

# DIE BAUTECHNIK

13. Jahrgang

BERLIN, 25. Oktober 1935

Heft 46

Alle Rechte vorbehalten.

## Die Mangfallbrücke der Reichsautobahn München—Landesgrenze.

Von Reichsbahnrat Georg Aurnhammer, Nürnberg.

Die Strecke München—Landesgrenze (Salzburg) der Reichsautobahnen hat als erstes großes, natürliches Hindernis das tief eingeschnittene Mangfalltal östlich von Holzkirchen bei Darching zu überschreiten. Das stattliche Brückenbauwerk, das zur Überwindung dieses Taleinschnitts errichtet wird, die Mangfallbrücke, begegnet wegen ihrer Größe und Konstruktion allseits lebhaftem Interesse. Die Bauarbeiten sind bereits so weit fortgeschritten, daß es möglich ist, im folgenden einen ausführlichen Bericht über Planung und Ausführung der Brücke zu bringen.

### I. Die Vorarbeiten.

Schon in den ersten Wochen ihres Bestehens ließ die Oberste Bauleitung (ObK) München der Reichsautobahnen an der Stelle, die durch die generelle Linienführung der Kraftfahrbahn für den Talübergang gewählt war, eingehende Geländeaufnahmen durchführen. Es zeigte sich,

Im Westhang laufen auf der Flinzschicht die Fängegalerien der ältesten Quellfassung der Münchener Wasserversorgung. Deren Ableitungstollen durchschneiden den Hang. Der Talgrund ist weitgehend in Anspruch genommen: Auf der Ostseite hat sich die Mangfall in den aufgeschotterten und durch das kalkhaltige Wasser großenteils zu Tuff versinterten Talboden nochmal bis auf den Flinz eingefressen. Am westlichen Hangfuß steht dicht neben der Brückennachse ein Quellwarthaus. Zwischen diesem Hause und dem Fluß führen zwei große Druckrohrstränge der Münchener Wasserversorgung, ferner eine Bezirksstraße durch. Die städtische Wasserversorgung machte außerdem weiteren Raumbedarf für künftige Leitungen geltend. Endlich kreuzen noch eine 25 000-V-Freileitung und ein Fernsprech- und Signalkabel die Baustelle. Die örtlichen Verhältnisse beengten also die Freiheit in der Gestaltung der Brücke in erheblichem Maße.

Die Bedingungen für die Einrichtung einer Baustelle waren nicht ungünstig. Auf dem westlichen Hochufer liegt wenige hundert Meter westwärts die Station Darching der Bahnlinie München—Holzkirchen—Schliersee, von der aus ein Gleisanschluß nach dem westlichen Widerlager hin ohne Schwierigkeit herzustellen war. Die Bezirksstraße ermöglicht für Lastfahrwerke und -kraftwagen die unmittelbare Zufahrt vom Bahnhof Darching ins Tal. Zur Entnahme von Licht- und Kraftstrom durfte, wie nach einigen Verhandlungen erreicht wurde, die vorgenannte Hochspannungsleitung benutzt werden. Wasser in einer für alle Bauzwecke brauchbaren Beschaffenheit liefert die Mangfall. Flächen, die für Arbeits- und Lagerplätze in Frage kamen, waren gleichfalls vorhanden. Dagegen ließ sich in der Nähe der Baustelle kein günstiges Klesvorkommen finden. Es gelang endlich, die Erlaubnis zur Benutzung

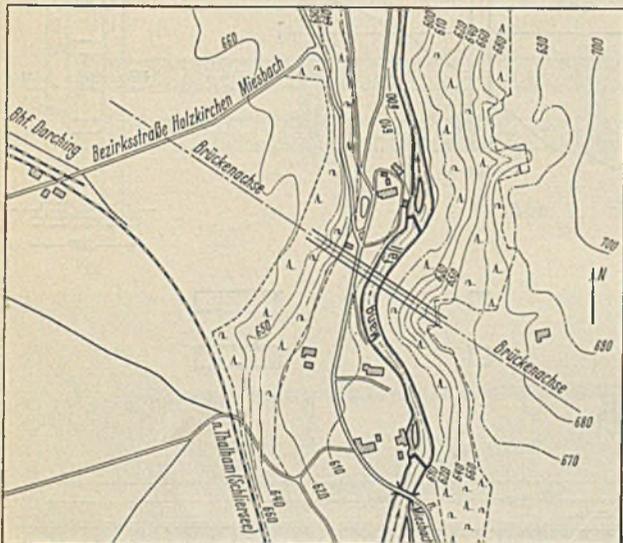


Abb. 1. Lageplan.

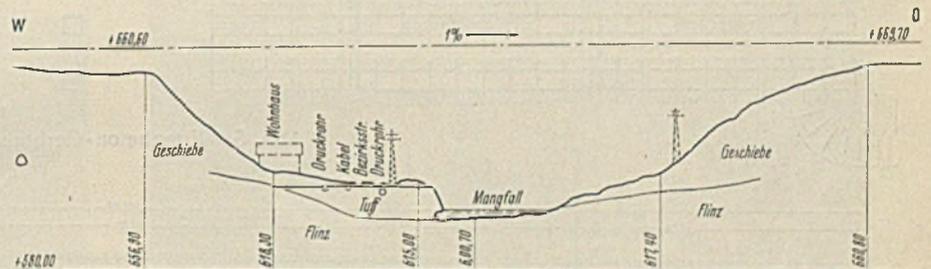


Abb. 2. Talquerschnitt in Brückennachse.

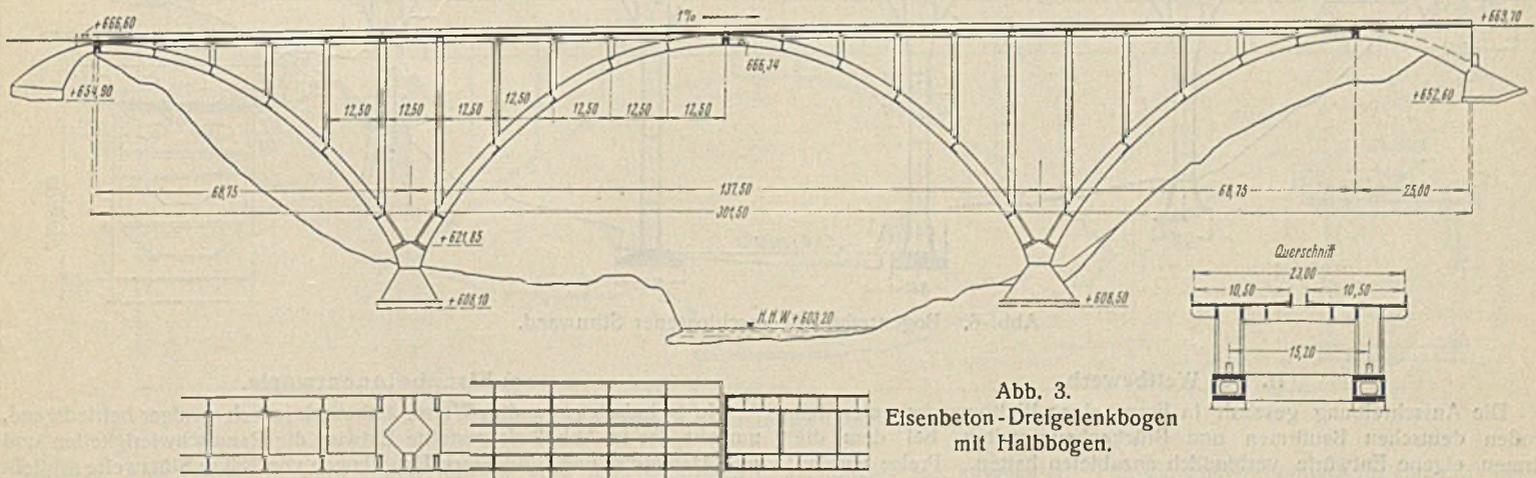


Abb. 3.  
Eisenbeton-Dreigelenkbogen  
mit Halbbogen.

daß die genaue Lage für die Brückennachse durch das Gelände in selten eindeutiger Weise vorgeschrieben wurde und kaum eine Verschiebung um wenige Meter ertrug. Beiderseits der gewählten Talübergangsstelle erweiterte sich nämlich der Taleinschnitt sofort beträchtlich, nach Norden zu steigt außerdem der Osthang noch weiter an (Abb. 1).

Die verbleibende Stelle für den Bau der Brücke war jedoch keineswegs ideal zu nennen (Abb. 2). Die steilen Talhänge sind nicht felsig, wie man aus einzelnen zutage tretenden Nagelfluhbänken hätte schließen können, sondern bauen sich über einer tiefliegenden Flinzschicht aus ziemlich lockerem Schutt auf. Sie sind als rutschgefährlich anzusprechen.

einer der Nachbarbahnstation Thalham nahe gelegenen städtischen Kiesgrube zu erhalten.

