

# DIE BAUTECHNIK

10. Jahrgang

BERLIN, 29. Januar 1932

Heft 5

## Elektrisch geschweißte Tragkonstruktion für eine Betonplatte mit Walzträgerereinlage.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaurat Dr.-Ing. Natermann, Hameln.

Die neue, inzwischen fertiggestellte Weserbrücke in Hameln überschreitet die Weser unmittelbar oberhalb der Werderinsel, auf der die Weizenmühle der Wesermühlen AG liegt. Der letzte Abschnitt der Bauarbeiten galt der Verbindung dieser Brücke mit der Werderinsel bzw. mit der Mühle.

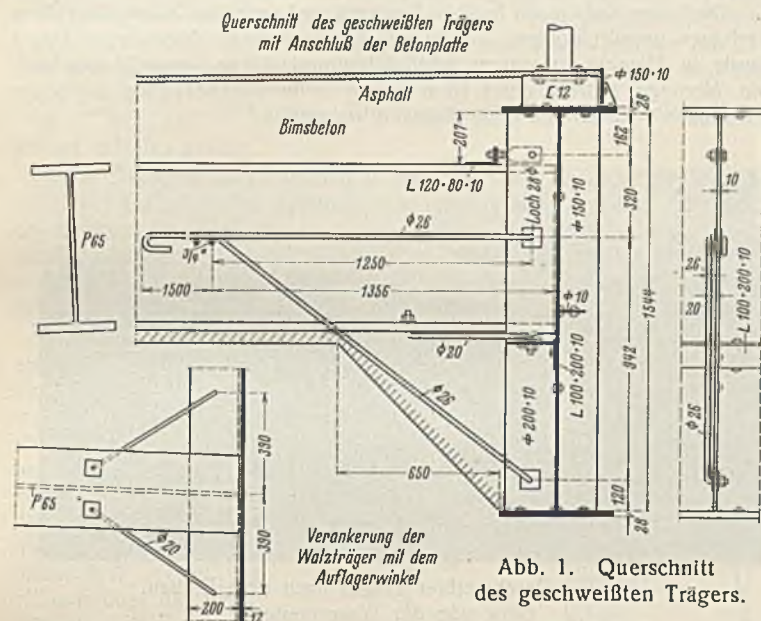


Abb. 1. Querschnitt des geschweißten Trägers.

Zur Herstellung dieser Verbindung ist ein Turbinengerinne der Mühle zu überschreiten, das unter der Überbrückung in nahezu rechtem Winkel abbiegt. Wegen zu geringer Bauhöhe muß dieses Gerinne durch eine Betonplatte mit Walzträgerereinlage überbrückt werden. Das eine Ende der Betonplatte liegt auf einem Pfeiler der nunmehr abgebrochenen Weserbrücke auf. Das andere, über dem Gerinne-Einlauf liegende Ende muß von einer besonderen Konstruktion getragen werden, um den Einlauf frei zu halten. Der Gerinne-Einlauf ist durch einen 1,30 m starken Pfeiler aus Eisenbeton in zwei Öffnungen zu je 9,71 m Stützweite aufgeteilt. Von der Tragkonstruktion wird ebenso wie von der Betonplatte eine möglichst geringe Bauhöhe verlangt.

Die Betonplatte sowie die Überbrückungskonstruktion über dem Gerinne-Einlauf liegen in der Richtung der Überbrückungskonstruktion entsprechend dem Gefälle der darüber hinweggehenden Straße in der Neigung rd. 41,5‰ (1 : 24), quer dazu waagrecht. Die Betonplatte selbst ist in der Richtung der Überbrückungskonstruktion 18 m breit, ihre Stützweite ist im Durchschnitt 15,30 m. Die gesamte auf der Überbrückungskonstruktion liegende Last ist einschließlich der Verkehrslast rd. 412 t. Die Überbrückungskonstruktion hat als Balken auf drei Stützen über der Mittelstütze ein größtes Moment von 248,7 tm auszuhalten. An Bauhöhe standen 1600 mm zur Verfügung.

Als Material für die Überbrückungskonstruktion kam angesichts der großen Kräfte und der geringen zur Verfügung stehenden Bauhöhe nur Stahl in Betracht. Da wegen der mangelnden Bauhöhe nur ein seitlicher Anschluß der Betonplatte an die Tragkonstruktion in Frage kam und da Spannungsmomente an den Enden der Walzträger zur Schonung der Tragkonstruktion tunlichst vermieden werden sollten, wurde aus Gründen der konstruktiven Einfachheit eine geschweißte Ausbildung der Tragkonstruktion gewählt.

Abb. 1 zeigt den Querschnitt des geschweißten Überbrückungsträgers und den Anschluß der Betonplatte. Die tragenden Teile der Betonplatte sind Peiner Träger Profil 65, die in mittleren Abständen von 0,90 m voneinander liegen und mit Bimsbeton umhüllt sind. Die Träger sind in der neueren Verschnürungsausführung durch verspannte Rundisen miteinander verbunden, die

über und unter den Trägerflanschen hinweggehen. Die Träger liegen in knapp halber Höhe des eisernen Brückenträgers auf Kipplagern auf. Der Scheitel des Kipplagers liegt 3,6 cm von Achse Stehblech des Trägers ab.

Der die Betonplatte tragende Träger besteht aus einem 1544 mm hohen Stehblech von 12 mm Dicke und aus zwei angeschweißten Kopfplatten von 450 · 28 mm. Die angeschweißten, aus gehobeltem Flußeisen bestehenden Kipplager liegen auf angeschweißten L 200 · 100 · 10, die unter den Lagern durch angeschweißte Bleche kräftig nach unten abgestützt sind. Der ganze Träger selbst ist jedesmal in der Mitte zwischen zwei Walzträgern der Betonplatte auf beiden Seiten kräftig ausgesteift. Mit den Aussteifungen sind die die Kipplager tragenden Winkel an ihren Enden verschweißt, um das aus der außermittigen Auflagerung der Walzträger herrührende Moment sicher in die Hauptaussteifungen des Überbrückungsträgers zu übertragen, die es in die Kopfplatten überleiten, die ihrerseits so stark ausgebildet sind, daß sie auch die seitliche Kraft übernehmen und zu den Auflagern weiterleiten können.

Durch die Kipplager ist den Walzträgern der Betonplatte während des Betonierens, das vom landseitigen Ende her zunächst etwa 2 m an den geschweißten Träger heran geschieht, die erforderliche Drehmöglichkeit gegeben. Damit die Träger dabei nicht von den Lagern abgleiten, sind sie — wie auf dem der Abb. 1 beigegebenen Grundriß dargestellt — durch Rundisenanker festgehalten, die den Unterflansch der Träger mit dem abstehenden Flansch des die Kipplager tragenden Winkels verbinden. Auf dem Oberflansch der Träger ist von Träger zu Träger ein starker L 120 · 80 · 10 verschraubt, von dem zu den Hauptaussteifungen des geschweißten Trägers eine mit Zug- und Druckmutter versehene Spansschraube führt. Diese soll zur Sicherung des Betonanschlusses an den geschweißten Träger eine weitere Drehbewegung der Walzträger gegen den geschweißten Träger bei dem Weitergehen des Betonierungsvorganges sperren. Die Muttern der Spansschrauben werden vor Eintritt in diesen letzten Betonierungsabschnitt angezogen. Dem gleichen Zweck der Verspannung beim zweiten Betonierungsabschnitt dienen auch die gezeichneten, im Beton mit Rundhaken versehenen und an die Hauptaussteifungen des geschweißten Trägers angreifenden Rundisen.

Die Kopfplatten des geschweißten Trägers sind, um eine Vielzahl von Anschlüssen und Schweißnähten zu vermeiden, der Einfachheit halber ungestaffelt über den ganzen Träger hinweggeführt worden. Die Hauptaussteifungen sind auf der Betonseite durch die waagerechten Winkel und auf der Luftseite durch kleine Knaggen versteift. Besonders kräftig ist die Aussteifung über den Lagern des Blechträgers ausgebildet worden.

Das Stehblech des Trägers ist über dem Mittelaufleger gestoßen. Der Stoß ist wegen der großen zu übertragenden Querkräfte als Lamellenstoß mit Schlitzschweißungen ausgebildet worden. Die Kopfplatten sind oben und unten wechselseitig vom Mittelaufleger ebenfalls je einmal gestoßen. Der Stoß ist auch hier durch Lamellen gedeckt worden.

Das Mittelaufleger des Trägers ist als Kugelkipplager ausgebildet worden. Der Auflagerpunkt liegt entsprechend der Angriffslinie der

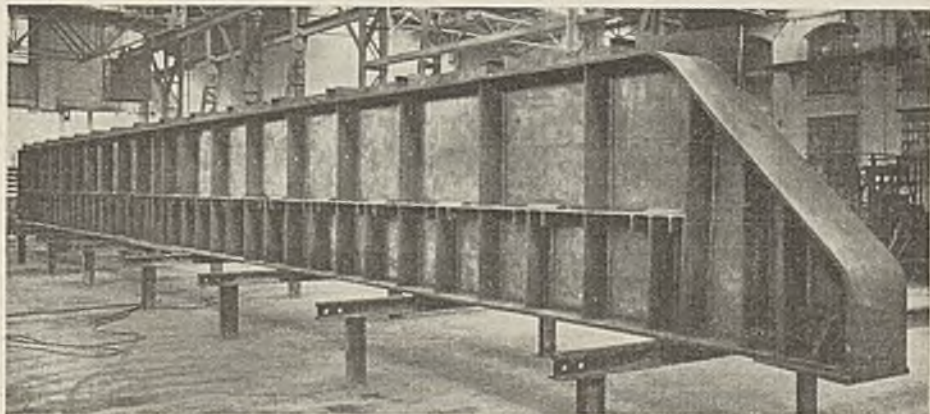


Abb. 2. Gesamtansicht des geschweißten Trägers. Betonseite.

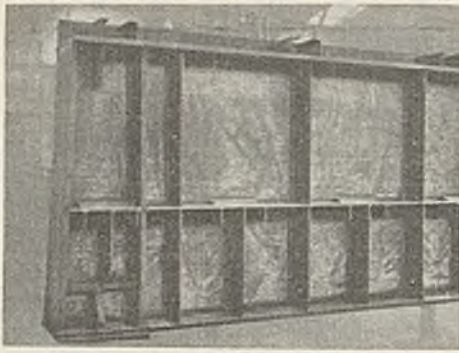


Abb. 3. Oberwasserseitiges Ende.

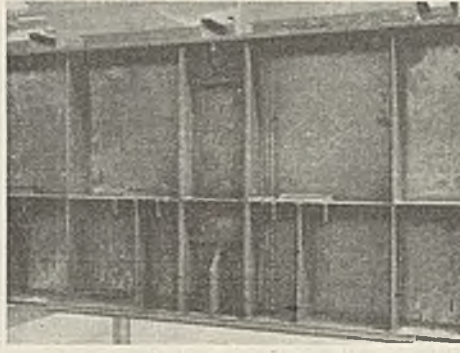


Abb. 4. Mittelstück.

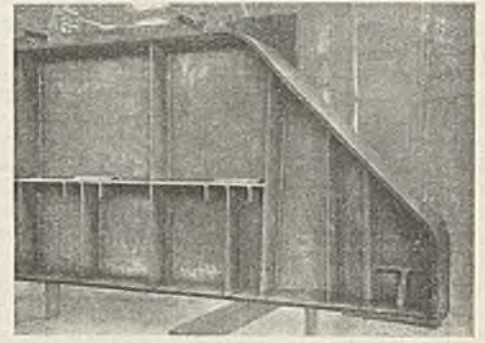


Abb. 5. Unterwasserseitiges Ende.

Abb. 3 bis 5. Teilansichten des geschweißten Trägers. Betonseite.

großen, aus den Walzträgern herrührenden Lasten 3,6 cm seitlich der Stehblechachse. Die Seitenaufleger werden durch Bleiplatten gebildet.

Abb. 2 bis 5 zeigen die Ansicht des Trägers von der Betonseite her, und zwar Abb. 2 eine Übersicht und Abb. 3 bis 5 Teilansichten. Die auf der oberen Kopfplatte sichtbaren  $\square$ -Eisen dienen zur Befestigung eines Geländers. Das in Abb. 5 dargestellte südliche Ende des Trägers mußte aus örtlichen Gründen abgeschrägt werden. Die Schrägführung der Aussteifungen, die auf Abb. 3 u. 5 die Stützwinkel der Walzträgerlager begrenzen, hat ihre Ursache in der Führung der Abgrenzungswände der Betonplatte.

Der in seinem Aussehen fast als Gußstück wirkende 19,86 m lange rd. 10,5 t wiegende Träger aus St 37 ist im übrigen nach den „Vorschriften für geschweißte Stahlbauten“ — Ausgabe 1931 — berechnet und ausgebildet worden. Er ist als Ganzes in der Werkstatt hergestellt worden.

Geschweißt wurde mit schwach ummantelten Elektroden „System Humboldt“; Schweißmaschine: Gleichstrom-Schweißapparat Garbe & Lahmeyer. Stromspannung: unbelastet 70 V, belastet 22 bis 25 V. Stromstärke: 150 bis 180 Amp. Die Schweißer sind gemäß den Bestimmungen des § 7 der „Vorschriften“ geprüft. Die Proben haben ergeben:

Kreuzprobe: senkrecht geschweißt: 25 bis 31 kg/mm<sup>2</sup>,  
waagrecht geschweißt: 25 bis 31 kg/mm<sup>2</sup>.

Außerdem wurden bei allen Schweißproben Proben nach § 8 der „Vorschriften“ durchgeführt. Das Ergebnis war:

Flankenschweißprobe: 31 bis 37 kg/mm<sup>2</sup>,  
Stumpfschweiß-Zerreißprobe: (V-Naht) 30 bis 32 kg/mm<sup>2</sup>,  
Stumpfschweiß-Biegeprobe: 60° bis 81°.

Die nach den „Vorschriften“ verlangten Festigkeiten sind danach voll erreicht.

Die Schweißnähte am fertigen Bauwerk sind nach dem Schmucklerschen Verfahren geprüft worden. — Der auf der Reichsbahn angefahrne Träger wurde in Hameln auf einem Schiff schwimmend zur Baustelle geschafft. Die Montage mittels eines 16 m hohen Scherenkranes ging dank der getroffenen Maßnahmen ohne Anstand vorstatten.

Abb. 6. Geschweißter Träger nach dem Einbau.  
Blick von der Wasserseite.

Abb. 6 zeigt den Träger nach der Montage.

Der Träger ist entworfen vom Wasserbauamt Hameln und ausgeführt und montiert von der Brückenbauabteilung der Humboldt-Deutzmotoren AG, Köln.

Alle Rechte vorbehalten.

## Wirtschaftliche Dalbenformen und deren Berechnung.

Von Dr.-Ing. Blum, Dortmund.

Dalben sind bekanntlich schon mehrfach aus Stahlprofilen ausgeführt worden<sup>1)</sup>; da solche sich gut bewährt haben, sind weitere derartige Ausführungen geplant. Um die wirtschaftlichste Querschnittform, das geeignetste Einzelprofil, die vorteilhafteste Konstruktion zu bestimmen, ist es erforderlich, die statische Wirkungsweise klar zu erfassen, und um die Standsicherheit beurteilen zu können, ist eine einwandfreie, aber doch einfache Berechnungsweise unerlässlich.

