der Entwässerungsrohre angeschlossen wird, leer gepumpt, worauf sie sich in die flache Lage zurücklegen.

Die Wehrkonstruktion ist so ausgeführt worden, wie sie im Ausschreibungsplan vorgesehen war. Obwohl Versuchsmodelle nicht gemacht worden waren, arbeiten die Schwimmwehre doch gut. Sie sind von der Firma Schmidt, Kranz & Co., Nordhäuser Maschinenfabrik A.-G., in zufriedenstellender Weise angefertigt worden.

Es ist beabsichtigt, bei Ersatz der etwa 460 m vom Wehr der Mansteinbrücke entfernten abgängigen hölzernen Hoheluftbrücke durch eine massive Brücke, auch hier eine Verwendung der Schwimmwehre vorzusehen, so daß alsdann eine noch größere Kanalstrecke auf diese Weise gründlich gereinigt werden kann.

Da ein solches Schwimmwehr auch in flacher Lage schwimmt, kann es außer zur Abdämmung auch als Arbeitsponton bei Arbeiten an Bauten im Wasser verwendet werden.

Vor kurzem ist der Isebeckkanal mit diesen Schwimmwehren bei der Mansteinbrücke abgesperrt und das Wasser des abgesperrten Kanalteiles beim oberen toten Ende des Kanals am Weidenstieg durch ein Siel in die Elbe abgelassen worden. Die umfangreichen Schlammassen in der Nähe des Weidenstieges wurden alsdann, soweit er durch das Wehr erzeugte Spülstrom nicht ausreicht, von der Feuerwehr mit gutem Erfolg dem Sielheber zugespült. Die weitere Reinigung soll mit Hilfe von Baggern und späterer Durchspülung vorgenommen werden.

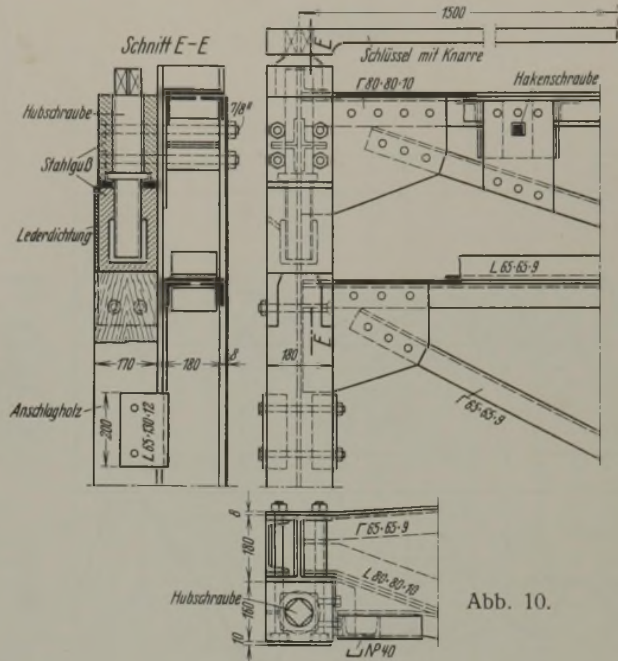


Abb. 10.

Versuche der Deutschen Reichsbahn mit Bauhölzern verschiedener Herkunft.

Alle Rechte vorbehalten.

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

(Schluß aus Heft 7.)

Wegen des Einflusses der Jahresringe, der Lage im Stamm und der Herkunft und Art der Hölzer gilt das allgemein unter den Zugversuchen Gesagte (vergl. auch Abb. 18).

In Abb. 19 ist ein zeichnerisches Gesamtbild sämtlicher Festigkeitswerte gegeben, das auch über die Einflüsse der Ästigkeit, Wasserlagerung, Lage im Stamm, Herkunft und Art der Hölzer Auskunft gibt.

V. Knickfestigkeit.

Die Knickfestigkeit von Stäben großer Abmessungen, wie sie im Holzbau üblich sind, ist bis jetzt nicht festgestellt worden.

Die Druckflächen wurden durch Hobeln genau eben und senkrecht zu den Seitenflächen bearbeitet. Die Stäbe wurden zwischen zwei ebene, geschliffene Stahlplatten, die sich gegen polierte Stahlkugeln stützten, so eingebaut, daß der geometrische Schwerpunkt der Endflächen in die Achse der Maschine fiel. Die Stäbe wurden stufenweise langsam belastet bis zur Höchstlast, unter der sich der Stab schnell ausbog und die Kraftanzeige sank. Die Versuchsanordnung ist aus Abb. 19 zu ersehen.

1. Einzelstäbe. Es wurden 66 Versuche an luftgetrocknetem Bauholz mit Schlankheitsgraden von 25 bis 140 durchgeführt, und zwar an Ganzhölzern, Halb- und Viertelhölzern. Außerdem wurden noch an 46 Würfeln

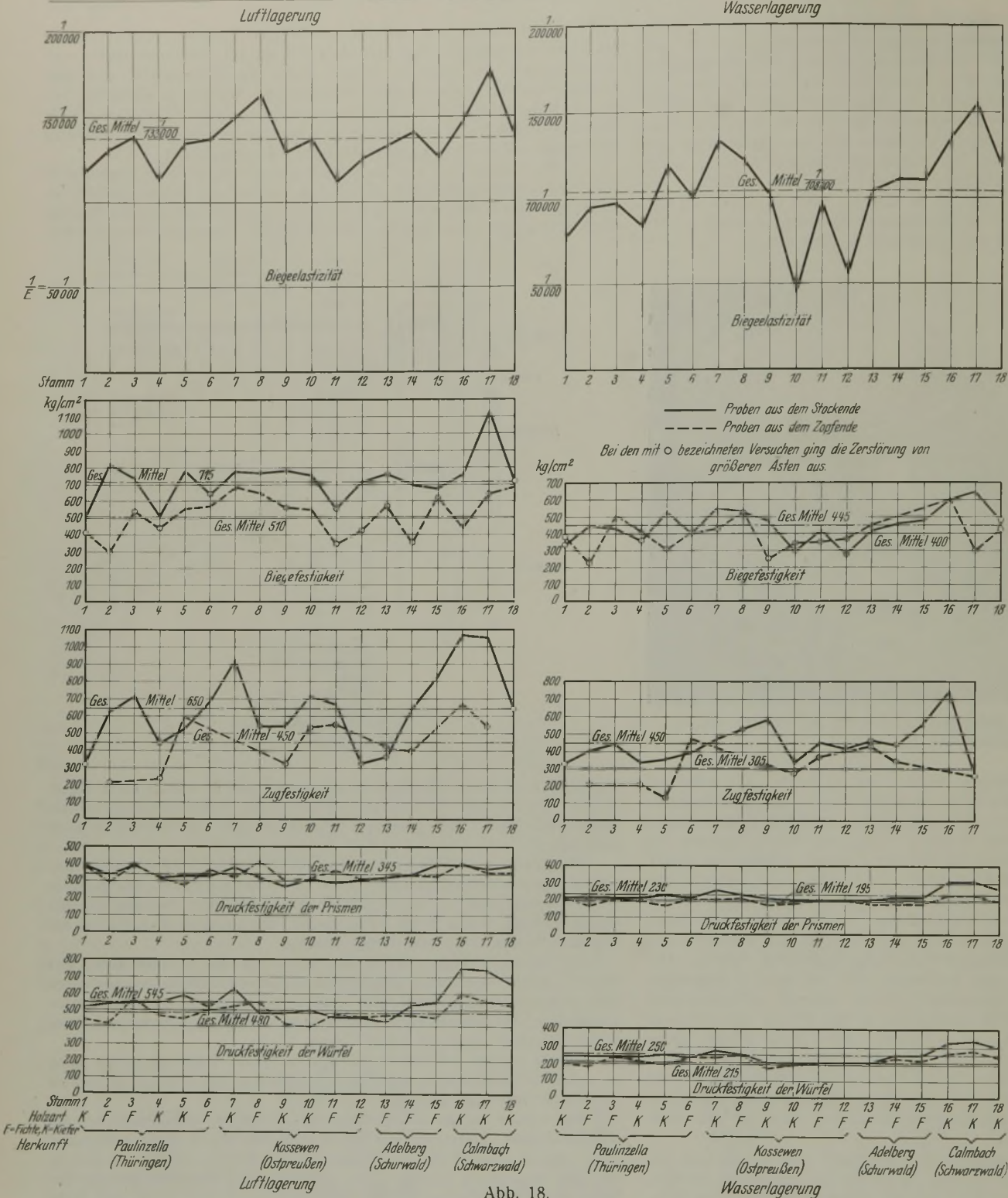


Abb. 18.