Für die Ausschreibung des Brückenbaues wurden vom Brückenbaudezernat der ObK München Entwurfsgrundlagen ausgearbeitet, in denen alle vorgenannten Umstände berücksichtigt waren. Ferner waren u. a. vorgeschrieben: die Höhenlage der Fahrbahn, deren Querschnittabmessungen — zwei getrennte Fahrbahnen mit je 10,50 m lichter Weite zwischen den Geländern —, die Verwendung einer Eisenbetonfahrbahnplatte, Belastung nach Klasse I DIN 1075 und Höchstbodenpressungen für die wichtigsten Gründungsschichten.

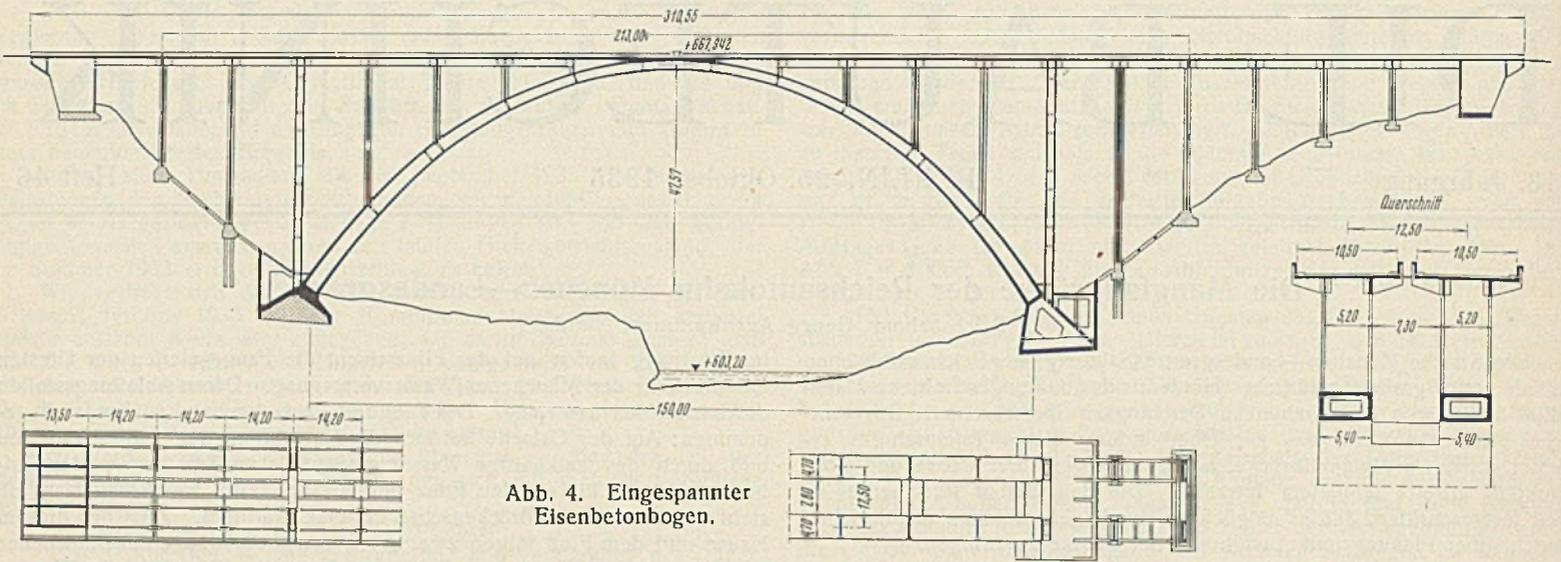


Abb. 4. Eingespannter Eisenbetonbogen.

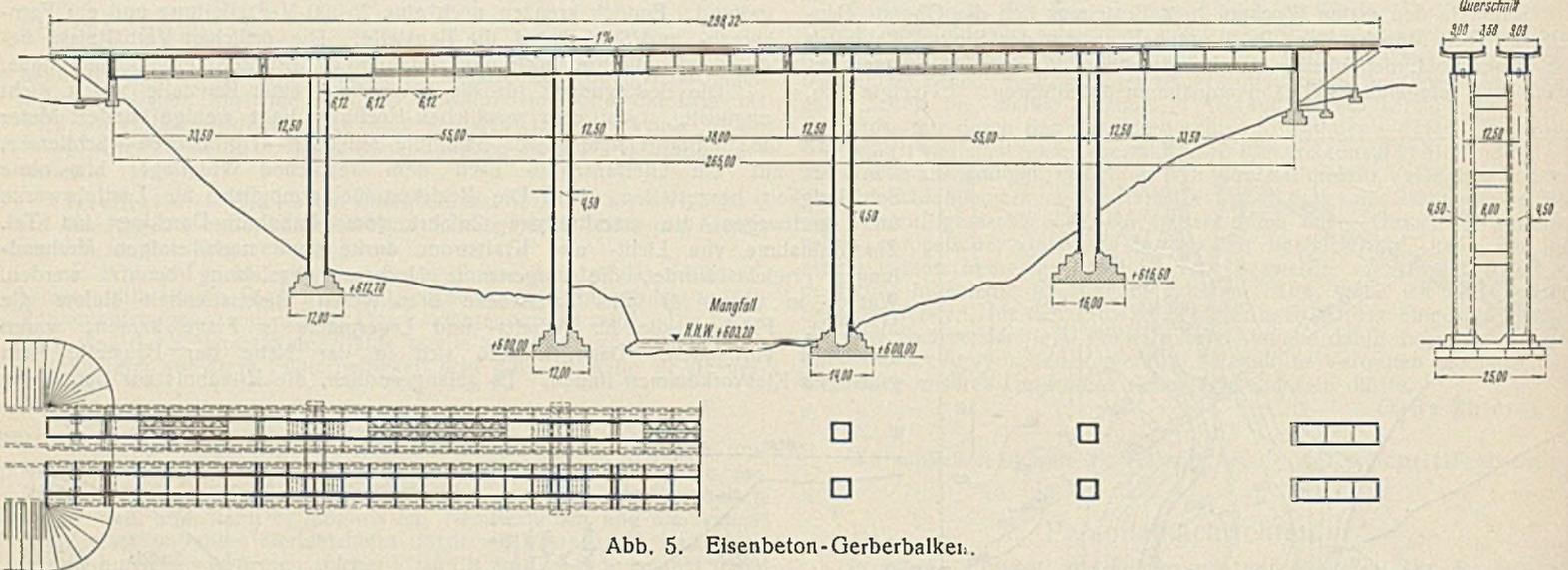


Abb. 5. Eisenbeton-Gerberbalken.

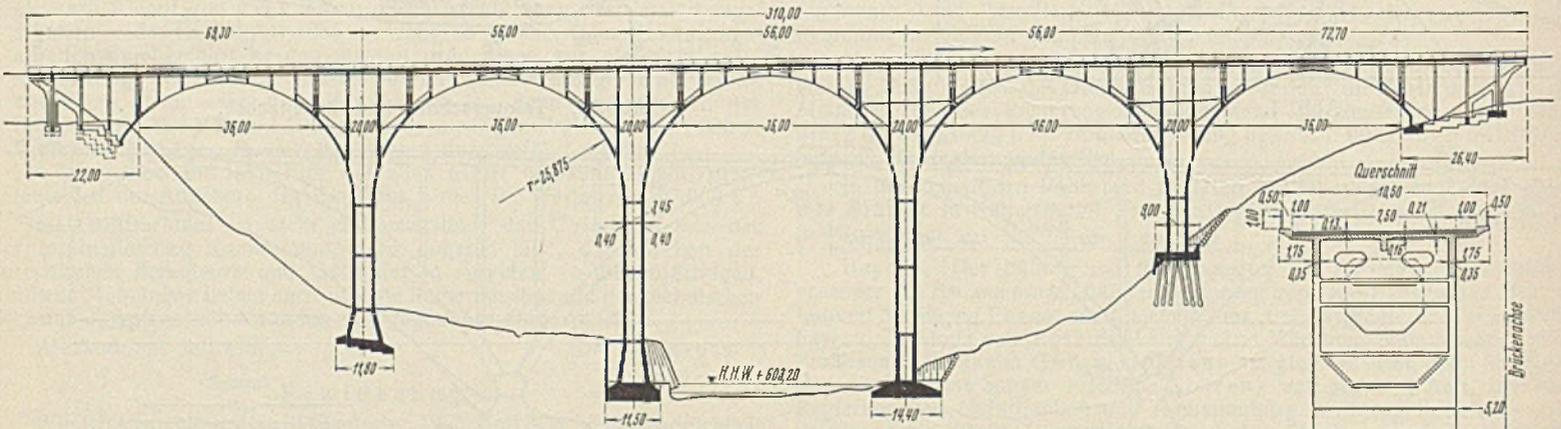


Abb. 6. Bogenreihe mit geschlossener Stirnwand.

II. Der Wettbewerb.

Die Ausschreibung geschah in Form eines Wettbewerbs unter den großen deutschen Baufirmen und Brückenbauanstalten, bei dem die Firmen eigene Entwürfe verbindlich anzubieten hatten. Preise wurden nicht ausgesetzt, vielmehr sollte der Preis in der Auftragserteilung bestehen.