Die Belastung, die ein Dalben auszuhalten hat, kann sowohl eine konstante Zugkraft, als auch eine Stoßkraft von zeitlich kurzer Dauer sein. Ein Fahrzeug übt nur bei Winddruck oder Wasserströmung und bei allmählicher Bremsung eine länger dauernde Zugkraft aus, die leicht rechnerisch erfaßbar ist. Eine Stoßbeanspruchung erfährt der Dalben beim unmittelbaren Aufprall eines Fahrzeuges.

Die Kräfte, die bei dieser Belastung auftreten, hängen — außer von der Masse und Geschwindigkeit des Fahrzeuges und der Durchbiegung des Dalbens — von äußeren Umständen ab. Trifft ein Schiff schräg auf einen Dalben, was meist der Fall ist, so liegt der Berührungspunkt nicht in der Trägheitsachse, wodurch ein Drehmoment auf das Fahrzeug ausgeübt wird. Das Fahrzeug dreht sich um seine Schwerachse, und ein großer Teil seiner Energie wird vernichtet, so daß auf den Dalben eine geringere Kraft wirkt, als sich aus der Komponente zur Fahrtrichtung errechnen würde. Zur Ermittlung der ungünstigsten Beanspruchung muß man jedoch mit senkrechtem axialem Stoß rechnen. Dabei kann aber

die volle Fahrgeschwindigkeit nicht auftreten. Die Energie des sich bewegenden Schiffes  $\frac{1}{2} m v^2$  muß auf dem Wege der Durchbiegung des Dalbens vernichtet werden. Die auftretenden Kräfte werden um so geringer, je größer der Bremsweg ist. Für Bauwerk und Fahrzeug ist die Beanspruchung um so geringer, je elastischer der Stoß aufgefangen wird. Es ist also bei allen Dalbenkonstruktionen anzustreben, die vorhandene Stoßenergie auf einem möglichst großen Bremswege zu vernichten. Das läßt sich grundsätzlich auf zwei Wegen erreichen:

1. entweder wird ein schwerer Massivblock oder starrer Pfahlblock errichtet und mit elastischen Zwischengliedern (Federn, Fendern) ausgerüstet;
2. oder es wird eine leichtere, in sich durch Baustoff und Anordnung elastische Konstruktion gewählt.

Die erste Bauweise hat den Vorteil, daß die Hauptanlage — falls sie schwer genug ist — nie beschädigt wird, also keine Unterhaltungskosten erfordert, und daß nur die verhältnismäßig leichten Zwischenglieder abgenutzt werden und der Unterhaltung und Erneuerung bedürfen. Andererseits sind aber die Anlagekosten einer derartigen Konstruktion sehr hoch, und im Falle des Versagens der Federung prallt das Fahrzeug auf den starren Teil auf und wird beschädigt. Diese Bauweise ist also nicht unbedingt zuverlässig.

Im Gegensatz hierzu vereinigt die zweite Bauart alle Vorteile in sich: geringe Anlagekosten, lange Lebensdauer, geringe Unterhaltung und unbedingte Zuverlässigkeit, wenn der Dalben nur genügend elastisch nachgiebig ist, ohne dabei die zulässigen Materialspannungen oder zulässigen Bewegungen zu überschreiten. Im folgenden sei deshalb nur auf die in sich elastische Bauweise eingegangen.

<sup>1)</sup> Vgl. „Dükdalben als Anlegewerke für große Schiffe in durch Bohrwurm gefährdeten Hafenanlagen“ von Marinebaurat Pein, Wilhelmshaven, Bautechn. 1929, Heft 6, S. 80; „Dalben aus flußstählernen Spundbohlen“ von Regierungsbaurat Möller†, Duisburg, Bautechn. 1929, Heft 54, S. 849.

Bei konstanter Zugkraft wächst das größte Biegemoment mit zunehmender Höhe des Kraftangriffspunktes. Die ungünstigste Beanspruchung, die eine dauernde Zugkraft ausüben kann, tritt also bei HW ein, falls dann noch Festmachevorrichtungen erreicht werden können. Dagegen tritt die größte Stoßbeanspruchung bei NW auf, da die Durchbiegung mit der dritten Potenz der freien Höhe des Dalbens abnimmt. Die Stoßkräfte betragen meist ein Vielfaches der möglichen Dauerkraft, so daß auf die Berechnung dieser Stoßkräfte der Hauptwert zu legen ist. Nur bei sehr hohen Dalben mit starken Wasserspiegelschwankungen ist neben der Stoßkraft bei NW die Beanspruchung aus einer dauernden Zugkraft bei HW zu berechnen.

Wird ein Fahrzeug durch ein Tau abgebremst, das um eine Haltevorrichtung geschlungen ist und langsam abgelenkt, so wird die Energie auf einem sehr langen Wege vernichtet. Die Bremskraft ist gering und bleibt mehrere Sekunden lang annähernd konstant. Die Eigendurchbiegung des Dalbens darf dabei vernachlässigt werden. Auf diese Weise können beträchtliche Geschwindigkeiten ohne Beschädigung des Dalbens, der Haltevorrichtung und des Seiles abgebremst werden. Soll ein 1000-t-Schiff mit einer Geschwindigkeit von 1 m/sek (3,6 km/h) auf eine Weglänge von 10 m zum Stehen gebracht werden, so wäre hierfür nur eine Kraft von rund  $\frac{1000}{10} \cdot \frac{1,0^2}{2} \cdot \frac{1}{10} = 5 \text{ t}$  nötig. Die Beanspruchung, die ein Dalben daraus erfährt, ist also gering.

Die Elastizität des Fahrzeuges und die Massenträgheit des Dalbens sollen bei den folgenden Betrachtungen vernachlässigt werden. Die Masse des Dalbens im Vergleich zu der des Fahrzeuges ist so gering, daß sie nicht berücksichtigt zu werden braucht. Die Vernachlässigung der Verformung des Fahrzeuges liefert etwas zu ungünstige Ergebnisse, was als Erhöhung der Sicherheit angesehen werden kann.

Um die Auswirkung der elastischen Eigenschaften und das Verhalten einzelner typischer Dalbenquerschnitte bei Stoßbeanspruchung miteinander vergleichen zu können, müssen die charakteristischen Abhängigkeiten rechnerisch festgelegt werden. Für diesen überschläglichen Vergleich sei ein Idealbelastungsfall nach Abb. 1 zugrunde gelegt.

Ein Dalben mit dem Trägheitsmoment  $J$  und dem Widerstandsmoment  $W$  sei in der Höhe  $h$  über der Sohle mit einer Kraft  $P$  belastet. Zur Vereinfachung sei vorläufig in Sohlenhöhe eine feste Einspannung angenommen, um den Einfluß der Bodenverhältnisse auszuschalten. Diese Vereinfachung ist für die Vergleichsrechnung erlaubt. Unter diesen gegebenen Verhältnissen wird die größte Spannung in Höhe der Sohle

$$(1) \quad \sigma = \frac{P h}{W}$$

und die größte Durchbiegung in Höhe des Kraftangriffspunktes

$$(2) \quad d = \frac{P h^3}{3 E J}$$

Die mit der Geschwindigkeit  $v$  sich bewegende Masse  $m$  hat ein Arbeitsvermögen  $\frac{m v^2}{2}$ , das auf dem Wege  $d$  vernichtet werden soll. Die Endkraft nach vollendeter Durchbiegung sei  $P$ . Die von dem Dalben geleistete innere Arbeit ist dann bekanntlich  $\frac{1}{2} P d$ .

Da die äußere Arbeit gleich der inneren sein muß, ergibt sich die dritte Bedingungsgleichung

$$(3) \quad m v^2 = P d.$$

Durch Umwandlung der Gl. 1 bis 3 erhält man

$$(4) \quad \sigma = \sqrt{\frac{m v^2 3 E J}{h W^2}}$$

$$(5) \quad d = \sqrt{\frac{m v^2 h^3}{3 E J}}$$

$$(6) \quad P = \sqrt{\frac{m v^2 3 E J}{h^3}}$$

Bei gleichen Verhältnissen, aber wachsendem  $h$  verringert sich nach Gl. 4 demnach die Spannung. Also umgekehrt wie bei einer dauernden Belastung ergibt bei Stoßkräften der niedrigste Angriffspunkt die höchsten Spannungen. Bei wechselnden Wasserständen ist also immer der NW-Spiegel als ungünstigster Zustand maßgebend.

Unter gleichen äußeren Bedingungen verhalten sich die höchsten Beanspruchungen für verschiedene Baustoffe wie die Wurzeln aus deren

Elastizitätsmaßen. Der Vergleich zwischen Eisenbeton, Eisen und Holz ergibt:

$$\sigma_{\text{Beton}} = \sigma_{\text{Holz}} \sqrt{\frac{E_b}{E_h}} = 100 \sqrt{\frac{300\,000}{100\,000}} = 147 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{b \text{ zul}} = 50 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_{\text{Eisen}} = \sigma_{\text{Holz}} \sqrt{\frac{E_e}{E_h}} = 100 \sqrt{\frac{2\,100\,000}{100\,000}} = 459 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{e \text{ zul}} = 1200 \text{ bzw. } 1600 \text{ kg/cm}^2.$$

Ein Dalben aus Eisenbeton müßte also bedeutend stärker werden als derselbe in Holz, abgesehen davon, daß sich Eisenbeton für Stoßbeanspruchungen nicht eignet. Hingegen kann ein eiserner Dalben schwächer ausgebildet werden als ein entsprechender Holzdalben. Jedoch wird ein eiserner Dalben erst dadurch wirtschaftlich und elastisch genug, daß man beliebige Profile oder Hohlquerschnitte verwenden kann.

Die Eignung eines Baustoffes an sich bei unmittelbarer Stoßbeanspruchung hängt von dem Verhältnis der zulässigen Spannung zu den Elastizitätsmaßen ab. Es ist

$$\frac{\sigma}{E} = \frac{J l}{l} \quad \text{für Holz} \quad \frac{1}{1000} \quad \text{für Stahl} \quad \frac{1}{1750} \quad \text{Eisenbeton} \quad \frac{1}{1310} \quad \frac{1}{6000}$$

Stahl und Holz sind in dieser Hinsicht also nahezu gleichwertig. Die zulässige Spannung für Holz ist mit  $100 \text{ kg/cm}^2$  angenommen, was sicher nicht zu ungünstig ist, weil damit zu rechnen ist, daß der ungünstigste Querschnitt unter der Sohle, also am oberen, schon dünner und ästig werdenden Pfahlende liegt. Außerdem muß unter Wasser mit einer Verminderung der Holzfestigkeit gerechnet werden<sup>2)</sup>.

Betrachtet man verschiedene Querschnittsformen unter sonst gleichen Umständen, so läßt sich die Gl. 4 schreiben

$$(7) \quad \sigma = c \sqrt{\frac{J}{W^2}}$$

Die günstigste Querschnittsform, d. h. die mit geringster Beanspruchung, ist diejenige, die bei kleinstem Trägheitsmoment ein möglichst großes Widerstandsmoment hat. Um verschiedene Profile miteinander vergleichen zu können, müssen alle Spannungen auf den gleichen Querschnitt bezogen werden. Bei wachsendem Querschnitt, aber gleicher Form, und unter gleichen äußeren Verhältnissen ändert sich die Spannung nur mit dem Wurzelgliede der Gl. 7. Dieses hat die Dimension  $\frac{1}{\text{cm}}$ , während der Querschnitt mit der Dimension  $\text{cm}^2$  wächst. Unabhängig von der Größe des Querschnittes bei jedoch gleichen Formverhältnissen ist das Produkt  $(\sqrt{\frac{J}{W^2}})^2 F$ . Es ist für die gleiche Querschnittsform konstant. Dieses Produkt gibt also den Ausnutzungsgrad einer Profilform an und sei mit  $p$  bezeichnet:

$$(8) \quad p = \frac{J}{W^2} F.$$

Der Ausnutzungsgrad ist am günstigsten bei kleinstem  $p$ , also dann, wenn bei möglichst kleinem Querschnitt die geringsten Spannungen auftreten. Tabelle 1 (S. 52) gibt eine Übersicht einiger Querschnittsformen mit den zugehörigen Werten  $F$ ,  $W$ ,  $J$  und  $p = F \cdot \frac{J}{W^2}$ . Für die Hohlquerschnitte ist ferner der Grenzwert für  $p$  angegeben, wenn die Wandstärke  $s$  sich dem Werte Null nähert.

Ein Vergleich der Spalten 1 und 2 zeigt, daß es gleichgültig ist, ob der Querschnitt quadratisch oder rechteckförmig ist. Bei Flächengleichheit treten die gleichen Spannungen auf. Ja, es ist sogar ohne Einfluß, ob der Stoß auf die Stirn- oder Querseite des Rechtecks stattfindet. Der Kreisquerschnitt ist am ungünstigsten. Die Gegenüberstellung der Spalten 3 einerseits und 4 und 6 andererseits lehrt, daß ein möglichst dünnstegiger Querschnitt die beste Materialausnutzung hat. Deshalb sind in Tabelle 2 (S. 52) einige Profileisen zusammengestellt.

Die beste Ausnutzungsnummer besitzen die Breitflanschträger. Jedoch zeigt die Spalte 7, daß solche Profile nicht senkrecht zur  $y$ -Achse beansprucht werden dürfen; andernfalls geht der ganze Vorteil verloren. Da aber in der Praxis sich bei Dalben seitliche Stöße nicht vermeiden lassen, muß man nach einem anderen Profil suchen, das allseitigen Beanspruchungen möglichst gewachsen ist. Das nächstliegende Profil wäre die Rohrform, jedoch betragen die Materialpreise für derartige Röhre ein Vielfaches derjenigen für sonstige Profileisen, so daß eine wirtschaftliche Verwendung nicht in Frage kommt. Dahingegen stellt das Union-Kastenprofil der Vereinigte Stahlwerke AG, Dortmunder Union, ein besonders geeignetes Profil dar. Die Ausnutzung ist bei Beanspruchung senkrecht zur  $y$ -Achse zwar etwas ungünstiger. Aber das Union-Kastenprofil ist

<sup>2)</sup> Nach Versuchen von G. Lang im Bauingenieurlaboratorium Hannover ist die Festigkeit von Holz unter Wasser nur halb so groß als im trockenen Zustande. (Vgl. hierzu ferner Bautechn. 1932, Heft 2, S. 23.)

Tabelle 1.