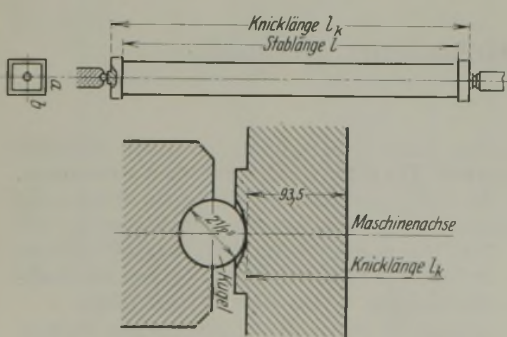


Abb. 19.

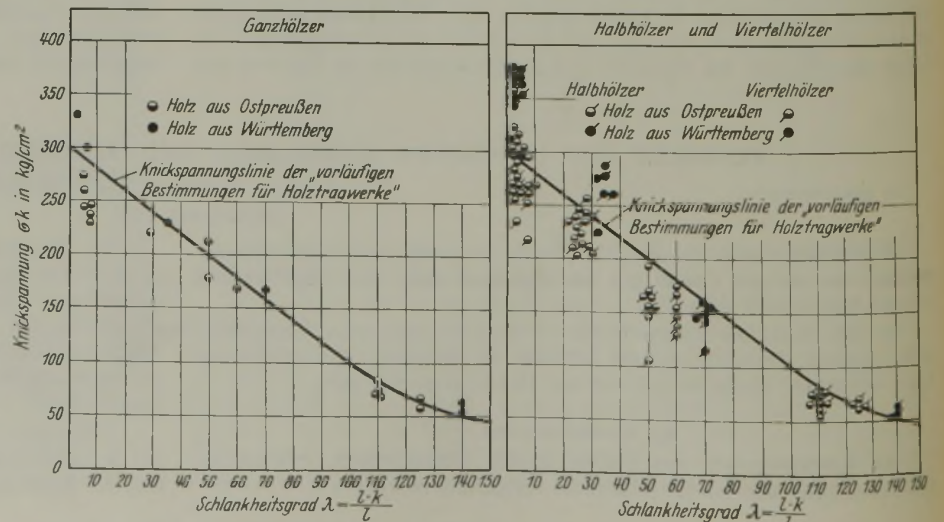


Abb. 20 u. 21. Knickfestigkeiten von luftgetrocknetem Bauholz für verschiedene Schlankheitsgrade bei geometrisch-zentrischer Belastung.

und Prismen die Druckfestigkeit bestimmt zur Vervollständigung der Knickspannungslinien. Der Feuchtigkeitsgehalt der Stäbe wurde zu rd. 22% ermittelt; er entsprach also den in der Praxis am häufigsten vorkommenden Verhältnissen.

Die Ergebnisse sind in Abb. 20 u. 21 dargestellt.

Die Knickspannungslinie der „Vorläufigen Bestimmungen für Holztragwerke“ stellt für die Ganzhölzer ziemlich genau die Linie der Mittelwerte der Versuche dar, während sie bei den Halb- und Viertelhölzern teilweise über den Mittelwerten liegt. Die kleinste tatsächliche Knicklast beträgt hier im unelastischen Bereich rd. 55%, im elastischen um rd. 75% der rechnungsmäßigen.

Das rührt her von der einseitigen Lage des Kernholzes, der im allgemeinen damit verbundenen größeren natürlichen Exzentrizität (s. nächster Absatz) sowie vor allem von dem Einfluß der Äste und Wuchsfehler.

Infolge des ungleichmäßigen Aufbaues des Holzes über dem einzelnen Querschnitt und über die ganze Länge des Holzes (ungleichmäßiger Abstand der Jahresringe, ungleiche Verteilung des Spätholzes, Äste, Wuchsfehler u. a.) fällt der geometrische Schwerpunkt der Querschnitte nicht mit dem tatsächlichen zusammen. Es ist daher fast ausnahmslos bei geometrisch-zentrischer Belastung tat-

sächlich ein exzentrischer Kraftangriff vorhanden. Um nun den Einfluß dieser „natürlichen Exzentrizität“ auf die Knickfestigkeit festzustellen, wurden die Stabenden (oben und unten gleichmäßig) entgegen der Richtung des Ausbiegens beim ersten Versuch so lange verschoben, bis die Höchstlast erreicht war. Die Ergebnisse sind aus der Zusammenstellung in Tabelle 16 ersichtlich.

Tabelle 16.

Bezeichnung des Stabes	Querschnitt	Schlankheitsgrad	Knicklast P_k bei geometrisch zentr. Belastung	Verschiebung in Richtung		Höchstlast bei dieser Verschiebung	Verhältnis von geom. zentr. Knicklast Höchstlast	
				y	x			
10 ^{5/6}	□	110	43 500	+ 8	+ 12	45 500	0,95	
		125	37 500	+ 6	- 4	40 750	0,92	
		110	44 700	+ 10	+ 4	51 500	0,87	
		140	18 200	- 4	+ 3	20 000	0,91	
105b	□	110	17 200	+ 12	- 4	21 500	0,80	
		125	18 000	0	- 1,5	20 700	0,87	
		125	18 600	+ 4	- 1	20 100	0,92	
		110	22 500	- 3,5	+ 1	23 250	0,97	
		126a	110	20 850	+ 3	- 4	23 350	0,89
		126b	110	20 850	+ 3	- 4	23 350	0,89
		185b	139	8 200	+ 1	+ 2,5	9 500	0,87

Im ungünstigsten Falle wurde bei Stab 10^{5b} bei geometrisch zentrischer Belastung nur das 0,8-fache der Höchstlast erreicht. Bemerkenswert sind die in Abb. 22 gezeichneten Linien der Ausbiegungen dieses Stabes für die zwei Belastungsfälle. Die erste Linie zeigt deutlich, daß es sich hier um keine reine Knickung handelt, sondern auch noch um Biegung, d. h. um ausmittigen Kraftangriff, während die zweite Linie die für den reinen Knickvorgang kennzeichnende Ausbiegungslinie darstellt.

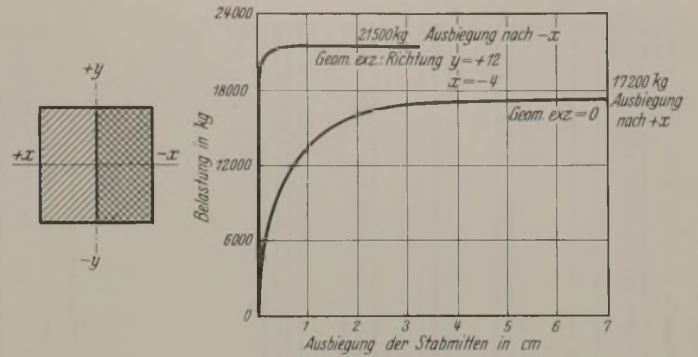


Abb. 22.

2. Zusammengesetzte Stäbe. Zweigliedrige Stäbe. Mit zusammengesetzten Druckstäben sind bisher nur vereinzelte Versuche gemacht worden.

Die Aufteilung und Bauart der Prüfstäbe ist aus Abb. 23 bis 28 ersichtlich. Die Schrauben wurden möglichst gleichartig, mäßig stark angezogen.

Die Ergebnisse für den Stab 9^{5/6} sind in der Zusammenstellung Tabelle 17 eingetragen.

Bei den Versuchen Nr. 2 bis 5 betragen die Höchstlasten 77 bis 100% des entsprechenden Vollstabes. Bei Versuch Nr. 5 erst knickte der Stab in der Richtung der y-Achse aus. Das Trägheitsmoment J_y betrug hier rund das 2,7-fache des Trägheitsmoments J_x in bezug auf die Stoffachse bei $\lambda = 109$. Bei den Versuchen Nr. 7 bis 10 ($\lambda = 70$) ist der Stab ohne Rücksicht auf J_y , d. h. die Entfernung der zwei Einzelstäbe, stets in Richtung der y-Achse ausgebogen, und zwar bis zum Bruch bei Versuch Nr. 10.

Tabelle 17. Ergebnisse der Druckversuche mit Stab 9^{5/6}.