Zum Eröffnungstermin am 20. Februar 1934 wurden von 15 Tiefbauunternehmungen und von 18 Stahlbaufirmen je im Verein mit einer oder mehreren Tiefbaufirmen insgesamt 75 Hauptentwürfe mit rund ebenso vielen Varianten eingereicht. Es kann hier nicht die Fülle großenteils wertvoller Arbeit gewürdigt werden, die geleistet wurde. Es sollen vielmehr nur einige der charakteristischsten Lösungen herausgegriffen und kurz erläutert werden. Dies soll ohne Nennung der Bearbeiter geschehen, da vielfach die gleiche Konstruktion von mehreren Firmen in nahezu gleichwertiger Durcharbeitung gebracht wurde.

a) Eisenbetonentwürfe.

In technisch gewandter Weise, ästhetisch jedoch weniger befriedigend, umgeht der in Abb. 3 dargestellte Entwurf die Raumschwierigkeiten und jede Hanggründung. An einen Hauptbogen von 133 m Stützweite schließt sich zur Überbrückung der Hänge beiderseits je ein Halbbogen an mit gleichen Ausmaßen wie eine Hälfte des Hauptbogens. Die Kämpferfundamente erhalten dadurch aus ständiger Last nur lotrechte Auflagerdrücke, können also verhältnismäßig klein werden. Es sind Dreigelenkbogen gewählt, und zwar im Querschnitt für jede Fahrbahn ein Bogen mit Kastenquerschnitt.

Der in Abb. 4 gezeigte Bogenentwurf kommt bei 150 m Spannweite mit den Widerlagern bereits in die Hangfüße hinein. Gleichwohl wird für die Gründung eine einwandfreie Lösung gefunden: Von einer am Hangfuß geschütteten Plattform aus soll ein Senkkasten abgelassen werden, in dessen Arbeitsraum der Widerlageraushub gelöst wird. Der

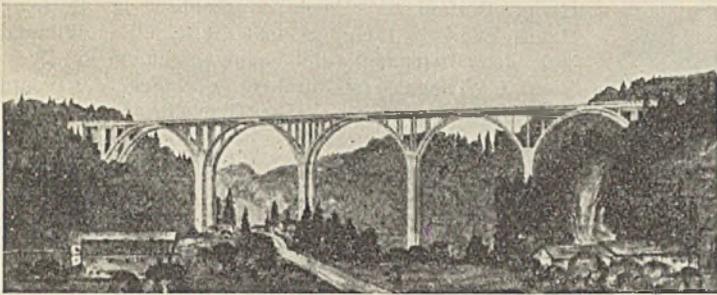


Abb. 7. Eisenbeton-Bogenreihe, aufgelöst.

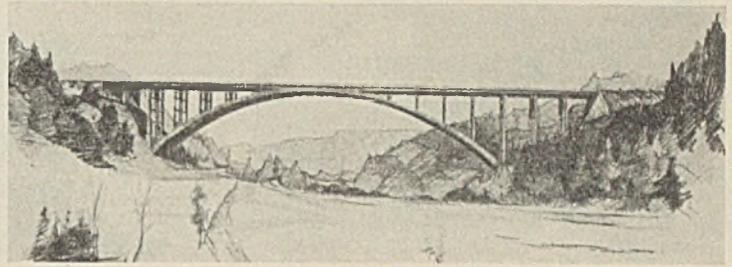


Abb. 8. Weitgespannter Melan-Bogen.

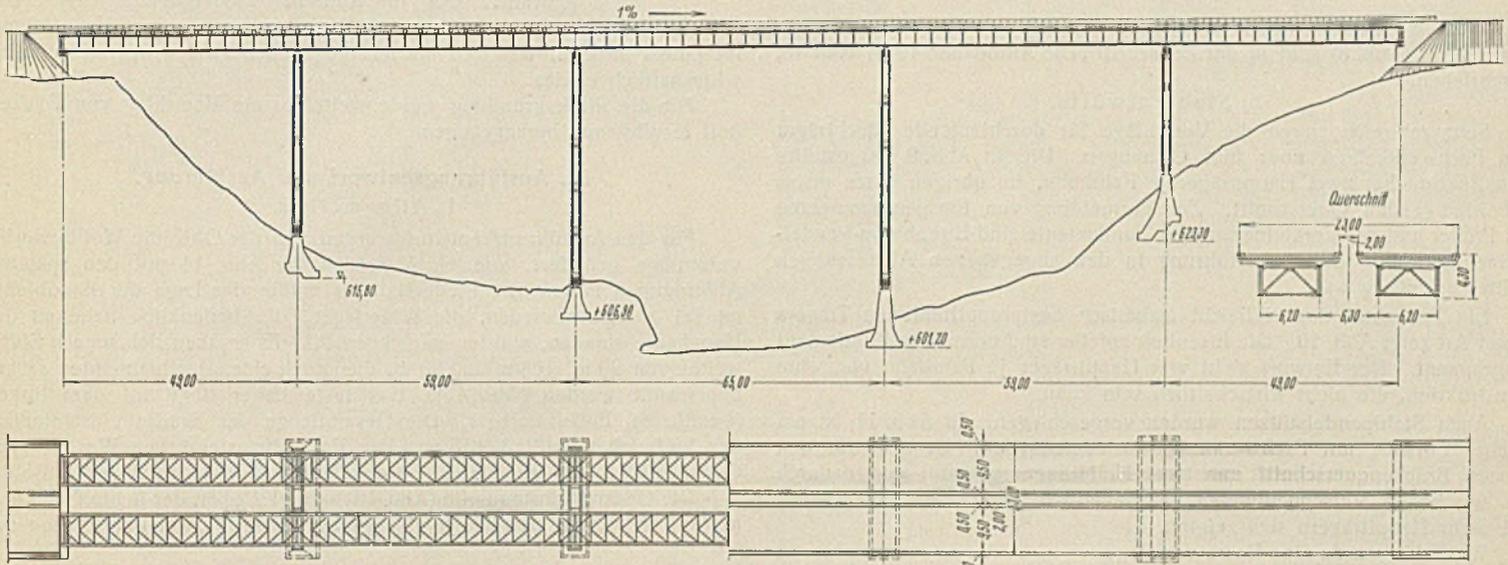


Abb. 9. Blechträger mit Eisenbetonpendelstützen.

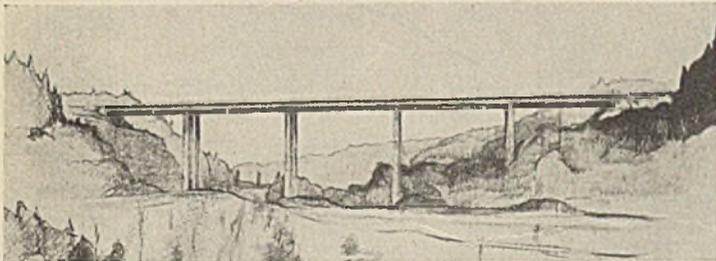


Abb. 10. Blechträger auf Massivpfeilern.

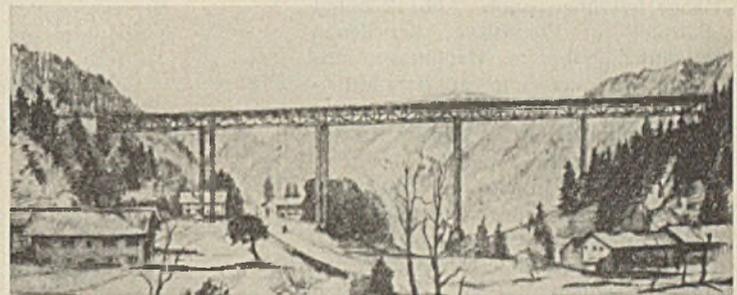


Abb. 11. Fachwerkbalken auf Stahlpendelstützen.

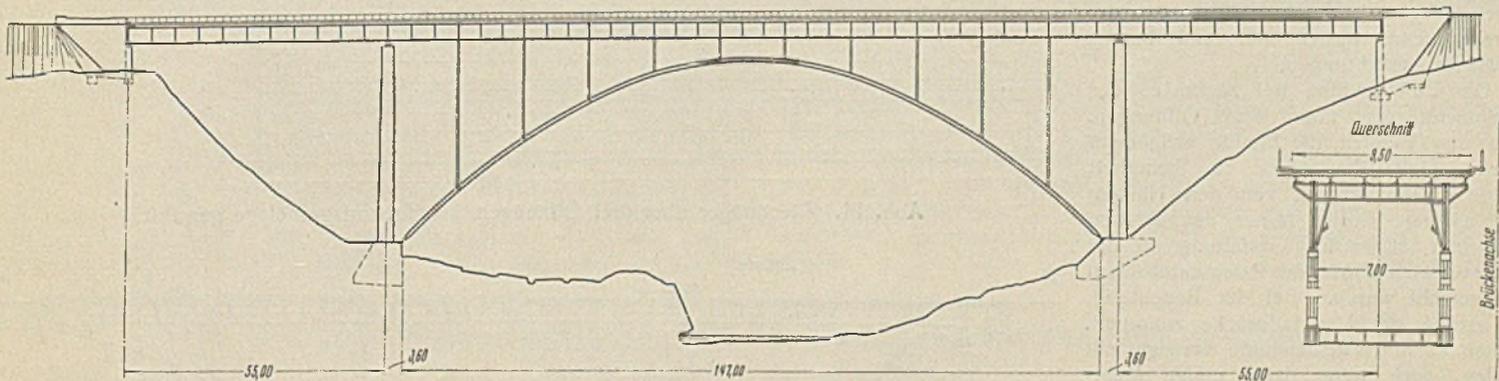


Abb. 12. Versteifter Stabbogen.