Spalte	1	2	3	4	5	6
$F$	$a^2$	$b h$	$b (H - h)$	$A^2 - a^2$	$\frac{\pi d^2}{4}$	$\frac{\pi}{4} (D^2 - d^2)$
$W$	$\frac{a^3}{6}$	$\frac{b h^2}{6}$	$\frac{b}{6 H} (H^3 - h^3)$	$\frac{A^4 - a^4}{6 A}$	$\frac{\pi d^3}{32}$	$\frac{\pi}{32} \frac{D^4 - d^4}{D}$
$J$	$\frac{a^4}{12}$	$\frac{b h^3}{12}$	$\frac{b}{12} (H^3 - h^3)$	$\frac{A^4 - a^4}{12}$	$\frac{\pi d^4}{64}$	$\frac{\pi}{64} (D^4 - d^4)$
$p = F \cdot \frac{J}{W^2}$	3,0	3,0	$3,0 \cdot \frac{H^2}{H^2 + h H + h^2}$	$3,0 \cdot \frac{A^2}{A^2 + a^2}$	4,0	$4,0 \cdot \frac{D^2}{D^2 + d^2}$
$\lim_{s \rightarrow 0} p =$			1,0	1,5		2,0

Tabelle 2.

Spalte	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	I 30		P 30		P 50		x-Achse		y-Achse	
	x-Achse	y-Achse	x-Achse	y-Achse	x-Achse	y-Achse	Profil I	Profil II	Profil I	Profil II
$F$	69,1	69,1	154	154	255	255	161,4	197,4	161,4	197,4
$W$	653	72,2	1 720	600	4 530	902	1 440	2 200	1 646	1 986
$J$	9800	451	25 760	9010	113 200	13 530	19 892	40 504	36 664	44 228
$p = \frac{F J}{W^2}$	1,58	5,95	1,34	3,85	1,4	4,23	1,545	1,65	2,18	2,21

das einzige vorhandene Walzprofil, das für elastische Dalbenform wie geschaffen ist. Da die Bohlen aber frei im Wasser stehen, ist die Schloßreibung gering und nicht ausreichend, um die auftretenden Schubspannungen aufzunehmen. Deshalb wird man eine schubsichere Verbindung jeweils zweier Bohlenhälften vorsehen. Die elektrische Schweißung ist hierfür ein ausgezeichnetes und billiges Mittel. Die Unkosten für das Schweißen werden durch die Ersparnis an Schloßseisen aufgehoben. Andere Profilkombinationen kommen (neben paarweise zusammengeschweißten Larssen-seisen) wirtschaftlich nicht in Frage. Das Union-Kastenprofil hat weiter den Vorteil, daß zwei oder mehr nebeneinander angeordnete geschweißte Kasten durch die Schloßseisen eine gute Längsführung erhalten.

Selbstverständlich reicht ein einzelnes Kastenprofil zur Aufnahme größerer Stoßkräfte nicht aus. Es müssen daher mehrere Kasten kombiniert werden, und es bleibt zu untersuchen, wie sich beliebige Kombinationen statisch, besser gesagt, dynamisch verhalten. Es muß festgestellt werden: Ist eine schubfeste Verbindung der Einzelprofile erforderlich, oder ist eine elastisch verschiebliche Konstruktion vorteilhafter? Es läßt sich schon vermuten, daß die schubfeste Bauart außer einigen Einschränkungen die wirtschaftlich ungünstigere ist. Betrachtet seien beliebige einander gleiche Einzelquerschnitte (Tabelle 3) mit den Werten  $i$ ,  $w$ ,  $h$  und  $f$  für das Trägheitsmoment, Widerstandsmoment, die Höhe und den Querschnitt des Einzelprofils und  $J$  und  $W$  für die entsprechenden Werte des Gesamtprofils bei schubfester Verbindung der Querschnitte. Der Quotient  $q$  aus der Spannung für lose und feste Verbindung gibt dann an, um wieviel geringer oder größer die Spannung bei loser als bei der schubfesten Bauart ist. Wird  $q = 1$ , so ist es für die Größe der Spannung gleichgültig, ob die Querschnitte schubsicher verbunden sind oder nicht. Wird  $q$  kleiner als 1, so ist die Spannung bei Einzelwirkung geringer. Wird  $q$  größer als 1, so ist die feste Konstruktion günstiger. Es ist für Anordnung a) (Tabelle 3)

$$(9) \quad q = \frac{\sqrt{\frac{2i}{4w^2}}}{\sqrt{\frac{J}{W^2}}} = \sqrt{\frac{2iW^2}{4w^2J}}$$

Bei Berücksichtigung der gegenseitigen Abhängigkeiten ergeben sich für verschiedene Anordnungen und verschiedene Form der Einzelquerschnitte die in Tabelle 3 (S. 53) zusammengestellten Werte.

Die in Spalte 2 und 3 angegebenen Werte  $q$  sind allgemein für jede Querschnittsform gültig. Aus Spalte 4 und 5 erkennt man, daß man für Vollquerschnitte einer schubfesten Querschnittsverbinding kleinere, wenigstens nicht größere Spannungen erhält. Bei den Hohl- und Profil-

querschnitten Spalte 6 bis 10 ist dagegen die lose Anordnung günstiger. Bei Holzdalben wird man daher am besten immer eine schubfeste Verzlimmerung wählen, während bei Hohlquerschnitten aus Stahlprofilen das Material besser ausgenutzt wird, wenn keine feste Verbindung vorgesehen wird, so daß jedes Einzelelement sich unabhängig von dem anderen in der Längsrichtung verschieben kann. Es muß natürlich durch die Konstruktion dafür gesorgt werden, daß alle Profile gleichzeitig und gleichmäßig zum Tragen herangezogen werden. Würde man bei den Anordnungen c) und d) die Profilabstände noch vergrößern, so würden sich die Werte  $q$  erhöhen und die Ergebnisse sich etwas verschieben. Es ist aber zu berücksichtigen, daß dem Abstände aus konstruktiven Gründen Grenzen gesetzt sind, und man darf annehmen, daß der Abstand die Profilhöhe nicht wesentlich überschreitet. Ist der Abstand größer, so kann die Schubkraft nicht mehr mit Sicherheit aufgenommen werden, da die Dübel sich verkanten und elastisch verformen, und dann kann das Ganze nicht mehr als einheitlicher Querschnitt angesehen werden.

Die bisher abgeleiteten Gleichungen und errechneten Zahlenwerte haben keinen Anspruch auf volle Genauigkeit, da die vereinfachende Annahme einer festen Einspannung im Boden gemacht wurde. Für einen allgemeinen Vergleich sind die Gleichungen aber genau genug. In Wirklichkeit werden die Werte noch durch die Bodenverhältnisse, die eine elastische Einspannung erzeugen, beeinflußt. Da der erforderliche Materialaufwand auch noch von der Größe der Rammtiefe abhängt, diese aber um so geringer wird, je geringer die Kraft  $P$  wird, also je größer  $d$  ist, wird bei denjenigen Querschnitten mit kleinstem  $p$  auch noch an Rammtiefe, also an Material gespart, so daß sich diese Querschnitte bezüglich des Materialverbrauches noch günstiger stellen. Außerdem wird für Querschnittskombinationen auch dann, wenn  $q$  größer als 1, die Rammtiefe bei schubfestem Querschnitt größer als bei aufgelöster Konstruktion, da  $P$  infolge des wesentlich größeren Trägheitsmomentes größer wird.

Die Belastung eines Dalbens ist in Abb. 2 dargestellt. Für die Ermittlung der Rammtiefe kann eine ideale Belastungsverteilung nach Abb. 2b zu Hilfe genommen werden. Vergleicht man die sich daraus ergebende Rammtiefe  $t_0$  mit derjenigen  $t$  aus der genaueren Belastungsverteilung, so ergibt sich<sup>3)</sup>

$$(10) \quad t = 1,2 t_0.$$

Berücksichtigt man die Reibung zwischen Dalben und Erde, so würde die Reibungskraft links vor dem Dalben nach abwärts und hinter ihm nach

<sup>3)</sup> Vgl. Brennecke-Lohmeyer: Der Grundbau, Bd. II, und Blum: Spannungsverhältnisse bei Bohlwerken. Verlag von Wilh. Ernst & Sohn.

Tabelle 3.

Spalte		a	b	c	d	
1	Anordnung					
2	$q =$	$\frac{J}{8i}$	$\frac{J}{27i}$	$\frac{J}{18i}$	$\frac{J}{75i}$	
3	$q =$	$\sqrt{\frac{2i + \frac{fh^2}{2}}{8i}}$	$\sqrt{\frac{3i + 2fh^2}{27i}}$	$\sqrt{\frac{2i + 2fh^2}{18i}}$	$\sqrt{\frac{3i + 8fh^2}{75i}}$	
4	q bei Kombination nebeneinander Querschnitte		1	1	1,2	1,15
			1,12	1,14	1,375	1,32
			$\sqrt{\frac{2 + 6 \cdot \frac{A^2}{A^2 + a^2}}{8}}$	$\sqrt{\frac{3 + 24 \cdot \frac{A^2}{A^2 + a^2}}{27}}$	$\sqrt{\frac{2 + 24 \cdot \frac{A^2}{A^2 + a^2}}{18}}$	$\sqrt{\frac{3 + 96 \cdot \frac{A^2}{A^2 + a^2}}{75}}$
		$\lim_{s \rightarrow 0}$	0,79	0,746	0,882	0,825
			$\sqrt{\frac{2 + 8 \cdot \frac{D^2}{D^2 + d^2}}{8}}$	$\sqrt{\frac{3 + 32 \cdot \frac{D^2}{D^2 + d^2}}{27}}$	$\sqrt{\frac{2 + 32 \cdot \frac{D^2}{D^2 + d^2}}{18}}$	$\sqrt{\frac{3 + 128 \cdot \frac{D^2}{D^2 + d^2}}{75}}$
		$\lim_{s \rightarrow 0}$	0,865	0,839	1,0	0,945
		IP 30	0,766	0,713	0,841	0,782

oben gerichtet sein. Vor dem Dalben würde sich der Erdwiderstand infolge der Reibung erhöhen, während er hinter dem Dalben geringer sein würde, als sich für den Rankineschen Sonderfall errechnet. Das Verhältnis der Gl. 10 wird dadurch jedoch praktisch nicht verändert<sup>3)</sup>.

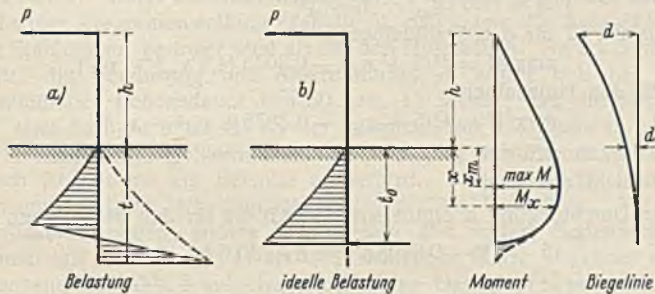


Abb. 2.

Für die Rammtiefe  $t_0$  kann folgende Gleichung angesetzt werden:

$$\sum M = 0 \quad P(h + t_0) - f_w \cdot \frac{b t_0^2}{2} \cdot \frac{t_0}{3} - f_w \cdot \frac{t_0^3}{2 \cdot 3} \cdot \frac{t_0}{4} = 0$$

$$(11) \quad t_0^4 + 4 b t_0^3 - \frac{24}{f_w} \cdot P t_0 - \frac{24}{f_w} \cdot P h = 0,$$

worin  $f_w = \gamma \operatorname{tg}^2(45^\circ + \frac{1}{2} \varrho)$  die für den Erdwiderstand bestimmte Größe darstellt. Die Vergrößerung des Erdwiderstandes infolge der seitlichen Reibung ist durch das Glied  $4 b t_0^3$  berücksichtigt.

Diese Gleichung läßt sich durch Probieren leicht lösen. Führt man die Bestimmung von  $t_0$  graphisch durch, so braucht man sich nur die Belastung links der Wand zunächst unbegrenzt zu denken, die Momentenlinie zu zeichnen; da, wo das Moment wieder Null wird, ist die Rammtiefe  $t_0$  erreicht.

Von dem Erdwiderstand wäre eigentlich noch der Erddruck abzuziehen, so daß in der Gl. 11  $f_w - f_d$  an Stelle von  $f_w$  stehen müßte. Da aber umgekehrt wie beim Erdwiderstand der Erddruck sich infolge der Seitenreibung verringert, wird der Einfluß von  $f_d$  so klein, daß er vernachlässigt werden darf.

Für das größte Moment läßt sich ebenfalls eine Gleichung aufstellen, wenn man nicht vorzieht, das graphische Verfahren zu wählen. Das Moment an einer beliebigen Stelle unterhalb der Sohle wird

$$(12) \quad M_x = P(h + x) - f_w \left[ \frac{b x^3}{6} + \frac{x^4}{24} \right];$$

$x_m$ , die Tiefe für die Stelle des größten Momentes, ist bestimmt durch die

$$\text{Gleichung} \left( \frac{d M_x}{d x} = 0 \right)$$

$$(13) \quad \frac{x_m^3}{6} + \frac{b x_m^2}{2} = \frac{P}{f_w}$$

Die Gl. 13 nach  $x_m$  aufzulösen und den Wert in Gl. 21 einzusetzen, ist in allgemeiner Form zu umständlich. Es ist einfacher, beim Zahlenbeispiel die Gl. 13 durch Probieren zu lösen.

Es ist nun erforderlich, die Größe der Durchbiegung zu ermitteln. Sie ist in Höhe des Kraftangriffes

$$d E J = \frac{P h^2}{2} \cdot \frac{2 h}{3} + \int_0^{t_0} M_x \cdot (h + x) dx$$

$$d E J = \frac{P h^3}{3} + P h^2 t_0 + P h t_0^2 + P \frac{t_0^3}{3}$$

$$- f_w \left[ \frac{b h t_0^4}{24} + \frac{h t_0^5}{120} + \frac{b t_0^5}{30} + \frac{t_0^6}{144} \right]$$

$$(14) \quad d E J = P \frac{(h + t_0)^3}{3} - \frac{f_w t_0^4}{360} [15 b h + (3 h + 12 b) t_0 + 2,5 t_0^2].$$

Da  $f_w$  die Dimension  $t/m^3$  hat, empfiehlt es sich,  $d$  in m,  $E$  in  $t/m^2$ ,  $J$  in  $m^4$ ,  $h$ ,  $t_0$  und  $b$  in m einzusetzen.

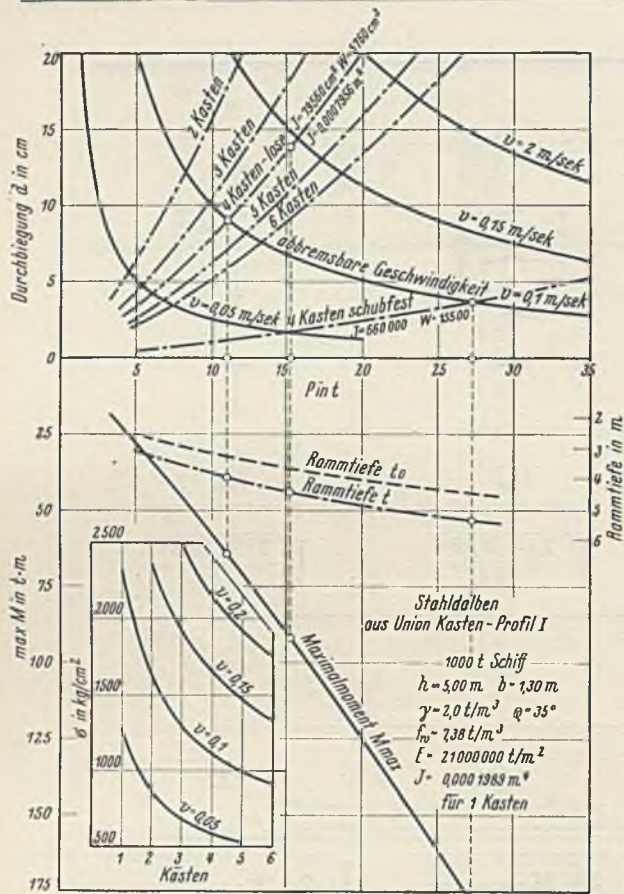


Abb. 3a.