Versuch Nr.	Bauart nach Abb.	Knicklänge L_k cm	Querschnitt F cm ²	Trägheitsmomente		J_x	J_y	Schlankheitsgrad λ errechnet mit	Krümmung des Stabes unter $P = 3000$ kg in Richtung		Knicklast nach BH ²⁾	Höchstlast beim Versuch		Richtung, in der der Stab ausknickte	$\frac{V}{R} =$ Spalte 13 Spalte 12	Höchstlast in % der des entsprechenden Vollstabes
				J_x	J_y				x	y		P_k kg	σ_k kg/cm ²			
1	4	864,0	778	50 490	50 490	1	107	107	- 1	0	67 900	59 000	76	+ y	0,87	—
2	13 u. 15	864,0	753	48 860	45 760	0,94	107	111	- 6,5	+ 1,5	61 200	41 000	54	- x	0,67	77 ¹⁾
3	13 u. 16	864,0	753	48 860	62 090	1,27	107	95	- 9	0	82 900	46 700	62	- x	0,56	88
4	13 u. 17	875,0	753	48 860	82 320	1,68	109	84	- 12	+ 3	99 100	49 700	66	- x	0,50	94
5	13 u. 18	875,0	753	48 860	133 900	2,74	109	66	+ 3	+ 2	63 400	53 000	70	+ y	0,84	100
6 ³⁾	13 u. 18	875,0	753	48 860	133 900	2,74	109	66	—	—	126 500	50 000	66	+ x	0,40	94
7	13 u. 17	567,1	753	48 860	82 320	1,68	70	54	0	4	—	80 000 ⁴⁾	106	+ y	—	—
8	13 u. 16	567,1	753	48 860	62 090	1,27	70	62	- 2	- 3	—	80 000 ⁴⁾	106	+ y	—	—
9	13 u. 15	567,1	753	48 860	45 760	0,94	70	73	+ 1	+ 4	—	80 000 ⁴⁾	106	+ y	—	—
10	13 u. 17	566,5	753	48 860	82 320	1,68	70	54	+ 1	+ 4	120 500	96 750	128	+ y	0,81	—
11	13 u. 15	336,7	753	48 860	45 760	0,94	42	44	—	—	162 700	146 500	195	—	0,91	—

¹⁾ Beim entsprechenden Vollstab wäre $P_k = 59 000 \cdot \frac{61 200}{67 900} \approx 53 100$ kg.

²⁾ Mit dem der Knickrichtung entsprechenden Trägheitsmoment.

³⁾ Der Stab blieb nach dem 5. Versuch in der Maschine; es wurden sämtliche Muttern 10 bis 15 mm gelöst, die Schrauben etwas gelockert und der Stab erneut belastet.

⁴⁾ Um Zerstörung zu vermeiden, wurde bei $P = 80 000$ kg entlastet.

Tabelle 18. Ergebnisse der Druckversuche mit Stab 5^{5/6}.

Versuch Nr.	Bauart nach Abb.	Knicklänge L_k cm	Querschnitt F cm ²	Trägheitsmomente		J_x	J_y	Schlankheitsgrad λ ²⁾	Krümmung des Stabes unter $P = 3000$ kg in Richtung		Knicklast nach BH ²⁾	Höchstlast beim Versuch		Richtung, in der der Stab ausknickte	$\frac{V}{R} =$ Spalte 12 Spalte 11	Höchstlast in % der des entsprechenden Vollstabes
				J_x	J_y				x	y		P_k kg	σ_k kg/cm ²			
1	19	803,6	676	38 080	38 080	1	107	107	- 1	- 1	59 000	57 000	84	+ x	0,97	—
2	20	803,6	645	33 050	36 300	1,10	112	112	0	0	51 400	57 000	88	- y	1,11	115 ¹⁾
3	21	803,6	615	31 520	31 520	1	112	112	- 2	- 1	49 000	47 750	78	- x	0,97	101 ¹⁾
4	22	803,6	615	43 870	43 870	1	95	95	- 3	+ 1	67 700	54 000	88	- x	0,80	114
5	23	803,6	615	58 790	59 370	1,01	82	82	0	0	83 600	76 000	124	+ x	0,91	161
6	24	803,6	615	99 400	99 400	1	63	63	0	+ 2,5	107 000	78 000	127	+ y	0,73	165
7	23	568,8	615	58 790	59 370	1,01	58	58	0	+ 1	113 200	98 000	159	+ y	0,87	—
8	23	263,1	615	58 790	59 370	1,01	27	27	—	—	151 300	149 500	243	—	0,99	—

¹⁾ Beim entsprechenden Vollstab wäre $P_k = 57 000 \cdot \frac{51 400}{59 000} \approx 49 700$ kg
 bzw. $= 57 000 \cdot \frac{49 000}{59 000} \approx 47 300$ kg.

²⁾ Mit dem der Knickrichtung entsprechenden Trägheitsmoment errechnet.



Abb. 23 bis 28.
Versuche 1 bis 6 mit Stab 9⁵/₆.

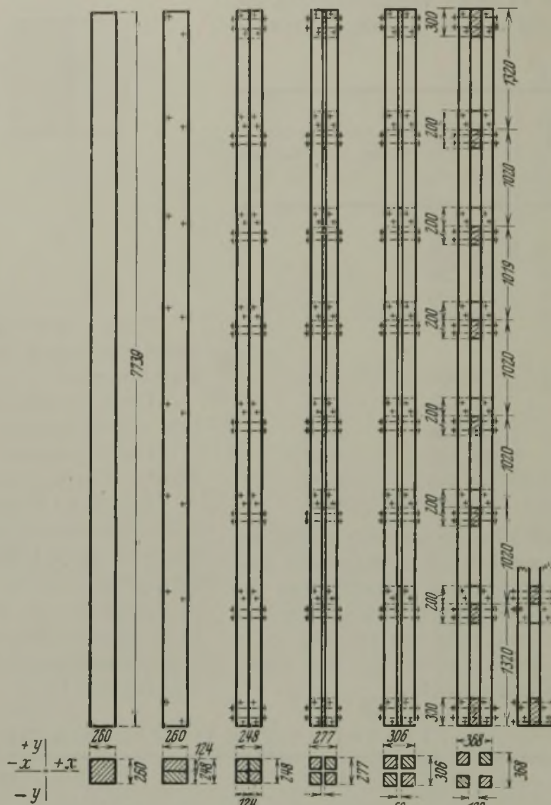


Abb. 29 bis 34.
Versuche mit Stab 5⁵/₆.

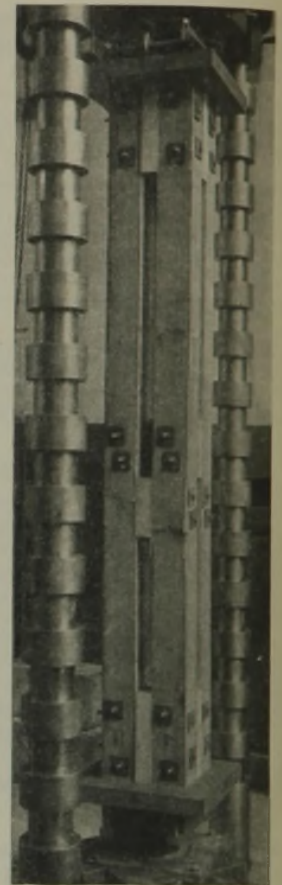


Abb. 35.
Bruchbild des Stabes 5⁵/₆
nach Versuch Nr. 8 (Tabelle 18).

Viergliedrige Stäbe. Aufteilung und Bauart der Stäbe sind aus Abb. 29 bis 34 ersichtlich. Die Abb. 35 zeigt den in die Maschine eingebauten Versuchstab.

Die Versuchsergebnisse für den Stab 5⁵/₆ sind in der Zusammenstellung Tabelle 18 eingetragen.

Die bei den Versuchen 3 bis 8 erreichten Höchstlasten betragen 73 bis 99% der Rechnungswerte.

Die Höchstlasten betragen bei den Versuchen 3 bis 6 101 bis 165% des entsprechenden Vollstabes.

Auswertung der Ergebnisse aus den Knickversuchen.

Bezüglich des Einflusses von Ästigkeit, Verwachsungen, Feuchtigkeit und Jahresringen usw. gilt entsprechend das bei den Druck-, Zug- und Biegungsversuchen Gesagte.

Von ganz besonderem Einfluß ist bei schlanken Stäben die natürliche Exzentrizität, bedingt durch den ungleichmäßigen Aufbau des Holzes sowohl in den einzelnen Querschnitten als auf die ganze Länge des Stabes (Verminderung der Höchstlast im ungünstigsten Fall um rd. 20%).

Von großem Einfluß ist ferner die Verkrümmung des Stabes. Bei den zusammengesetzten Stäben ist außerdem von Bedeutung die Entfernung der Verbindungsstellen und die Art der Verbindungen, besonders an den Stabenden.

dargestellt. — Unter Zugrundelegung der zulässigen Beanspruchung bei 0° und 90° (Tafel 4 der B H) sind für Schwellendruck und Stempeldruck die Linien der σ_{zul} eingetragen, und zwar entsprechend dem Verlauf der Belastungslinie, die eine Zusammendrückung von 6 mm bei 6 cm Würfelhöhe (10%) verursacht. Die stark abnehmende Sicherheit von 0° bis 90° ist darauf zurückzuführen, daß die Höchstlasten für vollbelastete Prismen gelten. Da aber bekanntlich die Festigkeit bei Schwellendruck rd. 2mal, bei Stempeldruck rd. 2,5mal so groß ist als die bei vollbelasteten Prismen, so ist auch hier eine ausreichende Sicherheit vorhanden, zumal die Haupteinflüsse zur Verminderung der Festigkeit parallel zur Faser (unregelmäßiger Faserverlauf) hier sich meist günstiger auswirken.

Zusammenfassung.

Auswirkung auf die „Vorläufigen Bestimmungen für Holztragwerke“ (B H).