Senkkasten wird ständig so aufbetoniert, daß nie eine freie Baugrubenwand entsteht, vielmehr der Hang ständig gestützt bleibt. Im Gegensatz zu manchen anderen Bogenentwürfen, besonders zu den Stahlbögen, sind die Hänge nicht frei überbrückt, sondern — ästhetisch besser — unterteilt durch schlanke Stützen für den Fahrbahnträger mit gleichen Abständen wie über dem Bogen. Die Fundamente dieser Stützen im Hang sind einwandfrei durch Balken auf die Bogenwiderlager abgestützt.

Eine Reihe guter Entwürfe schlugen Eisenbetonbalken über fünf Öffnungen vor. Ein Beispiel hierfür zeigt Abb. 5. Es ist ein Gerberträger mit zwei Hauptträgern je Fahrbahn. Die im Bereich der negativen Momente angeordnete untere Druckplatte ist gleichzeitig für einen Be-

sichtigungsgang ausgenutzt. Für die Pfeilergründung im Hang ist bergmännische Bauweise vorgeschlagen.

Zahlreich vertreten waren auch Bogenreihen mit fünf Öffnungen in verschiedenster Abänderung der technischen und architektonischen Lösung. Nach außen wuchtig wie eine alte Steinbrücke sieht ein Vorschlag nach Abb. 6 aus. Dagegen zeigt der Längs- und Querschnitt, daß die Konstruktion keineswegs Massen verschwendet. Die dünnen Stirnwände dienen nämlich als Bogenrippen und stellen die Hauptträger dar.

Eine andere Bogenreihe ist in Abb. 7 wiedergegeben. Die dünnen eingespannten Gewölbe mit ihren leichten Aufbauten treten hier klar in Erscheinung.

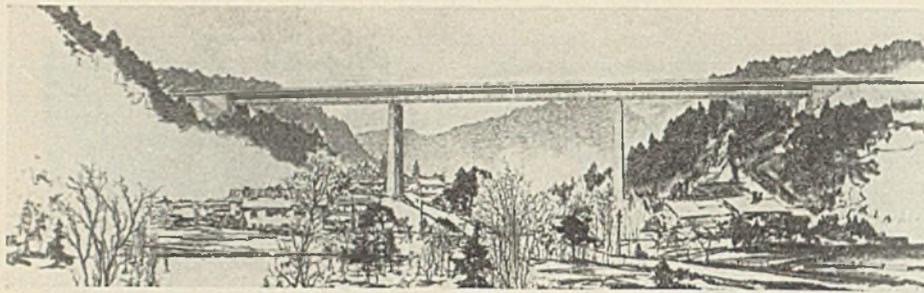


Abb. 13. Blechträger über drei Öffnungen.

Weitere bemerkenswerte Entwürfe, darunter ein Bogen mit 190 m Spannweite (Abb. 8) sind in der Zeitschrift „Die Autobahn“ 1934, Heft 15, beschrieben.

b) Stahlentwürfe.

Sehr zahlreich waren die Vorschläge für durchlaufende Blechträger und Fachwerkbalken über fünf Öffnungen. Die in Abb. 9 dargestellte Konstruktion hat zwei Hauptträger je Fahrbahn, im übrigen einen etwas unbefriedigenden Querschnitt. Zur Vermeidung von Einspannmomenten der Pfeiler und zur Verkleinerung der Fundamente sind Eisenbeton-Pendelstützen gewählt, deren Ausführung in den angegebenen Abmessungen freilich schwierig wäre.

Ein Schaubild des vielleicht ästhetisch bestproportionierten Trägers dieser Art zeigt Abb. 10. Die Eisenbetonpfeiler sind normal im Fundament eingespannt. Der Entwurf sieht vier Hauptträger je Fahrbahn vor, eine Konstruktion, die nicht wirtschaftlich sein kann.

Auch Stahlpendelstützen wurden vorgeschlagen. In Abb. 11 ist ein solcher Entwurf mit Fachwerkträgern wiedergegeben. Es sind für den ganzen Brückenquerschnitt nur zwei Hauptträger gewählt und dadurch die unschönen Verschneidungen vermieden, die bei allen Fachwerken mit mehr Hauptträgern sich zeigten.

Weiterhin wurde eine Reihe von Bogenentwürfen eingereicht, meist vollwandige Zweigelenkbogen mit rd. 150 m Spannweite, wobei der kräftige Fahrbahnträger die Hänge frei überspannt. Abb. 12 bringt ein Beispiel für Vorschläge, bei denen dieser Fahrbahnträger als Hauptträger ausgebildet wird, der nur in der Mittelöffnung durch einen leichten Bogen unterstützt ist, wodurch die Wirkungsweise des versteiften Stabbogens entsteht.

Eine weitere Gruppe von Entwürfen brachte durchlaufende Blechträger und Fachwerkbalken über drei Öffnungen (Abb. 13). Hierbei bleiben die Hänge von gefährlichen Gründungen unberührt, auf die Raumschwierigkeiten im Talgrunde ist bestmöglich Rücksicht genommen. Die Spannweiten liegen für Blechträger an der oberen Grenze bestehender und bereits bewährter Ausführungen.

Die Entscheidung fiel zugunsten des Stahlblechträgers über drei Öffnungen. Unter den Gründen, die hierfür maßgebend waren, spielte besonders die Sicherheit infolge Unabhängigkeit von den Hängen eine wichtige Rolle, ferner das Streben nach einer ästhetischen Gestaltung, die der monumentalen Größe der Reichsautobahnen voll gerecht wurde. Bei der Bedeutung, die gerade der Mangfallbrücke zukommt, mußten diese Gesichtspunkte vorangestellt werden, auch wenn dabei einige Mehrkosten gegenüber anderen Lösungen in Kauf zu nehmen waren.

Keiner von den eingegangenen Entwürfen für den Drei-Öffnungs-Träger konnte unverändert für die Ausführung übernommen werden. Daher wurde auch der Zuschlag nicht einer einzelnen Firma erteilt, sondern es wurden aus den Firmen, die die gewählte Konstruktionsidee bearbeitet hatten, Arbeitsgemeinschaften gebildet und an diese der Stahlüberbau und der Tiefbauteil gesondert vergeben. Es sind dies für den Stahlüberbau die Firmen: MAN Werk Gustavs-

burg, Dortmunder Union Brückenbau in Dortmund, Louis Eilers in Hannover und Gg. Noell in Würzburg, für den Tiefbauteil die Bauunternehmungen Dyckerhoff & Widmann in Nürnberg und Sager & Woerner Straßenbau in München. Die Tiefbauunternehmen teilten sich sowohl in die Konstruktionsarbeit als auch in die Ausführung, während bei den Stahlbauanstalten die Entwurfsbearbeitung der MAN oblag, die Montage von MAN und Dortmunder Union gemeinsam ausgeführt wird und die Lieferung und Werkarbeit zu etwa gleichen Teilen auf alle vier Firmen verteilt ist.

Als Grundlage für die Bearbeitung des Ausführungsentwurfs wurde der Wettbewerbsvorschlag der MAN gewählt, der in Abb. 14 wiedergegeben ist. Das

Wesentlichste am Querschnitt ist die Anordnung nur eines Hauptträgers für jede Fahrbahn, was sich bei den gegebenen großen Spannweiten als wirtschaftlich erwies.

Für die Pfeilergründung wurde weiterhin ein Vorschlag von Dyckerhoff & Widmann herangezogen.

III. Ausführungsentwurf und Ausführung.

1. Allgemeines.

Für den Ausführungsentwurf wurden von der ObK die Wettbewerbsvorschläge geändert, wie ein Vergleich der Abb. 14 mit den späteren Abbildungen zeigt. Die Pfeilerstellung mußte der Lage der Bauobjekte im Tal angepaßt werden, die Widerlager, die bedenklich nahe an der Hangkante standen, wurden zurückgerückt. Es ergaben sich sonach Stützweiten von 90 m, 108 m und 90 m, die durch einen durchlaufenden Träger überspannt werden (Abb. 15). Das feste Lager liegt auf dem linken (westlichen) Endwiderlager. Die Gesamtlänge der Brücke einschließlich der Widerlager mißt 319,15 m. Die Fahrbahn steigt von Westen nach Osten mit 1‰ an und überquert das Tal in 68 m Höhe über Flußsohle.