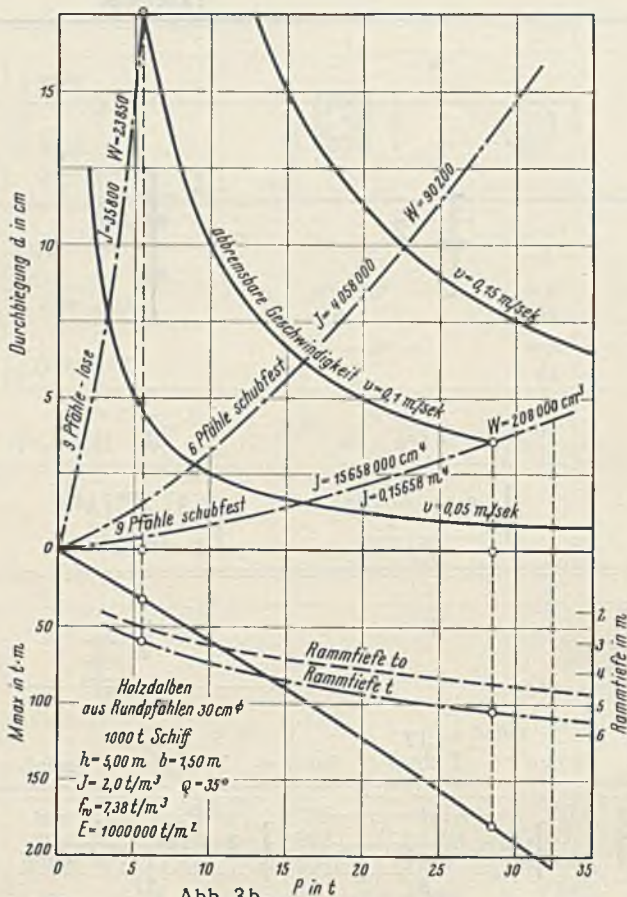


Abb. 3b.

Die tatsächliche Durchbiegung wird infolge der Elastizität des Bodens noch etwas größer sein. Die Vergrößerung darf aber als gering vernachlässigt werden.

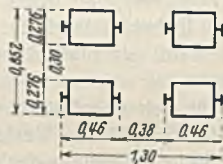
Die Durchbiegung in Höhe der Sohle ist  
(15)  $d' = d - \frac{P h^3}{3 E J}$

Auch läßt sich die Durchbiegung leicht graphisch nach Mohr ermitteln. Für die Bestimmung der Durchbiegung ist wieder die ideelle Belastungs-

Tabelle 4.

Zahlenbeispiel:

1000-t-Schiff  
 $h = 5,0 \text{ m}$   
 $\gamma = 2,0 \text{ t/m}^3$   
 $\varrho = 35^\circ$



gewählt.

Union-Kastenprofil I,  
lose verbunden.

Menge f. 1 lfdm Dalbenhöhe }  
 $J = 4 \cdot 19\,890 = 79\,560 \text{ cm}^4$   
 $W = 4 \cdot 1\,440 = 5\,760 \text{ cm}^3$   
 $= 4 \cdot 0,135 = 0,540 \text{ t}$

gegeben  $E = 2\,100\,000 \text{ kg/cm}^2$   
gegeben  $\sigma_{zul} = 1\,600 \text{ kg/cm}^2$

gegeben  $\max M = W \cdot \sigma_{zul} = 92 \text{ tm}$

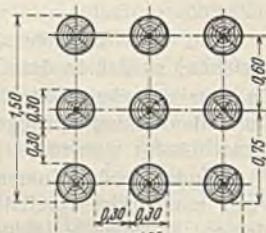
Dann ablesbar aus Abb. 3a

$d = 13,8 \text{ cm}$   
 $P = 15,2 \text{ t}$   
 $t = 4,4 \text{ m}$

abbrembare Ge- }  $v = \sqrt{\frac{P \cdot d}{m}} = 0,145 \text{ m/sek}$   
schwindigkeit }

oder gegeben  $v = 0,1 \text{ m/sek}$   
dann ablesbar  $d = 9,0 \text{ cm}$   
 $P = 11,0 \text{ t}$   
 $t = 3,9 \text{ m}$   
 $\max M = 64,0 \text{ tm}$

$\frac{\max M}{W} = \sigma_{vorh} = 1110 \text{ kg/cm}^2$



9 Rundpfähle, 0,3 m  $\phi$   
schubfest verbunden.

$J = 15\,658\,000 \text{ cm}^4$   
 $W = 208\,000 \text{ cm}^3$   
 $= 0,637 \text{ m}^3$

$E = 100\,000 \text{ kg/cm}^2$   
100

208 tm

Abb. 3b

4,3 cm  
32,5 t  
5,5 m

0,118 m/sek

0,1 m/sek  
3,55 cm  
28,5 t  
5,30 m  
180,0 tm

86,5 kg/cm<sup>2</sup>

verteilung zugrunde gelegt. Der Einfluß der genauen Verteilung auf die Größe von  $d$  ist aber unbedeutend, so daß er vernachlässigt werden darf.

Die größte auftretende Spannung ist

(16)  $\sigma = \frac{\max M}{W}$

Die Abhängigkeit zwischen  $P$  und  $d$  ist durch Gl. 3 gegeben

$m v^2 = P d$

Mit Hilfe der Gl. 11 bis 16 und der Gl. 3 ist jeder durch Stoßkräfte beanspruchte Dalben zu berechnen. Da die Gl. 11 bis 13 nur durch Probieren lösbar sind, empfiehlt es sich, von vornherein die Lösung graphisch durchzuführen, zumal auch die Großen  $J$  und  $W$  noch nicht bekannt sind.

Zahlenbeispiel. Gegeben seien die Größe des Schiffes 1000 t, die abzubremende Geschwindigkeit  $v = 0,1$  bis  $0,15 \text{ m/sek}$ , die Höhe des Stoßangriffpunktes über Sohle  $h = 5 \text{ m}$ . Die Breite des Dalbens sei schätzungsweise angenommen  $b = 1,30 \text{ m}$  für einen Stahldalben aus Union-

Kastenprofil und  $b = 1,5 \text{ m}$  für einen Holzdalben. Der Untergrund sei festgelagerter Kies mit einem Raumgewicht von  $\gamma = 2,0 \text{ t/m}^3$  (wassergesättigt) und einem Böschungswinkel  $\varrho = 35^\circ$ . Der Wert  $f_w$  ergibt sich dann zu 7,38, und die Gl. 11 kann wie folgt geschrieben werden für den Stahldalben

(17)  $t_0^4 + 5,2 t_0^3 - 3,26 P t_0 - 16,26 P = 0$  oder  $P = \frac{t_0^4 + 5,2 t_0^3}{3,26 t_0 + 16,26}$

und für den Holzdalben

(17a)  $P = \frac{t_0^4 + 6,0 t_0^3}{3,26 t_0 + 16,26}$

Entsprechend ergibt sich aus Gl. 13 für den Stahldalben

(18)  $\frac{x_m^3}{6} + \frac{1,2 x_m^2}{2} = \frac{P}{7,38}$  oder  $\begin{cases} P = 1,23 [x_m^3 + 3,6 x_m^2] \text{ bzw. für den Stahldalben} \\ P = 1,23 [x_m^3 + 4,5 x_m^2] \end{cases}$

und aus Gl. 12 für den Stahldalben

(19)  $\max M = P(5 + x_m) - 0,3075 [4,8 x_m^3 + x_m^4]$

bzw. für den Holzdalben

(19a)  $\max M = P(5 + x_m) - 0,3075 [6 x_m^3 + x_m^4]$

Daraus lassen sich für verschiedene Werte von  $x_m$  die Großen  $P$  und  $\max M$  leicht errechnen.

Die Durchbiegung  $d$  ergibt sich aus Gl. 14 für den Stahldalben

(20)  $d = \frac{P}{3} (5 + t_0)^3 - 0,0205 t_0^4 [98,8 + 30,6 t_0 + 2,5 t_0^2]$

und für den Holzdalben

(20a)  $d = \frac{P}{3} (5 + t_0)^3 - 0,0205 t_0^4 [112,5 + 33 t_0 + 2,5 t_0^2]$

Die voneinander abhängigen Werte  $P$  und  $t_0$  sind aus Gl. 17 bekannt. Die Gl. 17 bis 20 werden am besten tabellarisch ausgewertet. Die Ergebnisse sind in Abb. 3a für Stahldalben und in Abb. 3b für Holzdalben aufgetragen. Die Maßstäbe der beiden Abbildungen mußten wegen der verschiedenen Elastizität der beiden Ausführungsarten verschieden gewählt werden. In Tabelle 4 sind die einzelnen Vergleichswerte zusammengestellt. Daraus ist ersichtlich, daß ein Stahldalben aus vier Kasten Union-Kastenprofil I sich günstiger verhält als ein Holzdalben aus neun Rundpfählen von 30 cm Durchm., die in Abständen von 30 cm schubfest verzimmert angeordnet sind. Bei dem Holzdalben bleibt die Durchbiegung geringer, der Stoß wird aber doppelt so hart; die erforderliche Rammtiefe wird größer und die abbrembare Geschwindigkeit

Tabelle 5.

Zahlenbeispiel:	Dalben	
	Stahldalben aus 4 Kasten Union-Kastenprofil I lose verbunden	Holzdalben aus 9 Rundpfählen von 30 cm $\phi$ schubfest verbunden
1000-t-Schiff $h = 5,00$ m $\gamma = 2,0$ t/m <sup>3</sup> $\rho = 35^\circ$ $v = 0,10$ m/sek		
Erforderliche Rammtiefe $t$ . . .	3,90 m	5,30 m
Gesamthöhe des Dalbens ( $h + t$ )	8,90 "	10,30 "
Baustoffmenge . . . . .	Stahl 4,83 t	Holz 6,60 m <sup>3</sup>
Baustoffkosten . . . . .	970 RM	790 RM
Kosten für Rammen, Montage und Ausrüstungstelle . . . .	1500 "	2100 "
Anlagekosten . . . . .	2470 RM	2890 RM
Lebensdauer . . . . .	50 Jahre	12 Jahre
jährliche Ausgaben { Zinsen 6% . . . . .	148 RM	173 RM
{ Abschreibung . . . . .	49 "	241 "
{ Unterhaltung . . . . .	40 "	100 "
Summe der jährl. Ausgaben . .	237 RM	514 RM
Gesamtkosten in 50 Jahren . .	2470 + 50 · 237 = 14 320 RM	2890 + 50 · 514 = 28 590 RM

geringer. In der Abb. 3 sind auch noch die Durchbiegungskurven für andere Querschnittsanordnungen eingezeichnet. Wird der neunpfählige Holzdalben nicht schubfest ausgebildet, so würde bei einer Fahrgeschwindigkeit von 0,1 m/sek ein Moment von 33 tm, also eine Spannung von  $\frac{3\ 300\ 000}{23\ 850} = 138$  kg/cm<sup>2</sup> auftreten. Umgekehrt würde bei dem Stahldalben die Spannung bei schubfester Verbindung  $\sigma = \frac{17\ 800\ 000}{15\ 500} = 1145$  kg/cm<sup>2</sup> betragen, also annähernd gleich bleiben. Ferner sind in Abb. 3a die größten Spannungen des Stahldalbens in Abhängigkeit von der Kastenzahl und der Schiffsgeschwindigkeit aufgetragen.

Ein Kostenvergleich der beiden Ausführungsarten wird sich also noch wesentlich günstiger gestalten, als in dem Aufsatz Möller angegeben, da dort dem neunpfähligen Holzdalben ebenfalls ein neunpfähliger Stahldalben aus Union-Kastenprofil II gegenübergestellt wird, während vier Kasten Kastenprofil I bereits denselben Zweck erfüllen wie der neunpfählige Holzdalben. Unter Berücksichtigung dieser Tatsache ergibt sich nach obenstehender Zusammenstellung (Tabelle 5), daß schon die Anlagekosten für den Stahldalben geringer sind als für den Holzdalben. Berücksichtigt man weiter die Verzinsung und Abschreibung, so ergibt sich bei der angenommenen Lebensdauer von 50 bzw. 12 Jahren, daß der Stahldalben nur etwa halb so teuer ist als der entsprechende Holzdalben.

Der Vorteil der Stahldalben ist also ganz unverkennbar. Der Vergleich ist nur für ein Beispiel ausgeführt. Aber auch für andere Abmessungen ergibt sich annähernd das gleiche Verhältnis. Für andere Schiffsabmessungen, andere Wassertiefen und andere Bodenverhältnisse können mit Hilfe der Gl. 11 bis 16 verschiedene Werte errechnet und entsprechend der Abb. 3 aufgetragen werden. Das graphische Auftragen ist erforderlich, um langes Probieren zu vermeiden und das Ablesen von Zwischenwerten zu ermöglichen.

Abb. 4 zeigt eine praktische Dalbenform, Abb. 5 andere mögliche zweckmäßige Querschnittsformen aus Union-Kastenprofil. Es wäre nicht unbedingt erforderlich, den Stahl durch Reibhölzer zu verkleiden, da der

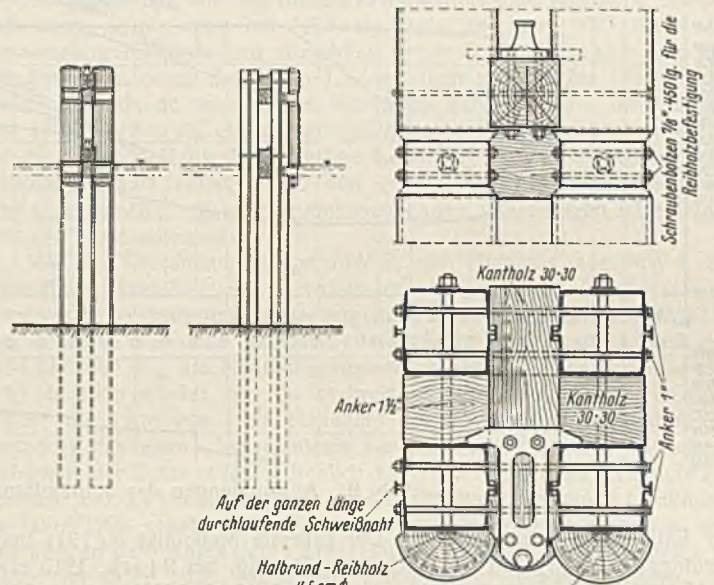


Abb. 4. Dalben aus Union-Kastenprofil. Reibholzbefestigung geb. Blech 200 · 10 · 580

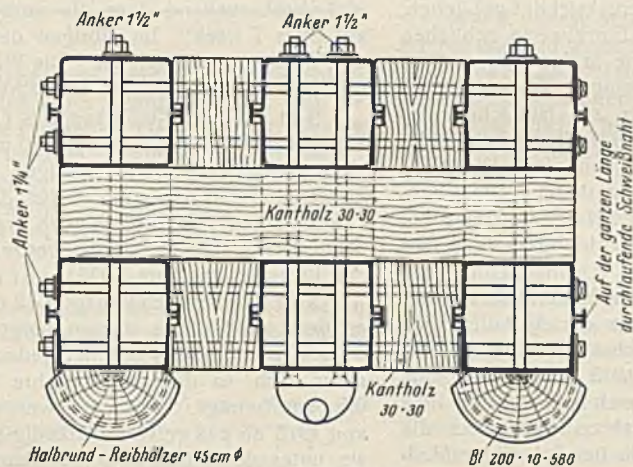


Abb. 5a. Dalben aus Union-Kastenprofil.