I. Zugfestigkeit. Die Zweckmäßigkeit der Bestimmungen wurde durch die Versuche bestätigt. Die Hölzer mit sehr schlechten Ergebnissen waren durchweg sehr stark ästig und kommen deshalb nach den Bestimmungen der B H für die Verwendung im Holzbau nicht in Frage.

II. Druckfestigkeit. Das unter I. Gesagte gilt auch hier.

III. Biegeelastizität. Dasich als mittlere Elastizitätszahl bei ungünstigster Belastungsstufe für nasses Holz ein Wert

Nachtrag.

Da die Bestimmung über die zulässige Beanspruchung schräg zur Faser in Abschnitt B III Ziff. 4 der B H nur für Nadelholz gedacht ist, wurden noch Versuche zur Bestimmung des Einflusses des Winkels zwischen Kraft und Faserichtung auf die Druckfestigkeit von Eichenholz durchgeführt, und zwar an kleinen Prismen 3/3/6 cm, die aus einem 40 mm starken Brett mit gleichmäßigem und geradem Faserlauf herausgeschnitten wurden. Der Feuchtigkeitsgehalt betrug 16 bis 17% des Trockengewichts.

In Abb. 36 sind die Versuchsergebnisse zeichnerisch

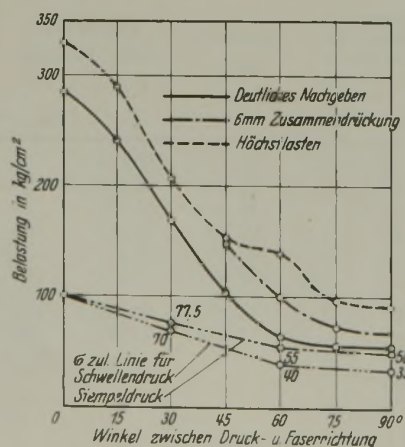


Abb. 36.

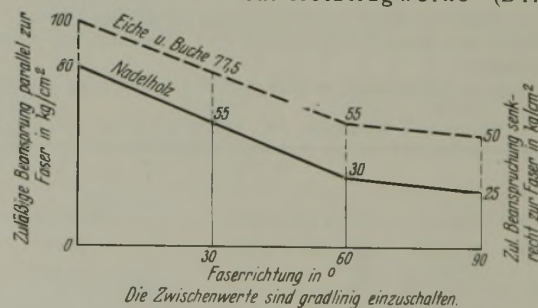


Abb. 37.

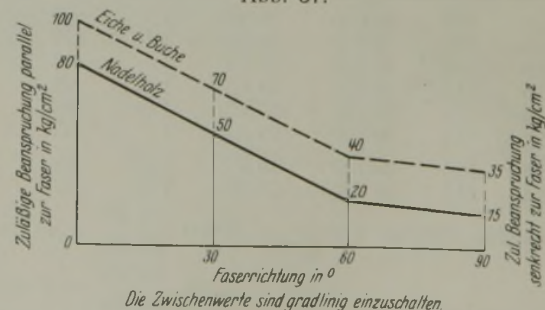


Abb. 38.

von 108 000 kg/cm² ergeben hat, so ist die in den Bestimmungen der BH vorgeschriebene Zahl von 100 000 auf keinen Fall zu ungünstig.

IV. Biegungsfestigkeit. Das unter I. Gesagte gilt hier auch.

V. Knickfestigkeit. Die Versuchsergebnisse für Einzelstäbe bestätigten die in den Vorläufigen Bestimmungen für Holztragwerke festgelegten Zahlenwerte.

Für gegliederte Stäbe ergaben die Versuche wesentliche Abweichungen.

Die Ziffer 8 des Abschnittes B. IV der BH ist zu ändern.

Mehrteilige Stäbe. Bei Druckstäben, die nur in einer Achsrichtung geteilt sind, ist das Trägheitsmoment in bezug auf die stofffreie Achse $v-y$ (Abb. 6 der BH) größer zu wählen, als es der Schlankheitsgrad λ_x des Gesamtstabes beim Ausknicken in der Richtung der Stoffachse $x-x$ erfordert, und zwar für Schlankheitsgrade

$\lambda_x \leq 60$	um mindestens	10%
$\lambda_x \leq 80$	"	50%
$\lambda_x \leq 90$	"	100%
$\lambda_x \leq 100$	"	150%
$\lambda_x \geq 110$	"	175%

Zwischenwerte sind geradlinig einzuschalten.

Für das Ausknicken in Richtung der stofffreien Achse werden sie wie Vollstäbe berechnet, wobei für a die Gesamtbreite der Einzelstäbe

($a = 2d, 3d \dots$) und das Verhältnis $\rho = \frac{S_k}{b}$ gesetzt wird.

Bei Druckstäben, die in beiden Achsrichtungen nach Abb. 6a u. 6b der BH geteilt sind, ist in der Formel $\frac{\omega S}{F} \leq \sigma_{zul}$ (Ziffer 5) der aus Tafel 5 der BH für den Schlankheitsgrad des geteilten Stabes sich ergebende Wert von ω zu erhöhen, und zwar um 30%, wenn der Schlank-

heitsgrad des „gedachten“ Vollstabes (Abb. 6b der BH) größer als 100, und um 10%, wenn der Schlankheitsgrad des „gedachten“ Vollstabes (Abb. 6b der BH) kleiner als 100 ist.

Bei allen mehrteiligen Stäben ist die Tragfähigkeit des Einzelstabes nachzuweisen, wenn der Schlankheitsgrad des Einzelstabes > 30 oder die Knicklänge $> 10d$ ist.

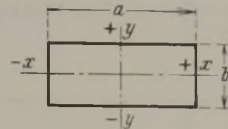


Abb. 5 BH.

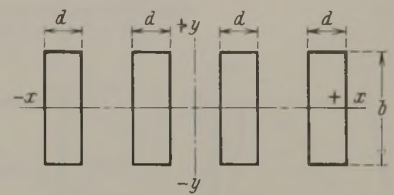


Abb. 6 BH.

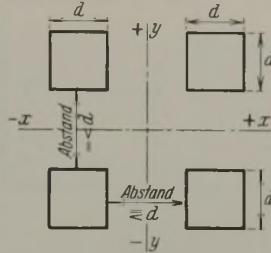


Abb. 6a BH.

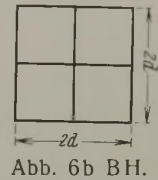


Abb. 6b BH.

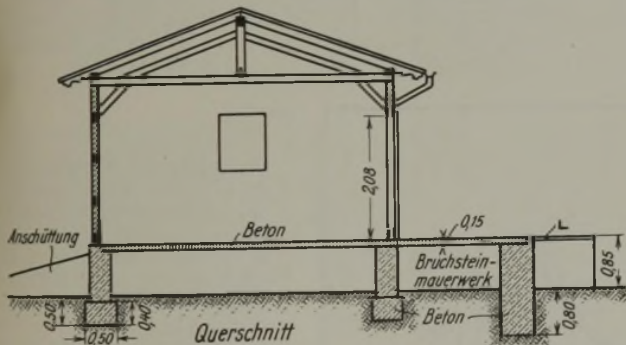
Druckspannungen schräg zur Faser.

Die Versuchsergebnisse des Nachtrages machen eine Ergänzung der BH-Bestimmungen, Abschnitt B. III, Ziffer 4, Absatz 2 notwendig.

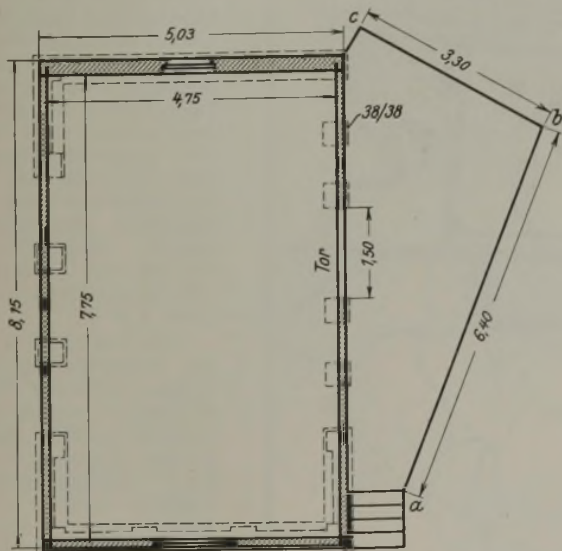
Druckspannungen schräg zur Faser dürfen die in der Abb. 37 u. 38 eingetragenen Werte nicht überschreiten. Zwischenwerte sind geradlinig einzuschalten.

Vermischtes.