Die Gesamtbrückenbreite (Abb. 16) beträgt 21,4 m, die sich wie folgt zusammensetzen: zwei Fahrbahnen mit

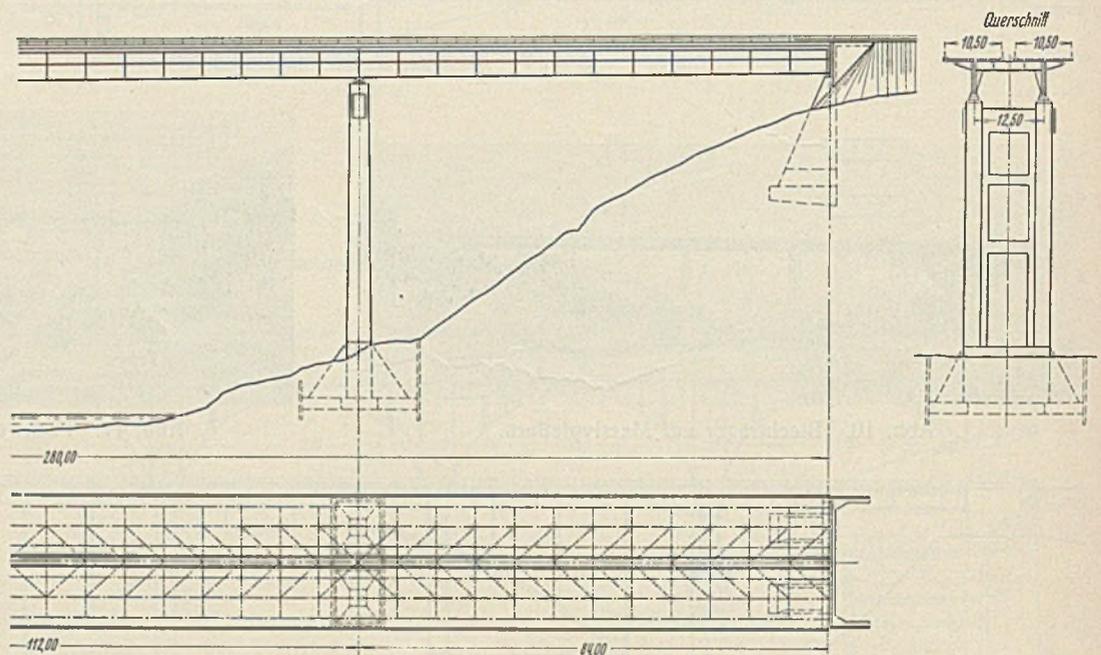


Abb. 14. Blechträger über drei Öffnungen, als Entwurfsgrundlage gewählt.

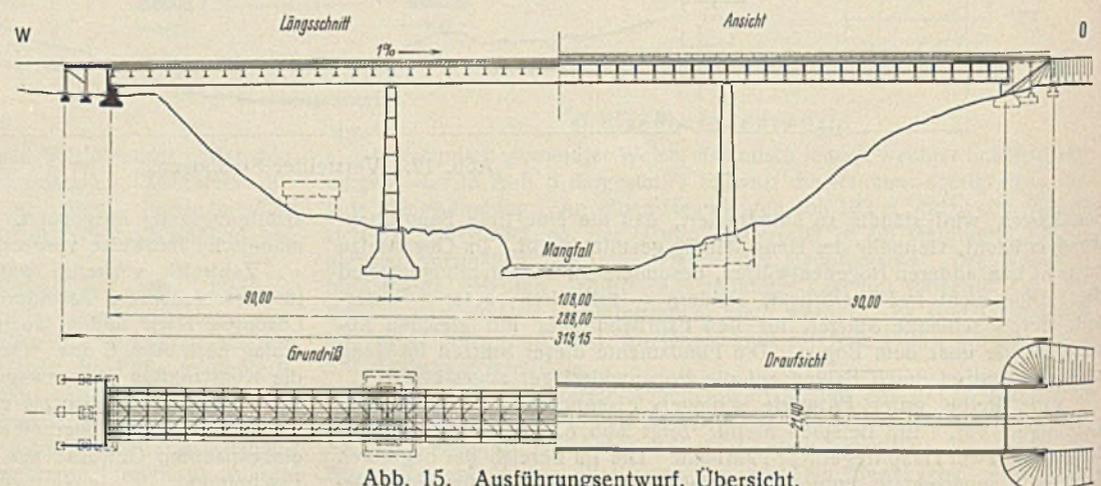


Abb. 15. Ausführungsentwurf, Übersicht.

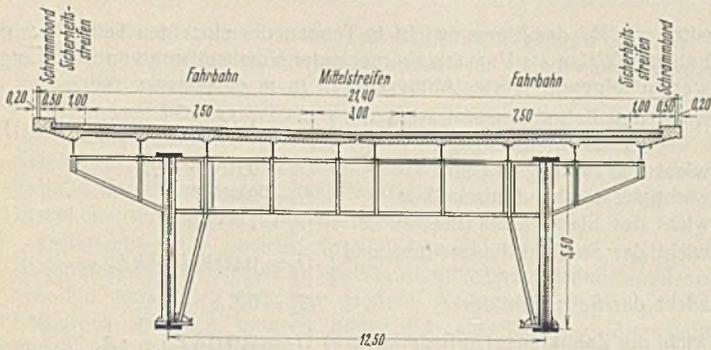


Abb. 16. Querschnitt des Überbaues, schematisch.

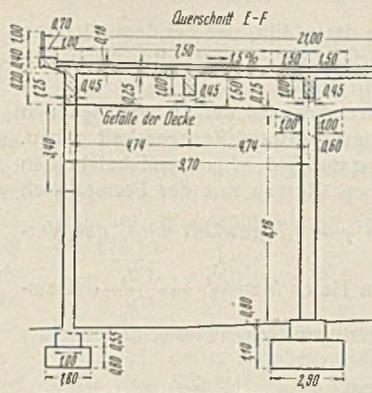


Abb. 17b. Linkes Widerlager.

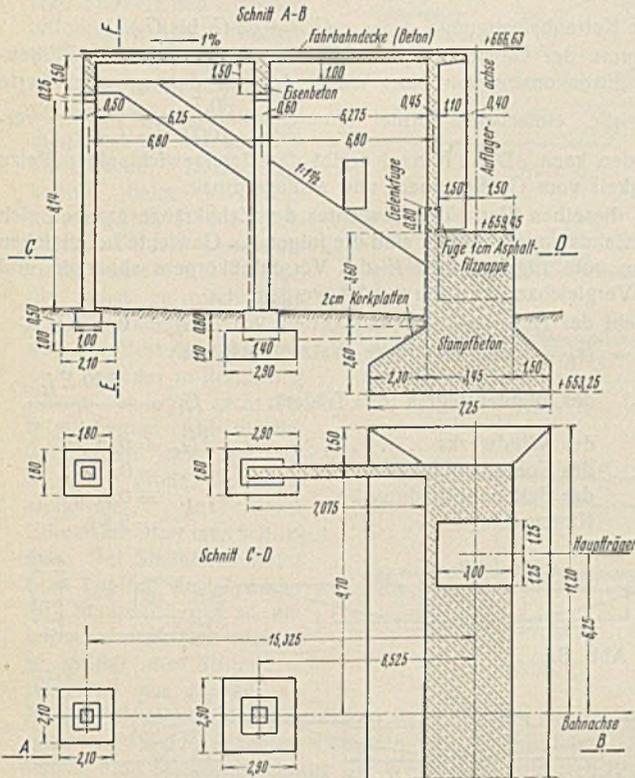


Abb. 17a. Linkes Widerlager.

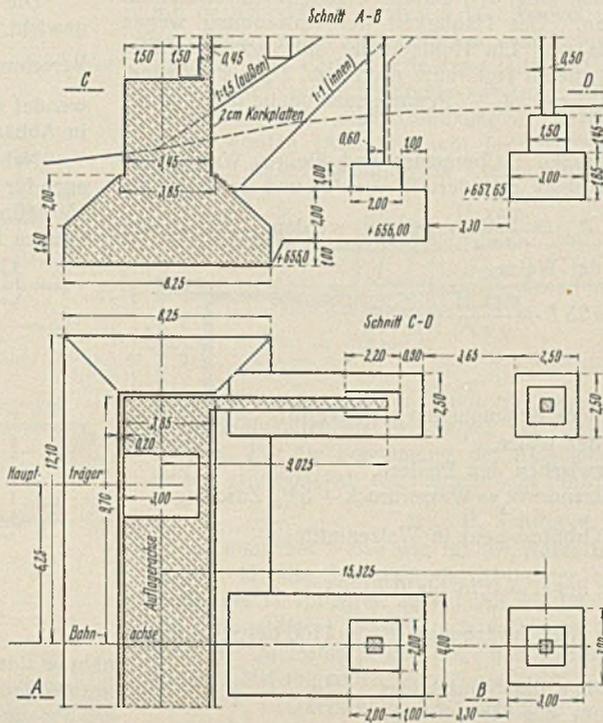


Abb. 17c. Rechtes Widerlager.

je 7,5 m, dazwischen ein Mittelstreifen mit 3 m, an jede Fahrbahn außen anschließend ein Sicherheitsstreifen mit 1 m und ein Schrammbord mit 0,5 m Breite. Dieser Fahrbahnquerschnitt weicht von dem der freien Strecke nur durch die Verringerung des Mittelstreifens von 5 m auf 3 m ab.