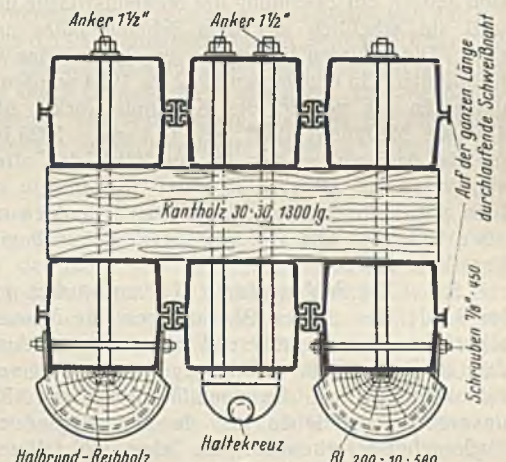


Abb. 5b. Dalben aus Union-Kastenprofil.

Stoß bei Stahl viel elastischer aufgenommen wird als bei der Holz-ausführung. Besorgnisse, daß das Fahrzeug die unmittelbare Reibung auf Stahl nicht aushalten oder der Dalben zu schnell abgenutzt werde, sind übertrieben und zeugen davon, daß man sich von dem Stahldalben falsche Vorstellungen macht. Der Stahldalben ist viel elastischer, also die Stoßbeanspruchung des Schiffes bedeutend geringer als bei den üblichen Holzdalben. Man wird daher in absehbarer Zeit auch auf die jetzt noch üblichen Reibhölzer verzichten. Durch Reibhölzer werden nur die Anlage- und Unterhaltungskosten erhöht. Die glatte Form ist die billigste und beste. Die Kasten oder Kastenreihen werden am zweckmäßigsten in gewissen Abständen gerammt, die Zwischenräume mit einzelnen Querhölzern ausgefüllt und der ganze Dalben durch Bolzen zusammengehalten. Alle Kasten werden dadurch gleichzeitig und gleich stark zum Tragen herangezogen, ohne daß hierbei Klemmungen oder einseitige Beanspruchungen entstehen. Auf den Querhölzern können die Haltevorrichtungen genau wie bei den Holzdalben angebracht werden.

Die Vergleichsrechnung zeigt also, daß ein Stahldalben aus Union-Kastenprofil dem Holzdalben in jeder Weise überlegen ist. Für den Stahldalben sind die Anlage- und Unterhaltungskosten geringer, die Lebensdauer größer und die Elastizität größer. Infolge der wirtschaftlichen und konstruktiven Vorteile wird der Stahldalben die Holzkonstruktionen mehr und mehr verdrängen.

## Ergebnisse der Druck- und Dränagewassermengen-Messungen an der Edertalsperre.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaurat Stahl, Kassel.

(Schluß aus Heft 3.)

S 4. Die Sohlendränage S 4 entwässert an der Wasserseite der Mauer 2620 m<sup>2</sup> Grundfläche. Naturgemäß sind die hier gemessenen Wassermengen erheblich größer als die der bisher besprochenen Meßstellen. Die Meßergebnisse von S 4 zeigen recht erhebliche Unstetigkeiten. Infolgedessen ist die Meßpunktfäche recht umfangreich. Die Unstetigkeit der Meßergebnisse wird durch die in Abb. 8 dargestellten

Kennlinien gut verdeutlicht. Es ist ersichtlich, daß die Kennlinie wiederholt ihre Lage erheblich gewechselt hat. Zeiträume größerer wechseln mit solchen geringerer Ergiebigkeit ab, ohne daß sich eine Gesetzmäßigkeit dafür erkennen ließe. Die Wassermengenzeitlinie läßt dieses Ergebnis nicht so deutlich hervortreten. Immerhin unterscheidet sie sich von den übrigen Wassermengenzeitlinien dadurch, daß an ihr eine Neigung

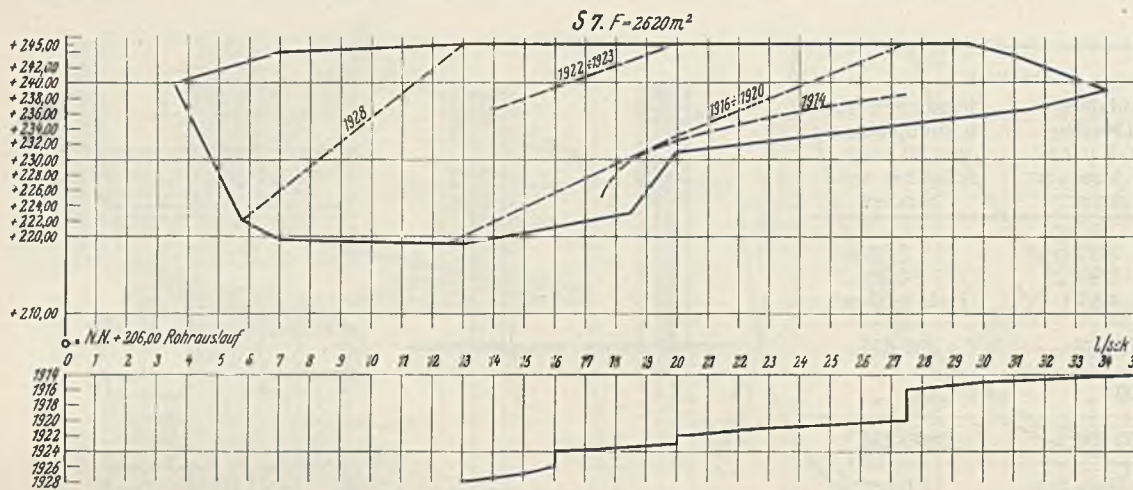


Abb. 9. Abflußmengen der Sohlendränagen S 7.

zum Fallen nicht erkennbar ist. Der äußerste Meßpunkt für 1914 liegt, allerdings bei noch nicht ganz gefülltem Becken, bei 91 l/sec, 1915 etwa bei 15 l/sec. Die Kennlinie für die Jahre 1916 bis 1922 liegt erheblich weiter von der Nullachse ab als die des Jahres 1914. Im Jahre 1920 haben einige Einzelmessungen 21 bis 26 l/sec ergeben. Diese Ergebnisse sind jedoch bei Zeichnung der Meßpunktläche unberücksichtigt geblieben, weil sie erheblich aus dem Rahmen fallen und Einzelwerte geblieben sind. Die späteren Messungen ergaben wieder Werte in den dargestellten Kennlinien. In den Jahren 1922 bis 1924 wurden geringere Wassermengen gemessen als vorher, die Kennlinie rückte näher zur Nullachse, der äußerste Meßpunkt liegt bei 13 l/sec. 1925 bis 1927 liegen die Meßpunkte dagegen wieder in der Nähe der alten Kennlinie. Die Meßergebnisse des Jahres 1928 waren wieder sehr viel geringer. Die Kennlinie für 1928 liegt in der Nähe derjenigen von 1914, ihre Spitze bei etwa 10 l/sec. Die Wassermengenzeitlinie beginnt 1914 mit 9 l/sec und liegt 1928 bei 10 l/sec.

S 5. Die Sohlendränage S 5 entwässert in der Mauermitte 820 m<sup>2</sup>. Im Laufe des Jahres 1914 ergaben die Messungen der Abflußmengen allmählich immer größere Werte. Dieses Anwachsen ist bis in das Jahr 1915 hinein zu verfolgen. Für die Zeit von 1915 ab ließ sich eine Kennlinie zeichnen, die einen Größtwert von 3,85 l/sec hatte und bis 1918 unverändert geblieben ist. In den folgenden Jahren schwanken die Meßergebnisse erheblich. Im Jahre 1920 fallen wie bei S 4 einige Meßpunkte ganz aus dem Rahmen. Sie sind bei der zeichnerischen Darstellung auf Abb. 8 gleichfalls nicht berücksichtigt. Für die Jahre 1921 bis 1924 ließ sich wieder eine Kennlinie zeichnen, die jedoch der Nullachse erheblich näher liegt als die frühere. Ihre Spitze liegt etwa bei 2 l/sec. Die Messungen vom Jahre 1925 ab haben wieder höhere Werte ergeben, sind jedoch 1928 erneut zurückgegangen. Die Wassermengenzeitlinie beginnt 1914 bei 3,85 l/sec, steigt vorübergehend höher, fällt 1922 auf 2 l/sec und steigt vom Jahre 1925 ab wieder auf 3 l/sec an.

S 6. Die Sohlendränage S 6 entwässert an der Luftseite der Mauer eine Fläche von 1500 m<sup>2</sup>. Die auf Abb. 8 dargestellte Meßpunktläche ist sehr klein. Kennlinien ließen sich in diese schmale Fläche nicht hineinzeichnen. Die Wassermengenzeitlinie bleibt annähernd auf gleicher Höhe bei etwa 1 l/sec.

S 7. Die Sohlendränage S 7 entwässert an der Wasserseite der Mauer eine Fläche von 2620 m<sup>2</sup> (s. Abb. 7). Infolgedessen sind auch die an ihr gemessenen Wassermengen recht groß. Sie brachte bei der erstmaligen Füllung des Beckens Wassermengen bis über 30 l/sec. Jedoch ist ihre Ergiebigkeit dauernd weiter zurückgegangen, wie sich aus der Größe der Meßpunktläche und den eingetragenen Kennlinien ergibt. Ebenso zeigt die Wassermengenzeitlinie eine deutliche Verringerung der Wassermenge im Laufe der Zeit. Die Wassermengenzeitlinie beginnt bei 35 l/sec, liegt 1919 bei 27,5 l/sec, 1924 bei 16 l/sec und 1928 bei 13 l/sec.

S 8. Die Sohlendränage S 8 entwässert eine Grundfläche von 820 m<sup>2</sup> in der Mauermitte. Auch ihre Meßergebnisse zeigen stark fallende Neigung. Auf die recht hohen Wassermengen von 1914 mit einem Höchstwerte von 6 l/sec folgt ein sehr steiler und dann flacherer Abfall, der sich in der dargestellten Wassermengenzeitlinie gut ausprägt. Im Jahre 1927 wurde an der luftseitigen Mündung der Stollen am rechten Hang die Baugrube für das neue Kraftwerk Hemfurth II ausgebrochen. Da die Baugrube auf NN + 199 m, d. h. 7 m tiefer als die Ausmündung der Sohlendränage liegt, sind die in der Nähe liegenden Sohlendränagen naturgemäß beeinflusst, so daß sie während der Trockenhaltung der Baugrube weniger Wasser lieferten als vorher oder ganz versiegten. Die Dränage S 8 lief in den Monaten Mai bis Juli 1927 sehr schwach, um dann wieder die alten Werte zu erreichen. Vom Juli 1928 ab versiegte sie von neuem, ohne daß ein besonderer Grund dafür angegeben werden könnte.

Die Wassermengenzeitlinie fällt von 6 l/sec im Jahre 1914 auf 1,1 l/sec im Jahre 1928.

S 9. Die Sohlendränage S 9 entwässert an der Luftseite der Mauer 1500 m<sup>2</sup>. Ihr Verhalten ähnelt dem von S 7 und S 8 sehr stark. Auch hier wurde die gemessene Wassermenge im Laufe der Zeit stetig geringer. Beim Bau des Kraftwerkes Hemfurth II war die Dränage vom April bis Dezember 1927 trocken, um dann die vorher gemessenen Wassermengen zu liefern. Die Wassermengenzeitlinie fällt von 5 l/sec im Jahre 1914 auf 1,4 l/sec. im Jahre 1928.

S 10. Die Sohlendränage S 10 entwässert an der Wasserseite des rechten Hanges 1080 m<sup>2</sup>. Sie lieferte bei der ersten Füllung des Beckens bis zu 20 l/sec, jedoch ging ihre Wasserführung bis zum Jahre 1925 bis auf einen Größtwert von etwa 5 l/sec zurück. 1926 und 1927 blieb ihre Wasserführung ziemlich unverändert. Eine stärkere Absenkung beim Bau des Kraftwerkes Hemfurth II war trotz der Nähe der Baugrube nicht erkennbar. Im Jahre 1928 ist die Wasserführung in den Monaten März bis Mai vorübergehend über die vorher gemessenen Werte angestiegen bis auf etwa 7 l/sec. Im übrigen deutet sich 1928 ein weiterer Rückgang der Wasserergiebigkeit an. Die Wassermengenzeitlinie fällt von 20 l/sec im Jahre 1914 auf 7 l/sec im Jahre 1928.

S 11. Die Sohlendränage S 11 entwässert in der Mitte des linken Hanges eine Grundfläche von 170 m<sup>2</sup>. Sie lieferte zunächst bis zu 5 l/sec, jedoch allmählich immer weniger. Im Jahre 1927 versiegte sie unter der Einwirkung der Bauarbeiten für das Kraftwerk Hemfurth II vollständig. Die Messungen des Jahres 1928 ergaben etwas höhere Werte als vor dem Jahre 1927. Die Wassermengenzeitlinie fällt von 5 l/sec im Jahre 1914 auf 1,6 l/sec im Jahre 1928.

S 12. Die Sohlendränage S 12 entwässert eine Grundfläche von 230 m<sup>2</sup> an der Luftseite des linken Hanges. Sie lieferte im Jahre 1914 bis zu 5 l/sec, ihre Ergiebigkeit ließ jedoch, wie auch bei S 11, von Jahr zu Jahr mehr nach, so daß der im Jahre 1926 gemessene Höchstwert nur noch 0,5 l/sec beträgt. Bemerkenswert ist bei dieser Dränage, daß sie schon von 1915 ab zeitweise vollständig versiegte. Auch im Jahre 1927 lieferte sie unter der Einwirkung der Bauarbeiten für Hemfurth II kein Wasser. Im Jahre 1928 wurde vom Mai bis August wieder bis zu 0,8 l/sec gemessen, aber schon beim Beckenwasserstand von NN + 235 m versiegte die Dränage von neuem. Die Wassermengenzeitlinie gibt die fallende Neigung sehr deutlich wieder. Sie beginnt 1914 bei 5 l/sec und liegt 1928 bei 0,4 l/sec.