Vereinfachte Bauweise von Güterschuppen. Die bestehenden Abbildungen sind zwei Beispiele einer in der „Bautechnik“ 1926, Heft 49, S. 717, vorgeschlagenen vereinfachten Bauweise von Güterschuppen. Als Kennzeichen der Bauweise sind folgende hervorzuheben:



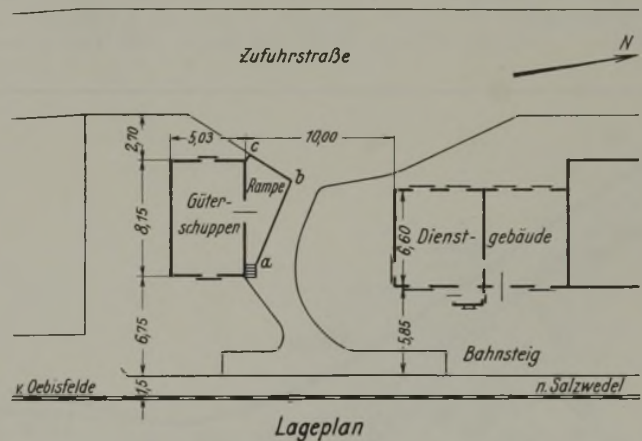
Querschnitt



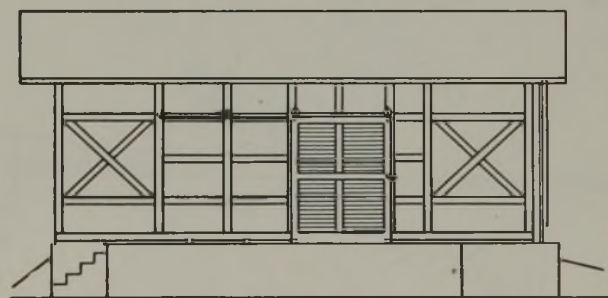
Grundriß Abb. 1.

1. Nur ein Tor in einer quer zu den Gleisen stehenden Wand, daher billigere Ausführung gegen die üblichere Bauweise mit zwei oder drei Türöffnungen und mehr Lagerraum, da die Wege zwischen den Türen wegfallen.

2. Nur eine Ladebühne; Privatfuhrwerke fahren an die Kante $b-c$; der Handwagen, der Güter vom Schuppen zum Bahnwagen bringt, fährt an die Kante $a-b$; die Ladebühne kann später bis an ein etwaiges Schuppengleis verlängert werden.



Lageplan



Ansicht
Zu Abb. 1.

3. Der Schuppen wird auf eine Erdschüttung gesetzt; eine solche wird billig, da meist Boden bei der Bahnunterhaltung verfügbar ist. So wird die Deckenkonstruktion für den Schuppenboden gespart. Die Höhe der Wände wird auf ein Mindestmaß eingeschränkt.

Zu den beiden Beispielen ist zu bemerken: der Schuppen in Kuhfeld (Abb. 1) ist aus einem in Salzwedel verfügbar gewordenen Stallgebäude im Jahre 1927 hergestellt. Derartige alte Bauten, auch Baracken, die man ausmauern kann, werden oft verfügbar sein.

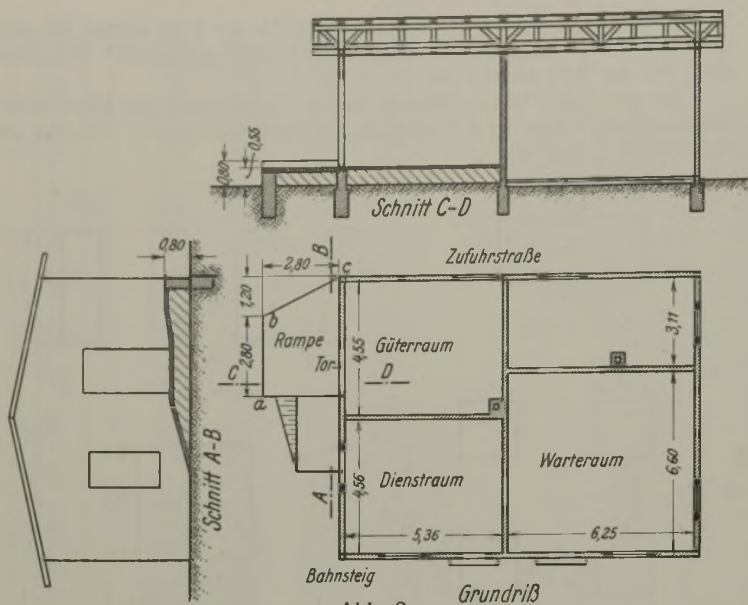


Abb. 2.

Der Güterraum in Lübbow (Abb. 2) besteht schon seit mehreren Jahren. Hier ist nachträglich eine Ladebühne nach dem erwähnten Muster angebaut und dadurch, daß die Güter nun nicht mehr von dem Boden auf die Wagen gehoben werden müssen, das Ladegeschäft erheblich erleichtert worden.

Derartige Schuppen sind billig; sie lassen sich für etwa 2000 R.-M. herstellen. Ladebühnen nach dem Muster von Lübbow kosten etwa 150 R.-M. Fahl.

Der Hafen von Ellesmere am Kanal von Manchester. Nach einem Bericht in The Dock and Harbour Authority Nr. 97 vom November 1928 sind am Kanal von Manchester bei Ellesmere neue Hafenanlagen errichtet worden. Der Kanal ist im ganzen 55 km lang. Er hat von Manchester bis Stanlow eine Tiefe von 8,5 m und von da bis zur Mündung in die Irische See bei Eastham eine Tiefe von 9 m. Dort befinden sich die Schleusen, und an der Strecke zwischen den beiden Städten liegt der neue Hafen von Ellesmere. Der Kanal hat vier Staustufen mit den nötigen Schleusenanlagen, deren Höhe zwischen 4 und 5 m schwankt; er wird hauptsächlich von den Flüssen Irwell und Mersey mit Wasser versorgt.

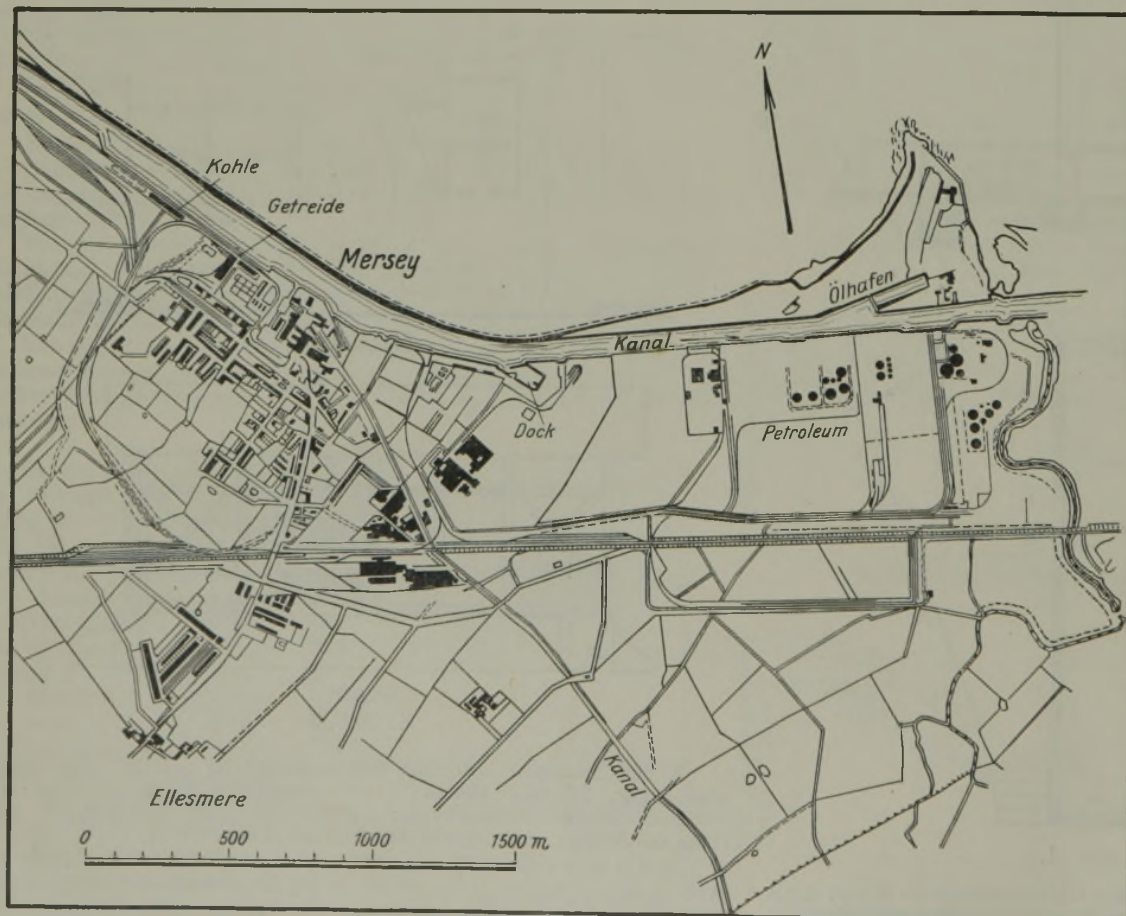


Abb. 2.