Die Entwurfsgrundlagen hatten noch vorgesehen, die beiden Fahrbahnen unter Beibehaltung ihres Abstandes der freien Strecke auf zwei getrennten Überbauten zu überführen, wie dies beispielsweise bei der Innbrücke ausgeführt wurde. Nachdem man sich jedoch auf Grund des Wettbewerbsergebnisses für einen Querschnitt mit nur einem Hauptträger je Fahrbahn entschieden hatte, der ja durch die Querträger und den Verband zu einem gemeinsamen Überbau für beide Fahrtrichtungen wird, konnten auch getrennte Fahrbahnplatten und -decken nicht mehr in Frage kommen. Denn ein Luftschlitz zwischen den Fahrbahnen hätte die Querverbindungen, besonders in der Untersicht, in unschöner Weise in Erscheinung treten lassen. Daher entschloß sich die ObK, den Mittelstreifen zu schließen und so auszubilden, daß er gleichfalls voll belastet

werden kann, dafür aber die Fahrbahnen um 2 m zusammenzurücken, um nicht den wirtschaftlichen Vorteil des Zweihauptträgerquerschnitts wieder preiszugeben.

Als Belastungsannahme für die Berechnung wurden dabei die Regellasten der Brückenklasse I nach DIN 1072 beibehalten mit der Maßgabe, daß jede Brückenhälfte als Fahrbahn und die Brückenachse als Trennungsgeländer zu gelten habe. Es können also im Brückenquerschnitt nebeneinanderstehen: zwei 24-t-Walzen und vier 12-t-Lastkraftwagen.

Für Konstruktion und Berechnung wurden weiterhin besonders die Vorschriften DIN 1073 und 1075 eingehalten.

## 2. Der Unterbau.

a) Die Widerlager. Vom oberen Rande der Steilhänge aus steigt auf beiden Talseiten das Gelände noch weiter an, im Westen sanft, im Osten, wo die Kraftfahrbahn den Ausläufer eines Hügelz zu durchschneiden hat, stärker. Mit Rücksicht auf den dort entstehenden tiefen Einschnitt konnte die Straße nicht gesenkt werden, wie dies für den Brückenbau erwünscht gewesen wäre. Sie kommt vielmehr auf beiden Hochufen auf 10 m hohen Dämmen an. Bei dieser Dammhöhe, noch dazu, nach-

dem eine große Erdaufflast unmittelbar hinter der Hangkante unerwünscht wäre, wurden hohle Widerlager gewählt. Sie sind in Abb. 17 dargestellt. Entsprechend den zweierlei Aufgaben, die sie zu erfüllen haben, zerfallen sie je in zwei getrennte Teile, den eigentlichen Widerlagerklotz, der die Auflagerdrücke der Brücke aufzunehmen hat, und die Widerlagerkammer, die den Raum zwischen Brücke und Straßendamm überbrückt.

Im Aufgehenden sind die beiden Widerlager nahezu gleich. Die Fundamente dagegen mußten wegen des verschiedenen Baugrundes verschieden werden. Während auf dem westlichen Hochufer festverbundener Kies ansteht, der unbedenklich eine Kantenpressung von 3,5 kg/cm<sup>2</sup> erhalten darf, findet sich auf der Ostseite lockerer Moränenschutt, für den 2 kg/cm<sup>2</sup> Kantenpressung zugelassen wurde. Das rechte Widerlager reicht außerdem in den Anfang eines den Hang durchziehenden natürlichen Einschnitts hinein, wodurch die Gründungstiefe vergrößert wurde.

(Schluß folgt.)

## Weiten- oder Tiefenentwicklung bei Wehranlagen, Walzen oder Schützen?

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reg.-Baumeister A. Schäfer, Stuttgart.

Gewöhnlich wird der Inhalt der Durchflußfläche bei Stauanlagen in Flüssen für die höchste bekannte Hochwassermenge nach der zulässigen Durchflußgeschwindigkeit durch die Wehrröffnungen und nach dem zulässigen Aufstau infolge der Wehrpfeilereinbauten festgelegt. Liegt nun die Höhenmarke dieses Hochwassers wenig unter oder wenig über dem Stauziel, so kann die Verschußfläche im unveränderlichen Maße festgelegt werden. Damit erhebt sich aber die Frage, ob mit Rücksicht auf die Kosten der eisernen Wehrverschlüsse und des baulichen Teiles der Wehranlage bei gleichen Verschußflächen  $F_1 = F_2$  ein Wehr mehr nach der Weite oder nach der Höhe

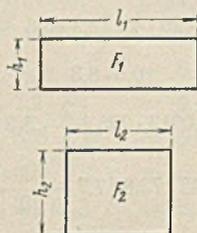


Abb. 1.

bemessen werden soll. Betrachtet man zunächst die Staudrücke auf die Pfeiler, so ergibt sich (Abb. 1):

$$\text{Gesamter Staudruck } P_1 = \frac{l_1 h_1^2}{2} = \frac{F_1 h_1}{2} \text{ und } P_2 = \frac{l_2 h_2^2}{2} = \frac{F_2 h_2}{2}$$

Da  $F_1 = F_2$  sein soll, so verhält sich

$$(1) \quad \frac{P_1}{P_2} = \frac{h_1}{h_2} = \frac{l_2}{l_1}$$

das heißt: Die Staudrücke verhalten sich bei gleichen Staufflächen wie die Höhen, aber umgekehrt wie die Längen dieser Flächen.

Dagegen ergeben sich die Größtmomente

$$\max M_1 = \frac{P_1 l_1}{8} \text{ und } \max M_2 = \frac{P_2 l_2}{8}$$

da nach Gl. (1)  $P_1 l_1 = P_2 l_2$  ist, als gleich groß.

Dieses Ergebnis weist bereits schon darauf hin, daß bei dem kürzeren Hauptträger eines Verschlusses wohl an Gewicht gespart wird, seine Auflagerung aber stärker ausgebildet werden muß.

Sodann wollen wir uns über die Blechdicken  $\delta$  der in verschiedenen Wassertiefen  $h_1$  und  $h_2$  stehenden untersten Stauwand Rechenschaft geben. Setzen wir voraus, daß die Stützweiten  $a$  und  $b$  der Stauwand bei beiden Staufflächen beibehalten werden, dann erhält man aus der Formel nach von Bach  $\delta^2 = 0,5 \varphi \cdot \frac{p}{\sigma} \cdot \frac{a^2 b^2}{a^2 + b^2}$ , wo  $\varphi = 0,7$  gewählt wird, das Verhältnis der Blechdicken in verschiedenen Tiefen  $h$  zu  $\frac{\delta_1}{\delta_2} = \frac{\sqrt{h_1}}{\sqrt{h_2}}$ . Demnach werden sich die Blechdicken bei geringen Höhenunterschieden kaum unterscheiden.

I. Walzen.

Für den Vergleich der Gewichte der beiden gleich großen Verschlussflächen ist es notwendig, eine möglichst genaue Eigengewichtsformel für den Staukörper aufzustellen. Der Häufigkeit der Anwendung wegen wählen wir zuerst eine Walze. Ein Hohlzylinder mit nach der Mitte seiner Länge  $L$  sich verjüngendem Hohlraum nach Abb. 2 hat die Grundfläche  $F = \pi r^2 - \pi (r - \delta_0)^2 = \pi (2r\delta_0 - \delta_0^2)$  und genau genug das Gewicht  $G_1 = \gamma \pi L r (\delta_0 + \delta_m)$ .

Bekanntlich darf bei großen Halbmessern und kleinen Wanddicken für das Widerstandsmoment eines Zylinders  $W = \pi \delta r^2$  und daher für die Wanddicke in Walzenmitte  $\delta_m = \frac{\max M}{\sigma \pi r^2}$  gesetzt werden. Mit diesen Werten wird das Gewicht der Walze

$$(2) \quad G_1 = 25 L \cdot \frac{\max M}{\sigma \pi r} (\varphi + 1),$$

wo  $\varphi = \frac{\delta_0}{\delta_m}$  ist.