Aus den Auftragszeichnungen auf Abb. 8 u. 9 und den hierzu gegebenen Erläuterungen geht klar hervor, daß die Ergiebigkeit der Sohlendränagen in den einzelnen Jahren von der Höhe des Beckenwasserstandes abhängt und daß sie im Laufe der Jahre ziemlich stark abgenommen hat. Das letztere gilt besonders von den Dränagen am rechten Hang. Wenn man die Messungsergebnisse der einzelnen Dränagen in Beziehung setzt zur Größe ihrer Entwässerungsflächen, so ergibt sich ferner, daß die Wasserführung der Sohlendränagen für die Flächeneinheit um so größer ist, je näher die zu entwässernden Flächen der Wasserseite der Mauer liegen. Eine Ausnahme von dieser Regel machen die Sohlendränagen 3 und 11, die je Flächeneinheit mehr Wasser liefern, als die wasserseitig von ihnen gelegenen Dränagen. Beide Dränagen liegen an den Talhängen, so daß angenommen werden muß, daß sie durch Tagewasser aus Klüften der Hänge beiderseits der Sperrmauer zusätzlich gespeist werden.

Die Kennlinien der einzelnen Dränagen verlaufen meist geradlinig oder nur schwach gekrümmt, ihre durch Messungen nicht feststellbaren Verlängerungen nach unten würden die Nullachse meist oberhalb der Ord. NN + 206 m schneiden, auf der die Ausmündungen der Dränagen liegen. Soweit die Kennlinien gekrümmt sind, ist ihre hohle Seite von der Nullachse abgewendet, während sie nach dem für den Ausfluß aus Öffnungen unter Wasser geltenden Gesetz ( $Q = \mu F \sqrt{2gh}$ ) auf der der Nullachse zugewendeten Seite liegen müßte. Diese Regelwidrigkeit ist nur so zu erklären, daß das durch die Poren und Spalten hindurchfließende Wasser diese bei stärker werdendem Druck immer mehr erweitert. Diese Erklärung findet eine gewisse Stütze in der bereits erwähnten Tatsache, daß die gemessenen Wassermengen beim Ansteigen des Beckenwasserstandes nach Zeiten sehr niedriger Wasserstände zunächst sehr viel kleiner sind, als sie nach der festgestellten Kennlinie sein müßten, und daß sie sich erst allmählich wieder der Kennlinie nähern. Auch diese Tatsache ist wohl damit zu erklären, daß der Wasserdruck die Poren und Spalten erst wieder aufweiten muß und daß dazu eine gewisse Zeit erforderlich ist.



Um den Rückgang der Ergiebigkeit der Sohlendränagen zu verdeutlichen, sind in Tafel 2 die Größen der von den einzelnen Dränagen entwässerten Flächen und die von ihnen in den Jahren 1914 bis 1928 bei gefülltem Becken abgeführten Wassermengen im ganzen und für die Flächeneinheit zusammengestellt. Die abgeführte Wassermenge betrug 1914 nicht ganz 100 l/sek und 1928 etwa 40 l/sek, auf je 100 m<sup>2</sup> Entwässerungsfläche 0,74 l/sek und 0,31 l/sek.

Tafel 2.

Bezeichnung der Dränage	Größe der entwässerten Fläche in m <sup>2</sup>	Bei vollem Staubecken gemessene Wassermenge in l/sek			
		1914		1928	
		Gesamtmenge	Menge je 100 m <sup>2</sup>	Gesamtmenge	Menge je 100 m <sup>2</sup>
S 1	1080	1,9	0,18	1,0	0,09
S 2	170	0,5	0,29	0,0	0,00
S 3	230	3,8	1,65	1,1	0,48
S 4	2620	9,0	0,34	10,0	0,38
S 5	820	3,85	0,47	3,0	0,37
S 6	1500	0,6	0,04	0,7	0,05
S 7	2620	35,0	1,34	13,0	0,49
S 8	820	6,0	0,73	1,1	0,13
S 9	1500	5,0	0,33	1,4	0,09
S 10	1080	20,0	1,85	7,0	0,65
S 11	170	5,0	2,94	1,6	0,94
S 12	230	5,0	2,17	0,4	0,17
Summe	12840	95,65	0,74	40,3	0,31

Tafel 2 zeigt, daß die Sohlendränagen am rechten Hang ergiebiger sind als die am linken Hang. Das wird darin begründet sein, daß die aufrecht stehenden Lagerfugen des gewachsenen Gebirges am rechten Hang etwa senkrecht zur Sperrmauer verlaufen, während sie am linken Hang etwa mit ihrer Wasserseite gleich laufen. Infolgedessen kann das Wasser am rechten Hang leichter unter die Gründungssohle der Sperrmauer gelangen als am linken Hang.

3. Mauerdränagen.

Die Ergebnisse der Wassermengenmessungen an den Mauerdränagen sind mit Ausnahme der dauernd trocken gebliebenen Mauerdränagen 2, 3, 6, 7, 9, 10 in Abb. 10 dargestellt.

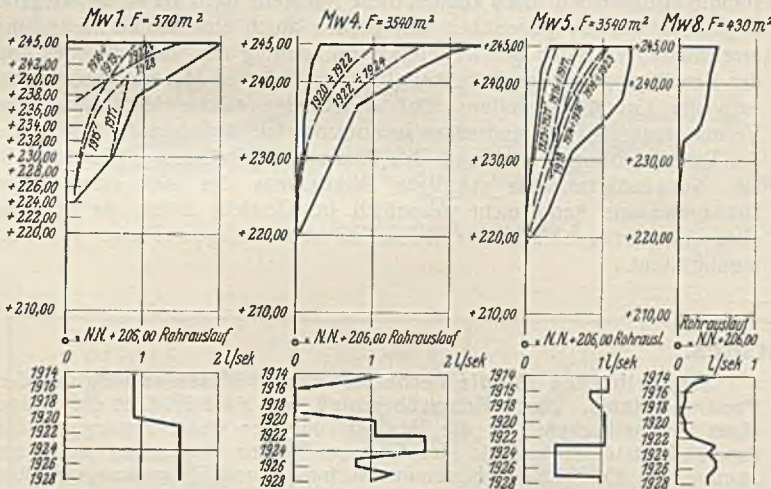


Abb. 10. Abflüßmengen der wasserseitigen Mauerdränagen.

**MW 1.** Die wasserseitige Mauerdränage MW 1 entwässert am linken Hang eine Fläche von 570 m<sup>2</sup>. Sie brachte bei der ersten Füllung des Staubeckens im Jahre 1914 zunächst zwischen 0,6 und 0,8 l/sek. In den Jahren bis 1916 verringerte sich ihre Ergiebigkeit, so daß die Kennlinie wieder an die Nullachse heranrückte. Bis zum Jahre 1919 trat dann zunächst keine Veränderung ein. Vom Jahre 1919 bis Ende 1921 waren die Messungsergebnisse dagegen sehr unregelmäßig. Häufig war die Dränage in dieser Zeit trocken; von 1922 ab ist wieder eine gewisse Regelmäßigkeit in den Messungsergebnissen zu erkennen, doch liegt die Kennlinie nunmehr anders als vorher. Sie ist wesentlich flacher gestreckt, nähert sich der Nullachse schon oberhalb der Ordinate NN + 235 m und zeigt bei gefülltem Becken eine Wassermenge von 1,5 l/sek an. Diese Kennlinie hat sich bis 1928 nicht mehr geändert. Die Wassermengenzeitlinie beginnt 1914 mit 0,9 l/sek und endet 1928 mit 1,5 l/sek.

**MW 4.** Die Mauerdränage MW 4 entwässert eine Mauerfläche von 3540 m<sup>2</sup>. Sie brachte bei der erstmaligen Füllung des Staubeckens im Jahre 1914 zunächst Wassermengen bis 1,2 l/sek, war dann weniger ergiebig und versiegte im Jahre 1916 vollständig. Erst Ende 1919 fing sie wieder an zu laufen. In der Zeit bis 1922 blieben die Messungsergebnisse sehr

regelmäßig, so daß sich für diesen Zeitabschnitt eine Kennlinie zeichnen ließ, deren Spitze etwa bei 1,1 l/sek liegt. Im Jahre 1922 stiegen die Messungsergebnisse jedoch allmählich an, und es bildete sich eine neue Kennlinie aus, deren Spitze bei 1,7 l/sek liegt und die bis 1924 erhalten blieb. Von da ab wurden die Messungsergebnisse sehr unregelmäßig. Erst 1928 wurden sie etwas regelmäßiger und stellten sich etwa auf die für die Jahre 1922 bis 1924 gültige Kennlinie ein. Die Wassermengenzeitlinie verläuft entsprechend den geschilderten Messungsergebnissen sehr unregelmäßig. Eine Neigung zum Fallen oder Steigen ist an dieser Dränage nicht erkennbar.

**MW 5.** Die Mauerdränage MW 5, die ebenfalls wie MW 4 eine Mauerfläche von 3540 m<sup>2</sup> zu entwässern hat, zeigt gleichfalls mit den Jahren stark veränderte Messungsergebnisse. Für die Jahre 1914 bis 1916 ließ sich eine Kennlinie zeichnen, deren Spitze etwa bei 1,1 l/sek liegt. 1916 bis 1917 lag die Kennlinie wesentlich näher an der Nullachse, um sich bis 1919 wieder von ihr so weit zu entfernen, daß sie ungefähr wieder die Lage von 1914 einnahm. Bis 1923 ist die Kennlinie unverändert geblieben; dann änderte sie sich jedoch wieder, und die Ergiebigkeit der Dränage ließ erheblich nach. Die Spitze der Kennlinie liegt nunmehr bei 0,4 l/sek. Bis 1927 ist die Kennlinie unverändert geblieben. Im Jahre 1928 ergaben die Messungen wieder höhere Ergebnisse, ohne daß sich in dem einen Jahre eine Gesetzmäßigkeit erkennen ließ. Die größte im Jahre 1928 gemessene Wassermenge betrug 1,9 l/sek. Die Wassermengenzeitlinie zeigt ebenso wie bei MW 4 einen recht unregelmäßigen Verlauf. Sie beginnt 1914 mit 1,1 l/sek und endet 1928 mit 1,0 l/sek.

**MW 8.** Diese Mauerdränage entwässert eine Mauerfläche von 430 m<sup>2</sup>. Sie hat dauernd weniger als 0,5 l/sek abgeführt, in den Jahren 1916 bis 1921 sogar nur bis zu 0,1 l/sek. Bei der Geringfügigkeit der Messungsergebnisse ließen sich Kennlinien für diese Dränage nicht ermitteln. Die Meßpunktfäche zeigt nichts besonderes. Die Wassermengenzeitlinie hat einen nur wenig unregelmäßigen Verlauf ohne bestimmte Neigung zum Steigen oder Fallen.

Aus dem Gesagten und den zeichnerischen Darstellungen ergibt sich, daß die Wasserführung der wasserseitigen Mauerdränagen ebenso wie die der Sohlendränagen von der Höhe des Beckenwasserstandes abhängig ist, ihre Kennlinien sind jedoch wesentlich stärker gekrümmt als die der Sohlendränagen, was sich ohne weiteres dadurch erklären läßt, daß bei Änderung der Wasserspiegelhöhe sich bei den Sohlendränagen nur der Wasserdruck, bei den Mauerdränagen dagegen der Wasserdruck und die vom Wasser benetzte Fläche ändert. Eine erhebliche Abnahme der Wasserführung der Mauerdränagen im Laufe der Zeit läßt sich nicht feststellen. Die gemessenen Wassermengen unterliegen zeitweise unregelmäßigen Schwankungen, deren Ursachen sich nicht immer feststellen lassen. Zum Teil wird die Wasserführung der Mauerdränagen erheblich dadurch beeinflußt, daß die unter den Notauslässen liegenden Stränge bis in die Öffnungen der Notauslässe hochgeführt sind, wo sie mit Hilfe einer kleineren Mauerwerkschwelle das durch Undichtigkeiten der Notauslaßverschlüsse und des angrenzenden Mauerwerks durchdringende Wasser aufnehmen sollen. Dadurch gerät die Wasserführung natürlich in eine erhebliche Abhängigkeit von der Dichtigkeit der Notauslaßverschlüsse, so daß bei Beurteilung der zeitlichen Entwicklung der Ergiebigkeit der wasserseitigen Mauerdränagen größte Vorsicht geboten ist. Die in den Jahren 1914 und 1928 gemessenen Höchstwerte der einzelnen Dränagen sind in Tafel 3 zusammengestellt.

Tafel 3.

Bezeichnung der Dränage	Größe der entwässerten Fläche in m <sup>2</sup>	Bei vollem Staubecken gemessene Wassermenge in l/sek			
		1914		1928	
		Gesamtmenge	Menge je 1000 m <sup>2</sup>	Gesamtmenge	Menge je 1000 m <sup>2</sup>
MW 1	570	0,9	1,6	1,5	2,6
MW 2	230	—	—	—	—
MW 3	430	0,1	0,23	—	—
MW 4	3540	1,2	0,34	1,0	0,28
MW 5	3540	1,1	0,31	1,0	0,28
MW 6	430	0,15	0,35	—	—
MW 7	230	0,14	0,65	—	—
MW 8	430	0,5	1,16	0,4	0,93
MW 9	2060	0,03	0,01	—	—
MW 10	1900	0,04	0,02	—	—
Summe	13360	4,26	0,32	3,9	0,29

Für 1928 ergibt sich gegenüber 1914 eine geringe Verminderung der Gesamtergiebigkeit der Mauerdränagen von 4,3 auf 3,9 l/sek oder auf die Flächeneinheit von 1000 m<sup>2</sup> berechnet von 0,32 auf 0,29 l/sek. Die Ergebnisse der Messungen an den Mauerdränagen leiden sehr darunter, daß sie nur in l/sek ausgeführt sind. Bei den in Frage kommenden geringen Wassermengen hätten die Messungen genauer ausgeführt werden

müssen, und zwar auf Liter in der Minute mit zwei Stellen hinter dem Komma. Die Ausführung der Messungen mit größerer Genauigkeit ist für die Zukunft gesichert. Nach der vorgenommenen Nachprüfung muß vermutet werden, daß bei zahlreichen Dränagen, bei denen ein Messungsergebnis nicht eingetragen ist, doch eine gewisse Wassermenge abgeflossen ist, die jedoch meist unter 0,01 l/sk geblieben ist.

Von den acht luftseitigen Mauerdränagen haben nur die Meßstellen Ml 4, 5 und 8 zeitweise Wassermengen gebracht, die in Hundertstel l/sk darstellbare Werte ergaben. Die übrigen fünf Dränagen haben solche Wassermengen nicht geführt. Auch an den drei erstgenannten Meßstellen waren die Wassermengen so gering und so unregelmäßig, daß eine Abhängigkeit vom Beckenwasserstande und von der Zeit nicht nachzuweisen ist. Vielmehr liegt die Annahme näher, daß ihre Ergiebigkeit von der Niederschlagsmenge, der Luftfeuchtigkeit und der Wärme abhängig ist. Die Größtwerte der Messungsergebnisse fallen auf Zeiten, in denen das Becken überlief oder die Notauslässe in halber Höhe der Mauer geöffnet waren. Daraus darf der Schluß gezogen werden, daß die von den luftseitigen Mauerdränagen abgeführten Wassermengen nicht von der Wasserseite her durch den ganzen Mauerkörper, sondern von der Luftseite aus in die Dränagen eingedrungen sind. Hieraus ergibt sich weiter, daß die Bedeutung der luftseitigen Mauerdränagen für den Bestand und die Erhaltung der Mauer wesentlich geringer ist, als die der wasserseitigen Mauerdränagen.