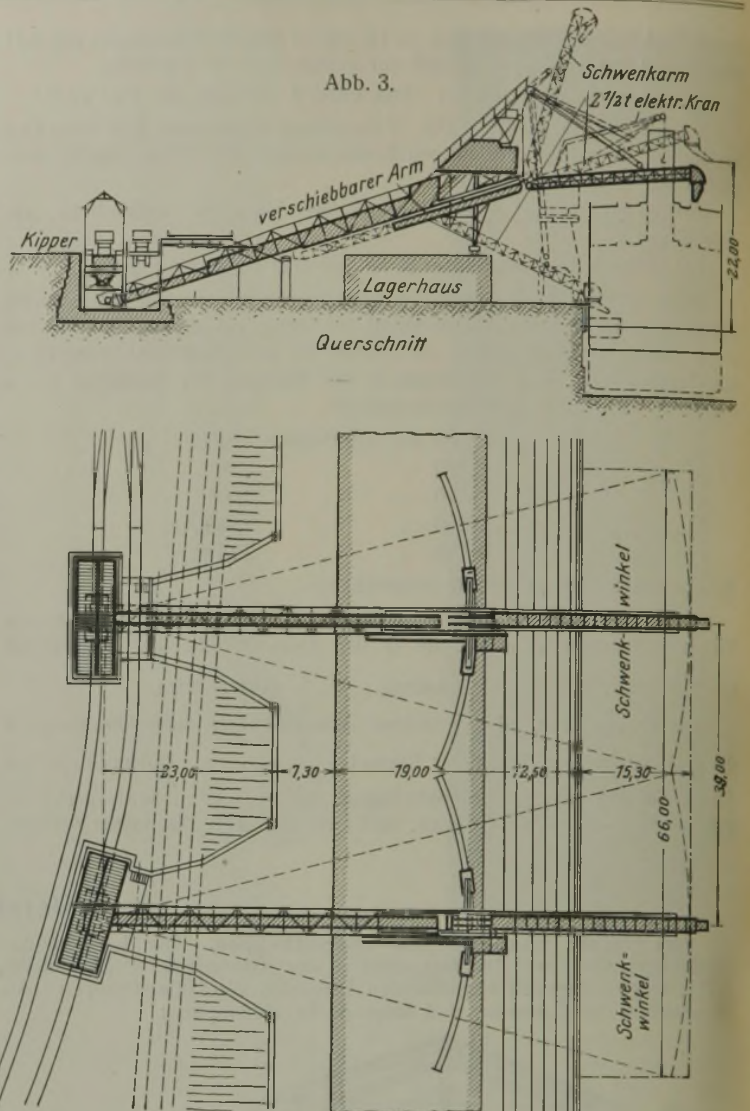


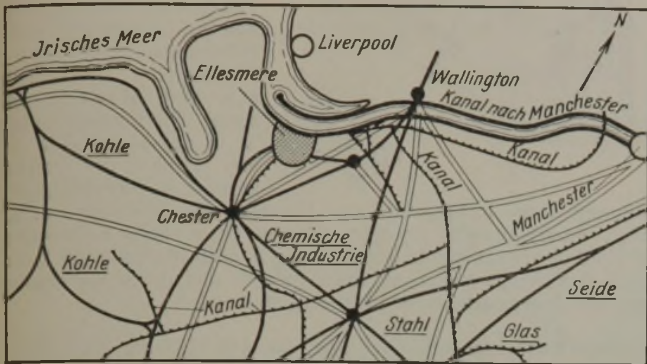
Abb. 3.

Grundriß

Die Breite der Kanalsohle beträgt 36 m. Am Kanal selbst liegen bei Partington Kohleverladeanlagen mit einer Wasserfläche von 222 a, die unmittelbare Bahnverbindung mit den Kohlenfeldern Lancashire, South Yorkshire und Staffordshire haben. Bei Runcorn mündet in den Kanal der Bridgewater-Kanal, und auch dort sind Hafenanlagen mit 310 a Fläche, die vor allem den Kohlen-, Eisen- und Tonwarenindustrien von Staffordshire zur Verfügung stehen. Dann kommt der Hafen von Ellesmere, dem nicht nur deshalb eine große Bedeutung zukommt, weil infolge der dort vorhandenen Kanalhöhe von 9 m fast alle Hochseeschiffe unmittelbar anlegen können, sondern auch deshalb, weil er der Anschlußpunkt des Shropshire-Union-Kanalsystems ist (Abb. 1 u. 2).

Im Jahre 1922 wurden neben den unbedeutenden alten Hafenanlagen mit einer Fläche von rd. 810 000 m² ausgedehnte Ölhafenanlagen errichtet, die die zweitgrößten Englands sind und von allen bedeutenderen Ölgesellschaften benutzt werden. Die Schiffe legen in einem besonderen Becken an, das sich auf der den Lagertanks gegenüberliegenden Kanalseite befindet. Von dort führen unter dem Kanal hindurchgelegte Rohrleitungen zu den Lagertanks. Es

sind besondere Rohrleitungen für Spiritus, Petroleum und Gasöl vorhanden, und heizbare Leitungen für Roh- und Heizöl verlegt. Ölfässer werden auf besonderen geneigten Verladerrampen befördert. Gleichzeitig mit dem Ölhafen wurden ausgedehnte Hafenanlagen unmittelbar am Kanal geschaffen, die eine gesamte Land- und Wasserfläche von 850 000 m² bedecken. Es entstanden ein großes Lagerhaus, Kohlenlagerplätze, ein Getreidesilo, Sägewerke und Ölraffinerien. Die am Kanal liegenden Kais



Lageplan
Abb. 1.

erhielten neuzeitliche Verladeanlagen und ein ausgedehntes Schienennetz, das mit den wichtigsten Eisenbahnlinien verbunden wurde. Die gesamte Kailänge auf beiden Seiten des Kanals beträgt zurzeit 2400 m. Neuerdings wird eine neue Kohleverladeanlage erbaut, deren Konstruktion aus Abb. 3 ersichtlich ist.

Die Verladeanlage (Abb. 3) besteht aus endlosen Förderbändern. Der erste Teil ist schräg nach oben geführt und auf einem darunter errichteten Lagerhause abgestützt. Er ist schwenkbar ausgebildet und gestattet eine Verschwenkung um etwa 30°. An ihm ist ein teleskopartig ausgebildeter zweiter Arm verschiebbar angeordnet, der einen dritten, drehbar an ihm angelenkten Arm trägt, der gehoben und gesenkt werden kann. Jeder Arm ist mit endlosen Förderbändern versehen. Am Anfangspunkt ist ein mit Druckwasser betriebener Wagenkipper angeordnet, der zur Vermeidung von Drehscheiben für die Eisenbahnanlage nach beiden Seiten gekippt werden kann. Die Leistungsfähigkeit einer solchen, elektrisch betriebenen Anlage beträgt 200 bis 800 t/h. Zunächst sollen zwei solche Anlagen errichtet werden. Gleichzeitig ist eine neue Getreide- und Mehilverladeanlage im Bau, die bei einer Stundenleistung von 100 t Getreide die unmittelbare Ent- und Beladung vom Schiff zu den Mühlen ermöglichen soll.

Die Fischversteigerungshalle X in Wesermünde. Der im Jahre 1920 begonnene weitere Ausbau des Fischereihafens Wesermünde¹⁾ machte zunächst die Herstellung eines Löschkais von 600 m Länge für die Ausladung der Hochseefische im neuen Hafen und den Bau einer Packhalle (X) am Löschkai erforderlich. Da diese Packhalle die erste am neuen Hafenbecken war, mußte ihr eine Versteigerungshalle angegliedert werden. Die Herstellung der Dachtragwerke dieser Fischversteigerungshalle, ausschließlich der Dachschalung, wurde im April 1928 der Siemens-Bauunion übertragen.

Der Grundriß der Versteigerungshalle (Abb. 1) folgt, wie die Zeitschrift „Siemens-Bauunion G. m. b. H., Kommandit-Ges.“ 1928, Nr. 12 berichtet, in seiner Form dem Löschkai im neuen Fischereihafen. Die Halle ist rd. 390 m lang und hat eine l. Weite von 28 m; sie bedeckt demnach eine Fläche von rd. 11 000 m². Landseits lehnt sich die Versteigerungshalle an die im Mauerwerk errichtete Packhalle X an. Die Wand der Versteigerungshalle an der Wasserseite ist l. Stein stark mit Pfeilervorlagen. Auf die Ziegelwand ist eine Korkplatten- und eine Belagklinker-Verkleidung aufgebracht, so daß die gesamte Wandstärke 34 cm beträgt. An den Giebeln wurden große Tore angeordnet. Die Dachfläche der Halle ist in fünf gleich große Teile von je 51,80 m Länge mit gleichlaufend zur Hallenlängsachse angeordneten Firstoberlichtern aufgeteilt. Zwischen diesen Oberlichtern sowie an den beiden Kopfbauten befinden sich rd. 20,40 m breite Dachflächen mit Oberlichtern rechtwinklig zum Dachfirst. Die zur Packhallenseite geneigte Dachfläche wird durch eine an der Packhallenwand vorgesehene Rinne entwässert. Die Dachhaut besteht aus einem doppellagigen Pappdach auf gespundeter Schalung. An der Unterseite der Sparren wurde eine auf Latten befestigte Wärmeschutzschicht aus Korkplatten von 6 cm Stärke mit Putz angebracht.