Unter Beachtung folgender Benennungen und Werte:

- $L$  = Gesamtlänge der Walze,
- $l$  = lichte Weite zwischen den Pfeilern,
- $P$  = Gesamter Walzendruck = Wasserdruck + 5% Zuschlag.

$$\max M = \frac{P(l + \frac{1}{2}l)}{8} = \text{Größtmoment in Walzenmitte,}$$

$$\varphi = \frac{\delta_0}{\delta_m} = \text{in der Regel} = 0,78 \text{ bis } 0,70,$$

$\sigma = 0,8 \sigma_{zul}$  (wegen Nietschwächung),  $\sigma_{zul} = 1100$  bei St 37 wegen Rostgefahr,

$u$  = Abwicklungslänge des Stauschildes,

$h_1$  = senkrechte Höhe des Stauschildes,

$h$  = Stauhöhe,

$$h h_1 - \frac{h_1^2}{2} = \text{Staudruck je lfdm Stauschild,}$$

$a$  = Länge der Zahnstangen bzw. eines Zahnkranzes,

$\pi r^2 L$  = Inhalt der Walze



Abb. 2.

erhalten wir für das Eigengewicht in Tonnen der einzelnen Teile einer gewöhnlichen Walze als Verschlusskörper unter Voraussetzung von Erfahrungswerten folgende Werte (Abmessungen in m einsetzen):

- Gewicht des Zylindermantels und der Mantellängsträger }  $G_1 = 1,15 \cdot \frac{25 L \max M}{\sigma \pi r} (\varphi + 1)$
- Gewicht der Füllungsglieder }  $G_2 = 0,017 \pi r^2 L$
- Gewicht der beiden Endscheiben }  $G_3 = 0,017 P$
- Gewicht des Stauschildes (Blechdicke) }  $G_4 = 7,85 l u \delta$
- Gewicht der Stauschildaussteifung und -abstützung }  $G_5 = 0,0045 l u (h h_1 - \frac{h_1^2}{2})$
- Gewicht der Seitenschilder }  $G_6 = 0,5 h$
- Gewicht der Zahnkränze (Auflagerstrecke) }  $G_7 = 0,0013 P \cdot \frac{2}{3} \cdot h$
- Gewicht der Zahnstrecke (obere Strecke) }  $G_8 = 0,0045 (G_1 \text{ bis } G_7) (a - \frac{2}{3} \cdot h)$
- Gewicht der Kettenbefestigung }  $G_9 = 0,03 G_1 \text{ bis } G_9$ .

Die Summe der Gewichte  $G_1$  bis  $G_9 = E$  stellt das gesamte Eigengewicht der Eisenkonstruktion einer Walze dar, für dessen angenäherte Berechnung die einfachere Formel  $E = G_1 + \frac{0,7}{1000} \cdot l P \sqrt{r} \sqrt{h}$  verwendet werden kann. Diese Formel ergibt das Eigengewicht einer Walze in Abhängigkeit vom Größtmoment und Auflagerdruck.

Nahezu dieselben Werte des Gewichtes der Zahnkränze ergeben sich auch für die Zahnstangen. Ferner sind die folgenden Gewichte bei gleichen Verhältnissen vom Eigengewicht  $E$  des Verschlusskörpers abhängig und können für Vergleichszwecke verwendet werden.

Gewicht der Hub- und Rückhalteketten . . .  $G_{10} = 0,073 E s_K$   
( $s_K$  = Höhe von Mitte Walze bis Ritzel.)

- des Windträgers ( $t$  = Träger) . . .  $G_{11} = \frac{130 E l_t}{\sigma h_t}$
- des Windwerks . . . . .  $G_{12} = 0,09 E$ ,
- des Sohlenanschlags . . . . . =  $0,06 L$ ,
- der Seitenverkleidung . . . . . =  $0,25 h$ ,
- Nietszuschlag . . . . . =  $2,5 \%$ .

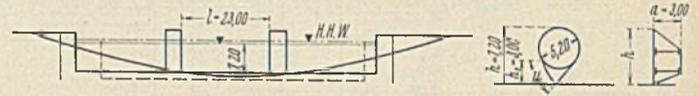


Abb. 3.

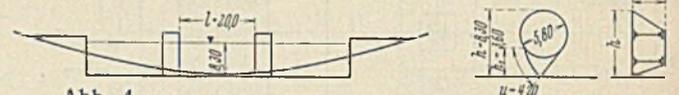


Abb. 4.

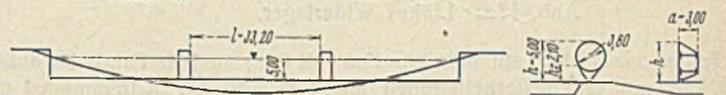


Abb. 5.

| Walzen                          | Verschlusskörper Abb. 3.   | Verschlusskörper Abb. 4.   | Verschlusskörper Abb. 5.   |
|---------------------------------|--|--|--|
|                                 | $F = 166 \text{ m}^2$<br>$r = 2,60 \text{ m}$<br>$l = 23 \text{ m}; h = 7,2 \text{ m}$                         | $F = 166 \text{ m}^2$<br>$r = 2,90 \text{ m}$<br>$l = 20 \text{ m}; h = 8,3 \text{ m}$                         | $F = 166 \text{ m}^2$<br>$r = 1,90 \text{ m}$<br>$l = 33,2 \text{ m}; h = 5 \text{ m}$                             |
| Walzendruck                     | $P_1 = \frac{23 \cdot 7,2^2}{2} + 5\% = 630 \text{ t}$<br>$\max M_1 = \frac{630(23 + 1)}{8} = 1900 \text{ tm}$ | $P_2 = \frac{20 \cdot 8,3^2}{2} + 5\% = 725 \text{ t}$<br>$\max M_2 = \frac{725(20 + 1)}{8} = 1910 \text{ tm}$ | $P_3 = \frac{33,2 \cdot 5^2}{2} + 5\% = 435 \text{ t}$<br>$\max M_3 = \frac{435(33,2 + 1,2)}{8} = 1880 \text{ tm}$ |
| Zylinder . . . . .              | $G_1 = 1,15 \cdot \frac{25(23 + 2)1900}{8800 \cdot 3,14 \cdot 2,60} \cdot 1,78 = 34,0 \text{ t}$               | $1,15 \cdot \frac{25(20 + 2)1910}{8800 \cdot 3,14 \cdot 2,90} \cdot 1,78 = 26,9 \text{ t}$                     | $1,15 \cdot \frac{25 \cdot 35 \cdot 1880}{8800 \cdot 3,14 \cdot 1,90} \cdot 1,78 = 64,8 \text{ t}$                 |
| Füllungsglieder . . . . .       | $G_2 = 0,017 \cdot 3,14 \cdot 2,6^2 (23 + 2) = 9,0 \text{ t}$  | $0,017 \cdot 3,14 \cdot 2,9^2 (20 + 2) = 9,9 \text{ t}$  | $0,017 \cdot 3,14 \cdot 1,9^2 \cdot 35 = 6,7 \text{ t}$  |
| Endscheiben . . . . .           | $G_3 = 0,017 \cdot 630 = 10,8 \text{ t}$   | $0,017 \cdot 725 = 12,3 \text{ t}$   | $0,017 \cdot 435 = 7,4 \text{ t}$  |
| Stauschild . . . . .            | $G_4 = 7,85 \cdot 23 \cdot 3,6 \cdot 0,01 = 6,5 \text{ t}$   | $7,85 \cdot 20 \cdot 4,2 \cdot 0,01 = 6,6 \text{ t}$   | $7,85 \cdot 33 \cdot 2,6 \cdot 0,01 = 6,7 \text{ t}$   |
| Absteifung . . . . .            | $G_5 = 0,0045 \cdot 23 \cdot 3,6 (7,2 \cdot 3 - \frac{3^2}{2}) = 6,4 \text{ t}$                                | $0,0045 \cdot 20 \cdot 4,2 (8,3 \cdot 3,6 + \frac{3,6^2}{2}) = 8,9 \text{ t}$                                  | $0,0045 \cdot 33 \cdot 2,6 (5 \cdot 2,1 - \frac{2,1^2}{2}) = 3,2 \text{ t}$  |
| Seitenschilder . . . . .        | $G_6 = 0,5 \cdot 7,2 = 3,6 \text{ t}$  | $0,5 \cdot 8,3 = 4,1 \text{ t}$  | $0,5 \cdot 5 = 2,5 \text{ t}$  |
| Zahnkränze (Auflager) . . . . . | $G_7 = 0,0013 \cdot 630 (\frac{2}{3} \cdot 7,2) = 3,9 \text{ t}$   | $0,0013 \cdot 725 (\frac{2}{3} \cdot 8,3) = 5,2 \text{ t}$   | $0,0013 \cdot 435 (\frac{2}{3} \cdot 5) = 1,7 \text{ t}$   |
| Zahnkränze (oben) . . . . .     | $G_8 = 0,0045 \cdot 74,2 (7,4 - \frac{2}{3} \cdot 7,2) = 0,9 \text{ t}$  | $0,0045 \cdot 73,8 (7,7 - \frac{2}{3} \cdot 8,3) = 0,7 \text{ t}$  | $0,0045 \cdot 93 (7,0 - \frac{2}{3} \cdot 5) = 1,6 \text{ t}$  |
| Kettenbefestigung . . . . .     | $G_9 = 0,03 \cdot 75,7 = 2,3 \text{ t}$  | $0,03 \cdot 75,1 = 2,3 \text{ t}$  | $0,03 \cdot 94,6 = 2,9 \text{ t}$  |
|                                 | $\Sigma G = 77,4 \text{ t}$  | $\Sigma G = 76,9 \text{ t}$  | $\Sigma G = 97,5 \text{ t}$  |
|                                 | + Nietszuschlag 2,5 %.   |  |  |

(Selbstverständlich ersetzen die Formeln für das Eigengewicht keine im einzelnen durchgebildete Konstruktion und dürfen daher nicht zu Angeboten verwendet werden.)