Von zeichnerischer Darstellung der Messungsergebnisse der luftseitigen Mauerdränagen ist abgesehen worden.

### C. Schlußfolgerungen.

Aus der Auswertung der an der Edertalsperre vorgenommenen Messungen des Sohlendruckes und der Dränagewassermengen und der im Ztrbl. d. Bauv. 1931, Nr. 53/54 veröffentlichten Messungen an der Diemtalsperre können nachstehende Schlußfolgerungen gezogen werden:

1. Die an der Edertalsperre getroffenen Vorkehrungen (Sohlen- und Mauerdränagen und Dichtung der Wasserseite der Sperrmauer) reichen aus, um die Entstehung eines nennenswerten Unterdruckes an der Gründungssohle und Innendruckes im Mauerkörper zu verhindern<sup>1)</sup>.

2. Die Größe des tatsächlich auftretenden Sohlendruckes erreicht im ganzen nicht die bei der Berechnung angenommenen Maße, nämlich vollen Außendruck an der Wasserseite geradlinig auf Null auslaufend an der Luftseite der Sperrmauer. Die tatsächlichen Verhältnisse sind bezüglich der Druckverteilung also günstiger, als bei der Standsicherheitsberechnung angenommen ist. Bemerkenswert ist, daß außer an den Meßglocken im Sporn, die wasserseitig der Sohlendränagen liegen, und einer Meßglocke auf einer Verwerfungsspalte im Jahre 1928 an keiner einzigen Meßstelle mehr Sohlendruck festgestellt werden konnte, ein Beweis für die gute Wirksamkeit der Sohlendränagen. Inwieweit die bei der Standsicherheitsberechnung gemachte Annahme zutrifft, daß nur 20% der Gründungs-

<sup>1)</sup> Daß die Anlage besonders von Sohlendränagen bei Talsperren unbedingtes Erfordernis ist, wird wohl niemand bezweifeln. Den Nachweis der Notwendigkeit haben im übrigen die von Lange in seiner Doktor-Dissertation beschriebenen Versuche mit Schließung der Sohlendränagen an der Edertalsperre erbracht.

fläche vom Sohlendruck getroffen werden, läßt sich auf Grund der Auswertung der Messungen nicht beurteilen. Im Hinblick auf die Beschaffenheit des in der Gründungsfläche anstehenden Gebirges dürfte sie jedoch nicht zu ungünstig sein.

3. Die luftseitigen Mauerdränagen haben bei guter Ausführung der Sperrmauer, ihrer Dichtung und der wasserseitigen Mauerdränage eine recht geringe Bedeutung. Sie hätten wohl ohne Nachteil fortgelassen werden können.

4. Das Verfahren, die Wasserseite des mit Zement-Kalk-Traß-Mörtel hergestellten, aber nicht wasserdichten Bruchsteinmauerwerkes durch eine Putzschicht mit Dichtungsanstrich zu dichten, hat sich bewährt.

5. Um ein genaueres Bild über die Größe und Verteilung des Sohlendruckes zu gewinnen, wird empfohlen, bei künftigen Talsperrenbauten eine größere Anzahl von Meßglocken als an der Edertalsperre einzubauen.

6. Ferner wird empfohlen, die Sohlendränagen nicht in Gruppen zusammenzufassen, sondern einzeln den Meßstellen zuzuführen. Bei großen Gründungsflächen kann noch eine weitere Unterteilung in Frage kommen. Das gleiche gilt sinngemäß für die Mauerdränagen. Im Verein mit der Anordnung einer größeren Anzahl von Meßglocken wären diese Maßnahmen geeignet, bei Auftreten von Schäden an der Sperrmauer die Bestimmung und örtliche Festlegung etwaiger Schäden zu erleichtern.

7. Die Anordnung der Meßstellen und das angewandte Meßverfahren erlaubten bei drucklosen Meßstellen lediglich die Feststellung, daß an den betreffenden Meßglocken ein Druck herrschte, der in Meter Wassersäule gemessen niedriger war als der Höhenunterschied zwischen Manometerstützen und Meßglocken. Wahrscheinlich erreicht der Druck das diesem Höhenunterschied entsprechende Maß oder unterschreitet es nur um ein geringes, weil in den Sohlendränagen, soweit sie Wasser liefern, der diesem Höhenunterschied entsprechende Druck herrschen muß. Daraus ergibt sich weiter, daß der Teil des Mauerkörpers unterhalb der Meßstellen im Gegensatz zu dem oberen Teil nicht frei von Innendruck ist. Es soll versucht werden, durch ein besonderes Meßverfahren festzustellen, wie hoch der tatsächliche Druck an den als drucklos bezeichneten Meßstellen ist. Für künftige Talsperrenbauten wird empfohlen, die Meßstellen für den Sohlendruck und die Dränagewassermengen nicht in den Grundablaßstollen unterzubringen, vielmehr in besonderen Meßgruben, deren Sohle tiefer liegt als die Gründungssohle der Sperrmauer. Dadurch geht freilich die bequeme Zugänglichkeit der Meßstellen verloren, auch wird es in den meisten Fällen notwendig werden, die Dränagewassermengen ständig abzupumpen, doch können diese Nachteile nicht als schwerwiegend angesehen werden gegenüber den großen durch eine solche Maßnahme erreichbaren Vorteilen der weiteren Verminderung des Sohlendruckes und der Beseitigung des Innendruckes in dem Teil des Mauerkörpers unterhalb der Grundablaßstollen. Daß durch eine solche Maßnahme eine Verminderung des Sohlendruckes zu erreichen ist, beweisen die Ergebnisse der Druckmessungen während des Baues des Kraftwerkes Hemfurth II. Die Notwendigkeit des ständigen Abpumpens des sich sammelnden Dränagewassers kann nicht wesentlich ins Gewicht fallen, da wohl an allen Talsperren elektrischer Strom zu sehr billigem Preise zur Verfügung steht.

## Vermischtes.

Die Hauptversammlung 1932 des Deutschen Beton-Vereins wird am 31. März in Berlin stattfinden. Vormittags sollen in geschlossener Versammlung die geschäftlichen Angelegenheiten erledigt und nachmittags in der Aula der Technischen Hochschule Berlin einige Vorträge vor größerem Kreise gehalten werden. Festliche Veranstaltungen finden nicht statt.

Für den 1. April ist eine Sitzung des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton anberaumt, der an diesem Tage zugleich sein 25jähriges Bestehen feiert. In dieser Sitzung sollen die neuen Eisenbetonbestimmungen verabschiedet werden. In der Festsitzung in der Aula der Technischen Hochschule in Charlottenburg, nachmittags, werden voraussichtlich sprechen Prof. Dr.-Ing. Gehler, Dresden, über kreuzweis bewehrte Platten und Pilzdecken, Prof. Dr.-Ing. Mörsch, Stuttgart, über die Schubsicherung, Prof. Dr.-Ing. Spangenberg, München, über die Berechnungsgrundlagen für massive Brücken, und Dr.-Ing. W. Petry, Obercassel, über die neuen Eisenbetonbestimmungen. Zu dieser Festsitzung werden die Teilnehmer an der Hauptversammlung des DBV. Einladungen erhalten.

Ein neues Verfahren zum Härten von Metallen hat nach Tekn. Ukeblad 1931, Nr. 47, der englische Metallurg Herbert entdeckt. Dem bisherigen Verfahren der Erhitzung mit unmittelbar darauf folgender rascher Abkühlung hafteten gewisse Mängel an, die bei dem neuen Verfahren vermieden werden. Herbert hat durch Versuche festgestellt, daß Metalle bedeutend härter werden, wenn sie der Einwirkung umlaufender magnetischer Felder ausgesetzt werden. Die härtende Wirkung tritt nicht nur bei Eisen und Stahl, sondern auch bei anderen Metallen und Metalllegierungen, wie beispielsweise bei Messing, Kupfer und Aluminium ein. Das Verfahren hat sich bereits bewährt und insbesondere bei dem Härten von Werkzeugteilen praktische Verwendung gefunden. N. B.

Sammelbecken für die Verbesserung der Wasserversorgung des Panama-Kanals. Durch Kongreßbeschluß vom März 1928 ist die Anlage eines Sammelbeckens für die Verbesserung der Wasserversorgung des Panama-Kanals im Gebiete des Chagres-Flusses vorgesehen und eine Summe von 250000 \$ für Bodenuntersuchungs- und Vermessungsarbeiten ausgeworfen worden. Ferner wurde das Gebiet des zukünftigen Beckens (etwa 8 km<sup>2</sup>) von der Regierung der USA. angekauft.

In Eng. News-Rec. 1931, Bd. 107, Nr. 5 vom 30. Juli, S. 162, wird über die vorangegangenen Studien und die vorgesehenen Bauanlagen berichtet (Abb. 1). — Außer dem eigentlichen Staudamm (Madden-Damm) mit Kraftwerk sind insgesamt noch 13 kleinere Eingrenzungsdämme aus Erd- und Steinschüttungen in den abzuschließenden Seitentälern vorgesehen.

Der in Beton herzustellende Teil des Hauptdammes wird etwa 273 m lang, wovon rd. 132 m mit einem beweglichen Wehr ausgerüstet werden (Abb. 2). Das Krafthaus und der Einlaufstollen sind an der Südseite des Flusses angeordnet. Die Dammsohle wird mit besonderer Sorgfalt bis auf gesunden Felsgrund eingelassen.

Die Betonmauer soll in Abschnitten von 11,25 m geschüttet werden und in diesem Abstände Dehnungsfugen erhalten. Die größte Dammhöhe, bis zu der Krone der darüber hinwegführenden Landstraße, ist 66,8 m. Stromaufwärts vor dem mittleren Teile der Stauwand wird die Beckensohle eine 46 m breite Sohle aus Lehm erhalten. An den Ufern sind vor dem Damm Sohlenbekleidungen von 6 bis 46 m Breite vorgesehen.

Der unterliegende Fels besteht aus grauem Kalksandstein, der praktisch wasserundurchlässig ist; nur wenige Stellen zeigen ein etwas durchlässiges Kalkgestein. — Die Verlängerung des Staudammes am Südufer erhält an der Wasserseite eine Betonpflasterung und an der Talseite eine Steinschüttung (vgl. Abb. 2). Die 13 kleineren Abschlüsse der Seitentäler werden ähnlich, jedoch ohne Betonpflasterung ausgebildet.

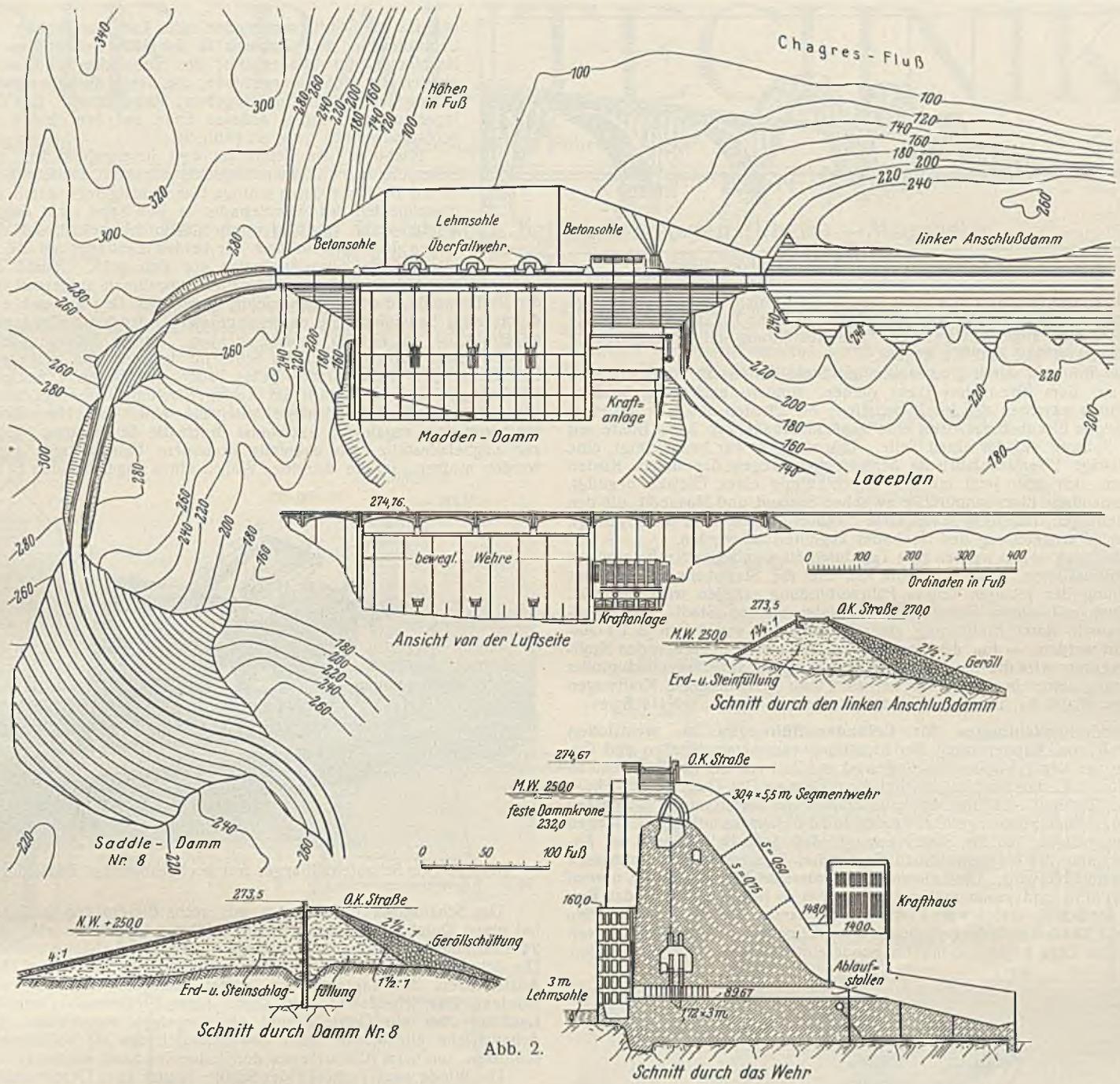


Abb. 2.