¹⁾ Über die Entwicklung des Fischereihafens in Wesermünde berichten die Aufsätze in: Z. f. B. 1911, S. 85; Zentralbl. Bauverw. 1921, S. 105 u. 534; 1924, S. 319; 1926, S. 66 u. 89; „Die Bautechnik“ 1926, Heft 12, S. 172; Heft 16, S. 234; Deutsche Wasserwirtsch. 1926, S. 22.

Für den Festigkeitsnachweis der Dachtragwerke waren 137 kg/m² Belastung auf der Grundfläche ausschließl. des Eigengewichtes angegeben worden. Das Gewicht der Oberlichter war mit 50 kg/m² angenommen. Die Tragwerke der Dachkonstruktion bestehen aus den in Abb. 1 dargestellten Bindern und dem in der Hallenlängsachse angeordneten Hauptträger. Die als Träger auf zwei Stützen ausgebildeten Binder haben in der Hallenlängsachse einen Abstand von 5,05 m und eine Stützweite von 13,80 m. Sie lagern einerseits auf Auskragungen an der Packhallenwand oder auf Pfeilern der wasserseitigen Umfassungsmauer der Versteigerungshalle und sind dort verankert. Die Lagerung der Binder in der Hallenlängsachse übernimmt der hier vorhandene Hauptträger. Der Abstand der bauseitig in Eisenbeton hergestellten Stützen des Hauptträgers war von der Bauverwaltung mit durchschnittlich 10,10 m festgesetzt worden, so daß zwischen zwei Stützen jeweils ein Binderpaar vom Hauptträger aufgenommen wird.



Abb. 2. Dachtragwerke (ohne Dachhaut und Oberlicht).

Mit Rücksicht auf die zur Verfügung stehende geringe Bauhöhe der Dachtragwerke ergab sich für die Binder eine sehr gedrückte Form von nur im Mittel 0,56 m theoret. Trägerhöhe an den seitlichen Auflagern und von 1,26 m Trägerhöhe in Hallenmitte. Geringe Abweichungen gegenüber der Ausbildung des Regelbinders zeigen die Oberlichtbinder, die Binder unmittelbar neben den Oberlichtern und die Binder in den beiden Kopfbauten.

Der Hauptträger unter den Längsobelichtern hat eine theoretische Höhe von 2,11 m und ist hier als Gerberträger ausgebildet. Der Teil des Hauptträgers zwischen den Längsobelichtern hat eine Höhe von 1,30 m und als Träger auf zwei Stützen eine Stützweite von 7,93 m.

Die Gelenkverbindung in den Knotenpunkten von Tragwerken ist nach der Holzbauweise der Siemens-Bauunion ausgeführt. Durch Anordnung dieser Gelenkverbindung einschließl. der zugehörigen Krallendübel werden Beanspruchungen der Hölzer quer zur Faser vermieden, außerdem wird der nachteilige Einfluß des Zusammen-trocknens oder Schwindens der Holzstäbe rechtwinklig zur Faser ausgeschaltet.

Das Tragwerk besteht aus Kiefernholz. Die Binder und der Hauptträger wurden auf dem Gerätehof der Siemens-Bauunion in Siemensstadt abgebunden und auf dem Schienenwege nach Wesermünde gebracht. Mit der Aufstellung des Hauptträgers und der Binder sowie mit dem Aufbringen der Sparrenlage wurde Ende Juni 1928 begonnen (Abb. 2); Anfang Oktober waren die Holztragwerke der Versteigerungshalle X fertiggestellt.

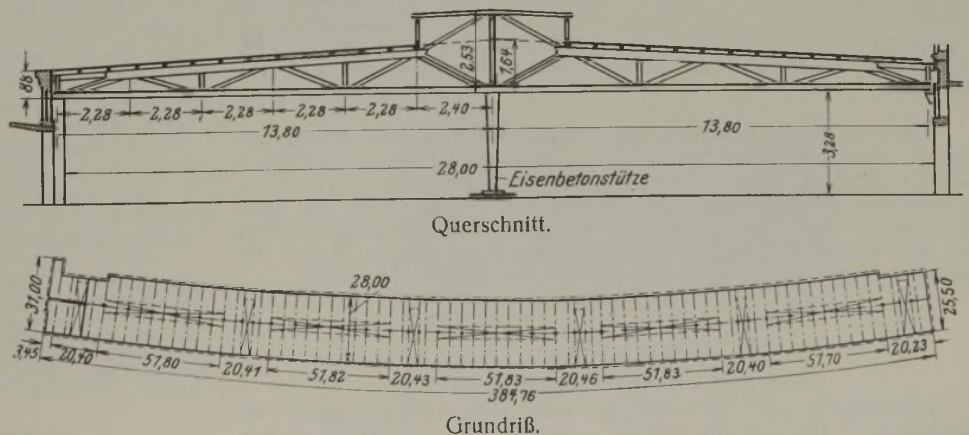


Abb. 1. Grundriß und Querschnitt der Halle.

Bericht über die 32. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins vom 7. bis 9. März 1929. Die diesjährige Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins E. V., Obercassel (Siegkreis), fand wiederum in Berlin statt. Während am Vormittag des 7. März in einer nur für die Mitglieder bestimmten Versammlung innere Angelegenheiten des Vereins behandelt wurden, waren der Nachmittag dieses Tages sowie der 8. und 9. März Vorträgen und Besprechungen technisch-wissenschaftlicher Art gewidmet. An diesen nahmen mehr als 1050 Personen teil, und die Anwesenheitsliste zeigt Namen aus den verschiedensten Kreisen des Baugewerbes und der verwandten Industrien sowie der Wissenschaft aus dem In- und Auslande; auch zahlreiche Behörden hatten Vertreter zu der Tagung entsandt.

Da der Deutsche Beton-Verein es sich zur Aufgabe gemacht hat, unter Hintansetzung wirtschaftlicher Interessen die Förderung der Betonbauweise auf wissenschaftlicher Grundlage durchzuführen, darf er sich eines weitgehenden Verständnisses bei den maßgebenden Behörden und eines engen Zusammenarbeitens mit diesen erfreuen. Dadurch ist es dem Verein möglich, die meisten Erfindungen und Erfahrungen zusammenzufassen und zum Nutzen der Fachwelt auszuwerten. Infolge der vielseitigen Anwendungsgebiete, die sich der Betonbau bisher eroberte, haben die Tagungen des D. B.-V. eine weit über das eigentliche Gebiet des Eisenbetonbaues hinausreichende Bedeutung gewonnen. Die dabei gehaltenen Vorträge geben einen kurzen Überblick über die neuzeitliche Entwicklung dieser Bauweise und über die Arbeiten, die in theoretischer und praktischer Hinsicht zur Weiterbildung und Vervollkommnung der Baustoffe des Betonbaues und ihrer Verarbeitung geleistet werden.

Zuerst sprach Herr Professor Dr.-Ing. Beyer, Dresden, über „Arbeiten am Kraftwerk Niederwartha“. Hierbei handelt es sich um eine Pumpspeicheranlage, die dazu dient, den durch die Stadt Dresden hervorgerufenen Spitzenbedarf in der Elektrizitätsversorgung des Freistaates Sachsen zu decken. Das Werk besteht im wesentlichen aus einem unteren Becken, aus dem etwa 145 m höher gelegenen oberen Speicherbecken von rd. 2000000 m³ Nutzinhalt (rd. 3000000 m³ Gesamthalt) ohne natürlichen Zulaufüberschuß, aus den Verbindungsleitungen und dem eigentlichen Kraftwerk sowie den übrigen zugehörigen Kunstbauten. Während der verbrauchschwachen Stunden wird der von den Hauptwerken Böhlau und Hirschfelde erzeugte Stromüberschuß dazu benutzt, den Inhalt des unteren Wasserbeckens in das obere Speicherbecken hinaufzupumpen. Beim Eintritt des Spitzenbedarfes wirkt die Anlage als selbständiges Kraftwerk, das innerhalb weniger Sekunden seine volle Leistung erzeugen kann und in der Lage ist, bei etwaigem Ausfall der anderweitigen Stromversorgung den gesamten Bedarf der Stadt Dresden auf einige Stunden zu decken. Die Maschinenanlage besteht zurzeit aus vier Sätzen von je einer Turbine, Generator, Motor und Pumpe, die unter Anwendung elastischer Kupplungen zusammengebaut sind. Die spätere Vergrößerung auf die doppelte Maschinenanzahl ist bereits vorgesehen. An bautechnischen Einzelheiten sind außer den üblichen Kunstbauten hervorzuheben die Fundamente für die Gebäude und ihre Gründung sowie die Eisenbetonunterbauten der Turbinen und Pumpen einschließlich der zugehörigen Druckrohrleitungen. Das Kraftwerkgebäude besteht vorwiegend aus Eisenbeton; aus besonderen Gründen wurde das Hallendach in Stahlfachwerk ausgebildet und mit Bimsbetonplatten eingedeckt.