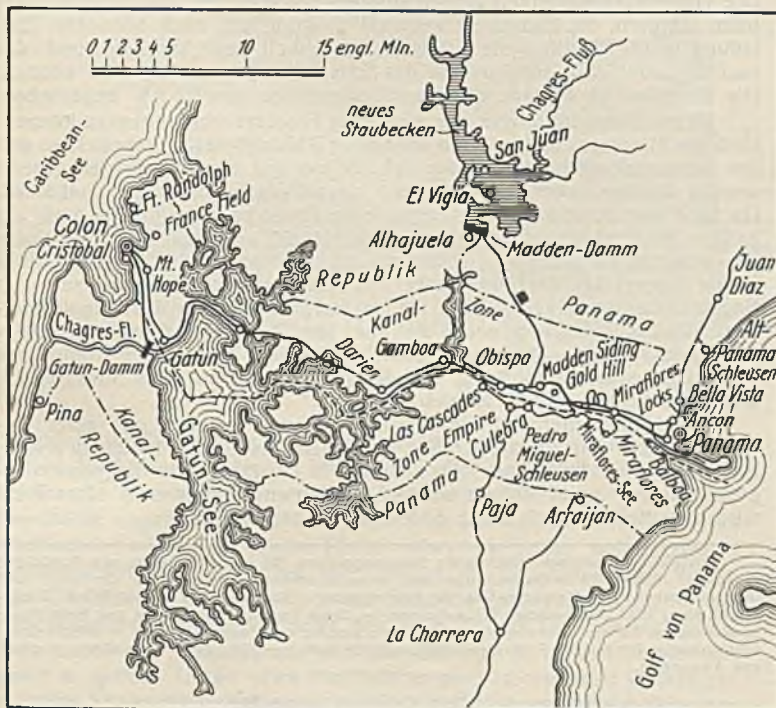


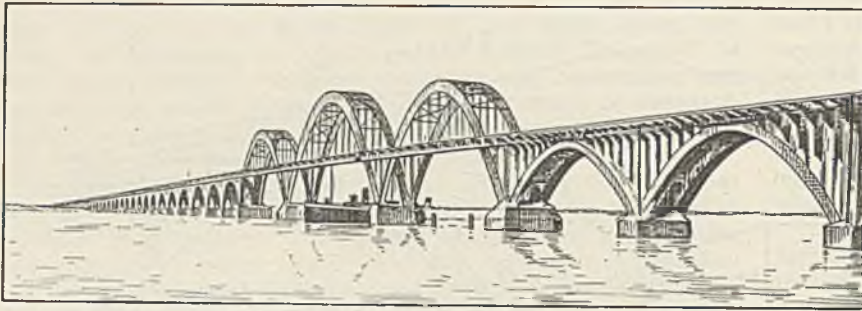
Abb. 1.

Die Betonzuschlagstoffe sind im Flußgebiet, die Materialien für die Erd- und Steinfüllungen der Dämme in der nächsten Umgebung der Baustelle zu gewinnen. Zs.

**Neuer Großbrückenbau in Dänemark.** Am 16. Dezember 1931 hat der dänische Verkehrsminister dem Folketing, dem dänischen Reichstag, den Antrag unterbreitet, im Zuge der Hauptbahnstrecke Kopenhagen—Gjedser, zwischen Seeland und Masnedø und zwischen Masnedø und der Insel Falster zwei Brücken zu bauen, um die jetzige Fahrtdauer zwischen der dänischen Hauptstadt und dem Kontinent um etwa eine Stunde zu verkürzen. Der Plan, die beiden Meeresarme zu überbrücken, ist sehr alt, er scheiterte bislang an den großen Ausführungskosten. Die Verzögerung der Fahrtdauer infolge der umständlichen Fährschiffverbindung erschien bis jetzt erträglich, weil die Züge der schwedischen Konkurrenzlinie über Saßnitz—Trälleborg eine gleiche Verzögerung beim Kreuzen des Rügensundes erfahren. Nachdem aber nunmehr der Rügensund mit einem Damm durchquert werden wird, befürchtet Dänemark, daß der Verkehr zwischen Schweden, Norwegen und Deutschland in Zukunft den Weg über Saßnitz—Trälleborg zum Nachteile Dänemarks bevorzugen wird.

Die Brücke zwischen Seeland und Masnedø wird 200 m lang, sie erhält in der Mitte eine Durchfahrtöffnung mit einer Klappbrücke von 25 m Lichtweite. Die Brücke über den Meeresarm zwischen Masnedø und der Insel Falster wird dagegen als Hochbrücke gebaut, ihre Gesamtlänge beträgt etwa 3300 m, die lichte Durchfahrthöhe in der Mitte beträgt bei Hochwasser 26 m. Für die Durchfahrt von Seeschiffen mit festen Masten erhält die Brücke in der Mitte drei Hauptöffnungen, deren mittlere 120 m lichte Weite bekommt, während die Überbauten der beiden Seitenöffnungen je 90 m weit gespannt sind. Durch Beobachtungen während eines Jahres ist festgestellt worden, daß nur 2% der Schiffe, die den Sund durchfahren, mehr als 20 m Lichthöhe erfordern.

Zu beiden Seiten der Mittelöffnungen schließen sich Brückenöffnungen von 40 bis 80 m Spannweite an, Am Nordufer der Insel Falster wird auf



Teilansicht der Brücke Masnedö—Falster.

einer längeren Strecke ein Damm hergestellt werden, der die Länge des Brückenbauwerks verkürzt. Die Abbildung zeigt eine Teilansicht der Brücke von der Insel Falster aus gesehen. Die Ausführung der beiden Brücken soll insgesamt 33,6 Mill. Kr. kosten.

Die Brücken, deren Überbauten aus Stahl hergestellt werden, sollen nicht nur dem Eisenbahnverkehr dienen, sondern auch eine Straßenverbindung zwischen den Inseln schaffen; sie erhalten daher neben einer eingleisigen Eisenbahnfahrbahn eine Straßenfahrbahn von 5,6 m Breite mit einem Fußweg auf der einen Seite. Ursprünglich war beabsichtigt, eine zweigleisige Eisenbahnfahrbahn herzustellen; wegen der hohen Kosten hat man sich aber jetzt mit der Durchführung eines Gleises begnügt. Die vorhandene Eisenbahnbrücke zwischen Seeland und Masnedö, die den Anforderungen der stetig gestiegenen Eisenbahnlasten nicht mehr genügt, soll nach Fertigstellung des Neubaus abgebrochen werden.

Die Baukosten werden zum Teil durch die kapitalisierten Ersparnisse an Betriebskosten, etwa 15,7 Mill. Kr., die die Staatsbahn infolge der Aufhebung der jetzigen teuren Fährverbindung erzielen wird, gedeckt. Der Rest soll durch Beteiligung der interessierten Stadt- und Landkreise sowie durch Einführung einer Benzinsteuern von 1 Öre je 1 l aufgebracht werden. — Für den von Jahr zu Jahr stetig anwachsenden Kraftwagenverkehr wird die neue Brückenverbindung von außerordentlich großer Bedeutung sein. Im Jahre 1930 hat die Fähre beispielsweise Kraftwagen für über 80 000 Kr. über den Sund befördert. Nils Buer.

**Fördereinrichtungen für Geländeauffüllungen im westlichen Stadtteil von Amsterdam.** Zur Errichtung von neuen Straßen und Gebäuden am Admiral-de-Ruyter-Weg wird zur Zeit von der N. V. Annemersbedrijf v. d. T. den Breejen van den Bout Berg en Dal Gelände aufgefüllt. Da die Förderanlagen für die etwa 2 Mill. m<sup>3</sup> betragenden Erdmassen durch bewohnte Straßen geführt werden und die Hauptverkehrseinrichtungen kreuzen müssen, hat die Stadt verlangt, daß jede Belästigung der Anwohner und des Verkehrs durch Geräusche, Verstreuen von Erdmassen usw. vermieden wird. Die Leistung der Fördereinrichtungen wurde normal mit 400 m<sup>3</sup>/h und vorübergehend mit 500 m<sup>3</sup>/h festgelegt. Für das Entladen der Schiffe und für die Förderung der Sandmengen von den Schiffen durch die Straßen nach der Beladestelle, wo die nach dem Auffüllgelände verkehrenden Züge beginnen, mußten Sondereinrichtungen eingesetzt werden.



Abb. 1. Schaufelradbagger mit anschließendem, 320 m langem Förderband in einer Straße in Amsterdam.

Die Aufgabe wurde durch einen geräuschlos arbeitenden Schaufelradbagger in Verbindung mit einer Förderbandanlage der ATG. (Allgem. Transportanlagen-Gesellschaft) gelöst (Abb. 1).

Die Transportschiffe werden auf der Nordsee durch Schwimmbagger beladen, wobei die mit Wasser durchsetzten Sandmengen in den Laderaum des Schiffes eingeschwenkt werden. Die Schiffe haben einen zweiten wasserdurchlässigen Boden, damit sich in dem Zwischenraum zwischen den Böden das austropfende Wasser ansammeln kann. Der Laderaum wird durch Spantenrahmen, Schotten u. dgl. nicht unterbrochen, so daß der Schaufelradbagger im Laderaum angesetzt werden und diesen vollkommen entleeren kann. Um die Schiffswände und den Boden während des Baggerns nicht zu beschädigen, ist eine Führung des Schaufelrades innerhalb des Laderaumes in Form eines um die Achse des Rades drehbaren Rahmens angebracht worden. Der Rahmen setzt sich an jeder Seite mit einem Laufrad auf dem äußersten Schiffstrand auf, so daß das Schaufelrad mit dem anschließenden Gurtausleger auf dem Schiff abgestützt

ist. Da die Schiffe verschiedenen tiefen Laderaum haben, sind die Laufrollen in dem Rahmen in der Höhe verstellbar. Durch Nachlassen der Windenseile, des Hubwerkes und des Rades werden die Höhenunterschiede, die durch die allmähliche Entladung des Schiffes sich ergeben, ausgeglichen. Der Gurtausleger ist mit seinem anderen Ende auf dem festen Baggergerüst beweglich gelagert (Abb. 2).

Nachdem das Schiff so weit herangeholt ist, daß das Schaufelrad im Laderaum bugseitig angesetzt werden kann, wird es am Pfahlrost durch kräftige Haken festgelegt, damit es beim Einschneiden des Schaufelrades in den Sand nicht aufgedrückt werden kann. Außerdem wird dadurch erreicht, daß das Aufsetzen des Rahmens bzw. der beiden Laufräder auf die Schiffswände ohne Schwierigkeiten vor sich geht. Sobald das Rad eingeschnitten hat und der Führungsrahmen aufgesetzt ist, kann die Verholwinde, durch die das Schiff sowohl am Bug als auch am Heck durch zwei Seilenden mit entgegengesetzt laufenden Seiltrommeln fest angetrieben ist, in Betrieb gesetzt werden. Vorher müssen die Haken wieder gelöst werden, damit das Schiff für das Verholen freigegeben ist. Die Eimer des Schaufelrades geben über anschließende Schürren die Sandmengen an ein seitlich im Ausleger befindliches Förderband, von dem die Hauptförderbandanlage beschickt wird. Das Hauptförderband führt von dem angelegten Stichkanal durch die de Rypstraat (Abb. 1) bis zur Zugbeladestelle, wo ebenfalls besondere Einrichtungen geschaffen werden mußten, um die einzelnen Wagen eines Zuges beladen zu können.

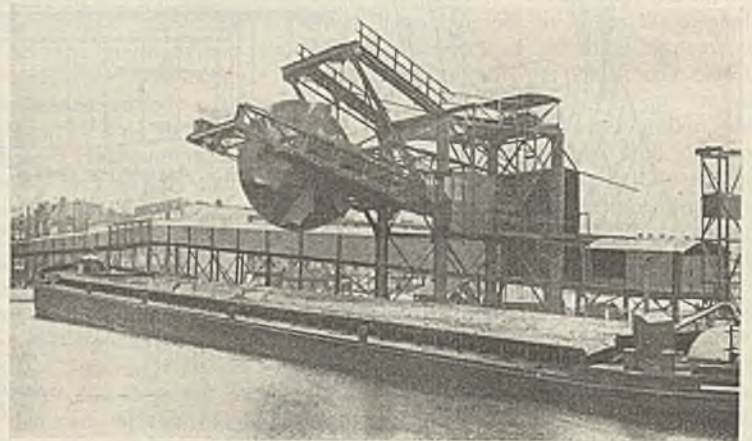


Abb. 2. Der Schaufelradbagger mit hochgezogenem Radausleger.

Das Schaufelrad des Baggers mit sechs Eimern von je 450 l Inhalt hat einen Durchmesser von 5,7 m und führt 4 Umdr./min aus. Aus den 24 Schüttungen in 1 min ergibt sich die theoretische Leistung von 650 m<sup>3</sup>/h. Die Schneiden der Eimer sind mit Reißzähnen versehen und bis zum Austrittskreis der angrenzenden, radial verlegten Schürren verlängert worden. Das Schaufelrad wird durch einen Elektromotor von 37,5 kW Leistung über ein Getriebe und ein Vorgelege angetrieben. Die der Arbeitsfläche abgekehrte Seite des Schaufelrades ist vollkommen geschlossen, um beim Abwurf etwa durchfallenden Sand wieder zu erfassen.

Die Winde zum Verholen der Schiffe besitzt zwei Geschwindigkeiten. Die eine Geschwindigkeit entspricht dem Fortschreiten des Schaufelrades beim Baggern, die andere ist zehnmal so groß, um nach beendeter Entladung eines Schiffes die Verholseile schnell zurückwickeln und das nachfolgende Schiff schneller an das Schaufelrad heranbringen zu können. Die Verholwinde wird durch einen Elektromotor von 9,5 kW angetrieben.

Damit Überschüttungen der einzelnen Förderer nicht eintreten können, sind die Motoren der gesamten Anlage in Abhängigkeit geschaltet, so daß das Auslegerförderband und das Schaufelrad erst dann in Betrieb gesetzt werden können, wenn der Motor des Hauptförderbandes eingeschaltet ist. Da nach der Beladung eines Zuges eine Förderpause eintreten muß, ist an der Beladestelle ein Druckknopf angebracht, mit dem der Zugbelader die gesamte Förderanlage stillsetzen kann. Nach dem Einfahren eines neuen Zuges läßt der Zugbelader das Hauptförderband wieder an. Der Baggerführer kann von seinem Stande feststellen, wenn das Hauptförderband wieder läuft, und setzt die von ihm bedienten Geräte ebenfalls wieder in Betrieb. Der Motor der Verholwinde ist zu dem Motor des Schaufelrades derart abhängig, daß der Verholmotor nur dann Strom erhält, wenn das Schaufelrad in Betrieb ist.

Das Hauptförderband ist 320 m lang und arbeitet mit einer Geschwindigkeit von 2,5 m/sek. Die Tragrollen des Gurtes laufen in Kugellagern, weil die Anlage acht- bis zehnmal in 1 h infolge der Zugpausen angehalten und unter Vollast wieder angefahren werden muß. Das Band wird unmittelbar durch einen 53-kW-Motor angetrieben. R.—

**INHALT:** Elektrisch geschweißte Tragkonstruktion für eine Betonplatte mit Walzträgeranlage. — Wirtschaftliche Dalbenformen und deren Berechnung. — Ergebnisse der Druck- und Dränagewassermengen-Messungen an der Edertalsperre. (Schluß.) — Vermischtes: Hauptversammlung 1932 des Deutschen Beton-Vereins. — Neues Verfahren zum Härten von Metallen. — Sammelbecken für die Verbesserung der Wasserversorgung des Panama-Kanals. — Neuer Großbrückenbau in Dänemark. — Fördereinrichtungen für Geländeauffüllungen im westlichen Stadtteil von Amsterdam.

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