Der zweite Vortrag von Dr.-Ing. Arndt, Buenos Aires, „Der Bau der großen Elektrizitätswerke der Compania Hispano-Americana de Electricidad und der Compania Italo-Argentina de Electricidad in Buenos Aires“ behandelte eine Großbaustelle, bei der außer umfangreichen Industriehochbauten auch Tiefbauarbeiten und Wasser- bzw. Hafengebäude in weitem Maße in Betracht kommen. Das für die Errichtung der Werke vorgesehene Gelände mußte erst durch Anschüttung dem Flußbett abgewonnen werden; gleichzeitig waren zwei neue Hafenbecken auszubauen. Um die Ausführung der gesamten Grundarbeiten im Trockenen vornehmen zu können, wurde die Baustelle durch Fangedämme mit einer Länge von rund 3500 m unter Verwendung von etwa 6000 t Larssen-Spundwandisen eingeschlossen. Die Herstellung dieser Fangedämme geschah teilweise durch Erdschüttung auf Faschinen, größtenteils jedoch unter Benutzung eines 150 m langen Rammgerüsts in laufender Arbeitsweise. Nach Ausfüllung der Fangedämme durch Baggergut oder besonders herangeschafften Erdboden begannen die Baggerarbeiten für die Kaimauern, die Fundamente und sonstigen Bauwerke. Da es bei der knapp bemessenen Bauzeit erforderlich war, verhältnismäßig sehr große Massen schnell zu bewältigen, stellte die Einrichtung der Baustelle hohe Anforderungen und führte zur Verwendung einer beachtenswerten Anzahl neuzeitlicher Hilfsmittel und Baumaschinen. (Fortsetzung folgt.)

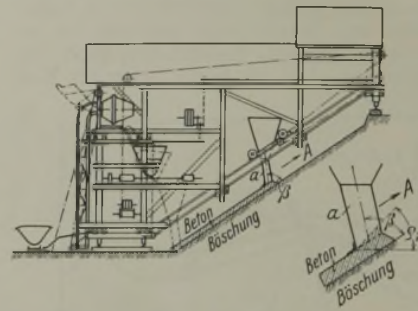
Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 20. März erschienene Heft 6 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Otto Gottschalk: Mechanostatische Bestimmung schiefwinkliger Tragwerke. — Dr.-Ing. Franz Dischinger: Die Theorie der Vieleckkuppeln und die Zusammenhänge mit den einbeschriebenen Rotationsschalen. — Ing. Rudolf Heim: Belastungsversuche auf kohäsionslosen Böden mit großen Grundkörpern.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

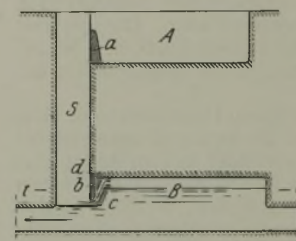
Vorrichtung zur Herstellung von Betonverkleidungen für Böschungen. (Kl. 84a, Nr. 458 584 vom 8. 6. 1922, von Grün & Bilingier A.-G. in Mannheim.) Um zu verhüten, daß bei unrichtiger

Stellung der Betonierschnauze die Betonmasse sowohl in sich als auch gegenüber der Böschungsoberfläche sich nicht genügend festdrückt und aus der Betonierschnauze quillt, wird die Auslaufschnauze (a) des Betoniertrichters je nach der Böschungsneigung und dem Flüssigkeitsgrade des Betons verstellbar angeordnet. Der Betontrichter läuft auf Schienen, die am Fahrgestell befestigt sind, so daß er unabhängig von dem Böschungsunterbau mit einer bestimmten Geschwindigkeit auf- und abbewegt werden kann. Die Betoniereinrichtung ist in der Richtung B verfahrbar. Infolge der Verstellbarkeit der Betonierschnauze kann



die Neigung ihrer Hauptachse zur Neigung der Böschung, d. h. der Winkel β , derart gewählt werden, daß der Beton beim Hochziehen des Trichters auf der Böschung in der Richtung A nach Maßgabe des Reibungswinkels S_2 des Betons sofort zur Ruhe gelangt und durch die spachtelnde Wirkung der Auslaufschnauze noch verdichtet wird.

Kammerwasserschloß. (Kl. 84a, Nr. 458 123 vom 7. 12. 1924, von Dr.-Ing. Karl Kammüller in Karlsruhe i. B.) In der unteren Kammer B ist eine Saugschwelle b angeordnet. Tritt bei gefüllter Kammer eine plötzliche Belastungszunahme von einem Teil auf Vollbetrieb ein, so sinkt der Wasserspiegel rasch bis zur Unterkante der Saugschwelle b ab und gibt diese frei. Sodann saugt die Kammer Luft um diese Schwelle herum an und deckt aus ihrem Wasservorrat den Bedarf in der Leitung. Hierauf stellt sich der Wasserspiegel im Schacht selbsttätig fast genau auf dieselbe Höhe ein. Durch die Saugschwelle wird in vollkommener Weise als bei der Überlaufschwelle a der oberen Kammer A erreicht, daß für die Dauer der Entleerung der Kammer das höchstmögliche Druckgefälle zur Beschleunigung des Stollenzulaufs verfügbar ist.



Mit der Schwelle ist ein Luftkanal c verbunden, und um eine nachträgliche Füllung der Kammer zu ermöglichen, ist über der Schwelle b ein Luftkanal d angebracht, der während des raschen Fallens der Wassersäule im Schacht keinen nennenswerten Lufteintritt erlaubt.

Personalmeldungen.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: Reichsbahnoberrat Ranafier, Vorstand des R. B. A. Königsberg 1, als Mitglied zur R. B. D. Erfurt, die Reichsbahnrate Zache, bisher bei der R. B. D. Osten in Frankfurt (Oder), zur R. B. D. Magdeburg und Taschinger, Vorstand des Reichsbahn-Neubauamts Rosenheim, als Dezernent zur R. B. D. Regensburg sowie der technische Reichsbahnoberspezialist Seidel, bisher in Halle (Saale), nach Olpe unter Übertragung der Stellung des Vorstandes des R. B. A. daselbst.

Überwiesen: die Reichsbahnrate Kretschmar, bisher beim R. B. A. Oppeln 1, zur R. B. D. Oppeln, Gätjens infolge Auflösung des Reichsbahn-Neubauamts Stettin 3 zum Reichsbahn-Neubauamt 1 daselbst, und Scherzer, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Ludwigshafen (Rhein), zur R. B. D. Ludwigshafen (Rhein).

In den Ruhestand getreten: Reichsbahnrat Wörner, bisher bei der R. B. D. Stuttgart, und Reichsbahnrat Karl Hoffmann, Vorstand der Betriebswerkstätte Langendreer.

Gestorben: Reichsbahnoberrat Ludwig Fischer, Dezernent der R. B. D. Regensburg, Reichsbahnrat Stadler, Vorstand des R. M. A. Eberswalde, Reichsbahnoberrat Höke bei der Hauptverwaltung in Berlin und Reichsbahnrat Josef Müller II, Betriebskontrolleur bei der R. B. D. Elberfeld.

Preußen. Dem Leiter der Abteilung für Schiffbau an der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin, Dr.-Ing. Weitbrecht, ist unter gleichzeitiger Übernahme in das Beamtenverhältnis eine planmäßige Oberregierungs- und -bauratsstelle und dem Regierungsbaurat Körner an derselben Anstalt eine planmäßige Regierungs- und Bauratsstelle verliehen worden.

Die Staatsprüfung haben bestanden: die Regierungsbauführer Erich Drenckhan, Henry Dehning (Wasser- und Straßenbau).

Der Wirkliche Geheime Oberbaurat Dr.-Ing. chr. Karl Müller in Berlin, früher Vortragender Rat in den Eisenbahnabteilungen des ehemaligen Ministeriums der öffentlichen Arbeiten, ist gestorben.

INHALT: Verlegung eines 130 m langen Strohrohres in den Rhein bei Dulsburg. — Die bei der Reinigung des Isebeckkanals in Hamburg verwendeten neuartigen Schwimmwehre. — Versuche der Deutschen Reichsbahn mit Bauhölzern verschiedener Herkunft (Schluß). — Vermischtes: Vereinfachte Bauweise von Güterschuppen. — Hafen von Ellesmere am Kanal von Manchester. — Fischversteigerungshalle X in Wesermünde. — Bericht über die 32. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins. — Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Patentschau. — Personalmeldungen.

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