Um nun die Auswirkung der aufgestellten Eigengewichtsformeln auf das Gewicht der in Abb. 3, 4 u. 5 dargestellten, verschieden weiten Staukörper mit gleicher Verschlussfläche zu zeigen, ist in vorstehender Tabelle das Eigengewicht der Einzelglieder und das Gesamtgewicht der Eisenkonstruktion übersichtlich zusammengestellt.

Betrachten wir zunächst die Walzen nach Abb. 4, so ergibt sich, daß das kleinere Zylindergewicht des Verschlusskörpers eine Gewichtsersparnis erhoffen läßt, die aber der größere Auflagerdruck und der höhere Staudruck auf den unteren Stauschild ausschalten. Aus dem Vergleich der Eigengewichte ergibt sich die Erfahrungsregel: Wähle den Zylinderhalbmesser aus wirtschaftlichen Gründen etwas über dem Werte  $r = \sqrt{h}$  und befestige den Stauschild möglichst tief an der Zylinderfläche. Diese Regel konnte beim Verschlusskörper (Abb. 5) mit Rücksicht auf den Durchflußstrahl unter der Walze, der sonst zu rasch beim höheren Anheben der Walze aus der Verschlussblage mit dem Zylinder in Berührung gekommen wäre, nicht befolgt werden (Abb. 6), daher ergab sich eine erstaunlich große Gewichtserhöhung. Aus dieser Erkenntnis darf man schließen: Bei Stauhöhen unter 6 m beginnt der Zylinder mit Stauschild um so unwirtschaftlicher zu werden, je größer die Stützweite ist, weil aus Mangel an

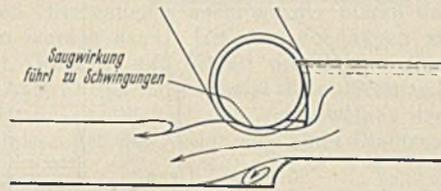


Abb. 6.

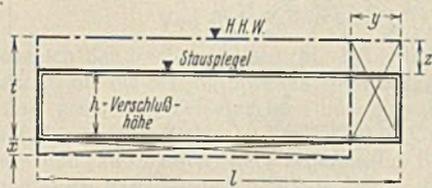


Abb. 7.

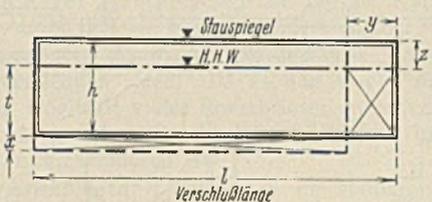


Abb. 8.

Konstruktionshöhe die Blechdicken des Zylinders zu groß gewählt werden müssen. Unsere Rechnungsbeispiele weisen darauf hin, daß bei Walzen immer eine Tiefenentwicklung der Wehranlage, die sich dem Talwege des Flußprofils anpaßt, gewählt werden muß, um so mehr, als dann an der gesamten Wehrweite gespart wird. Diese Ersparnis in der Breite des Wehres zeigt sich namentlich an den Kosten für die oft über 2 m dicke und bis zu 30 m lange, auftriebsicher berechnete Wehrschwelle aus Beton mit

anschließender Kolkssicherung aus Betonplatten und Steinwalzen, sowie in der Stützweitenverkleinerung der Wehrbrücke und überwiegt bei weitem die Mehrausgabe für die um die Zunahme des Walzendurchmessers höher werdenden Wehrpfeiler.

Mit Rücksicht auf die Höhenlage des höchst bekannten Hochwassers über der Krone des Verschlusskörpers ist folgendes zu beachten (Abb. 7 u. 8): Liegt die HHW-Linie um die Höhe z über dem Stauspiegel, so erspart man bei einer Höherlegung der Wehrsohle um x an der Verschlussfläche die Fläche

$$(3) \quad \Delta F = zy = \frac{lxz}{t+x}, \text{ weil } lt = (l-y)(t+x) \text{ sein muß.}$$

Dieselbe Fläche muß man in diesem Falle bei einer Tieferlegung der Wehrsohle um x zugeben. Liegt jedoch die HHW-Linie um die Höhe z unter dem Stauspiegel, so gilt gerade das Umgekehrte.

Ob jedoch und bis zu welcher Tiefe, namentlich auch bei den für die Walze unwirtschaftlichen kleineren Verschlusshöhen und großen Weiten, mit der Oberkante der festen Wehrschwelle unter den Talweg des Flusses gegangen werden soll, muß aus dem Befunde der Flußsohle entschieden werden. Bei stärkerem Sohlgefälle und kiesigem Baugrund kann durch eine Vertiefung der Flußsohle auf kurze Strecke im O.W. und auf längere Strecke im U.W. eine Absenkung des HHW an der Wehrstelle wohl erreicht werden (Abb. 9); steht jedoch Fels auf Flußsohlenhöhe an, so scheidet diese Maßnahme der Kosten wegen aus. Eine große Unsicherheit herrscht noch bei der Festlegung des Inhaltes der Durchflußfläche selbst. Wird eine gut befestigte und genügend lange Wehrschwelle mit anschließender Kolkssicherung

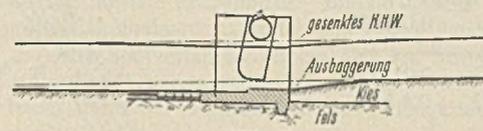


Abb. 9.

im Unterwasser auf der Flußsohle vorgesehen, so dürfen Durchflußgeschwindigkeiten bis zu 6 m/sek bei HHW unter Umständen zugelassen werden. Für die Berechnung des Aufstaus infolge der Pfeilereinbauten sollten grundsätzlich die Formeln von Prof. Rehbock verwendet werden.

## II. Schützen.

In ähnlicher Weise wie für die Walze lassen sich auch Eigengewichtsformeln für die Schütze als Staukörper aufstellen. Betrachten wir zunächst die Hauptträger, so können wir uns das Material in einem Riegel, der den gesamten Wasserdruck aufnimmt, vereint denken, ferner kann man die Querschnitte des Zug- und Druckgurtes als gleich groß voraussetzen. Mit folgenden Bezeichnungen:

$F_0$  = Querschnitt der Gurtungen im Endfeld,  
 $F_m$  = Querschnitt der Gurtungen im Mittelfeld,

$$\varphi = \frac{F_0}{F_m} = \text{in der Regel } 0,65,$$

$W$  = Gesamter Wasserdruck,

|                            | Verschlusskörper Abb. 3.   | Verschlusskörper Abb. 4.   | Verschlusskörper Abb. 5.   |
|----------------------------|--|--|--|
| Schütze                    | $F = 166 \text{ m}^2$<br>$l = 23 \text{ m}; h = 7,2 \text{ m}$<br>$W = \frac{23 \cdot 7,2^2}{2} = 600 \text{ t}$<br>$\max M = \frac{600 \cdot 24}{8} = 1800 \text{ tm}$<br>$a = 3,0 \text{ m}$ | $F = 166 \text{ m}^2$<br>$l = 20 \text{ m}; h = 8,3 \text{ m}$<br>$W = \frac{20 \cdot 8,3^2}{2} = 690 \text{ t}$<br>$\max M = \frac{690 \cdot 21}{8} = 1800 \text{ tm}$<br>$a = 3,5 \text{ m}$ | $F = 166 \text{ m}^2$<br>$l = 33,2 \text{ m}; h = 5,0 \text{ m}$<br>$W = \frac{33,2 \cdot 5,0^2}{2} = 410 \text{ t}$<br>$\max M = \frac{410 \cdot 34,5}{8} = 1760 \text{ tm}$<br>$a = 3,0 \text{ m}$ |
| Riegel                     | $G_1 = 7,85 \cdot \frac{1800}{9900 \cdot 3,00} \cdot 24 \cdot 1,65 = 19,0 \text{ t}$   | $7,85 \cdot \frac{1800}{9900 \cdot 3,50} \cdot 21 \cdot 1,65 = 14,2 \text{ t}$   | $7,85 \cdot \frac{1760}{9900 \cdot 3,00} \cdot 34,5 \cdot 1,60 = 25,5 \text{ t}$   |
| Schrägstreben              | $G_2 = 3 \cdot 24 \cdot \frac{600}{9900} \cdot 1,25 = 5,4 \text{ t}$   | $32 \cdot \frac{690}{9900} \cdot 1,25 = 5,5 \text{ t}$   | $3 \cdot 34,5 \cdot \frac{410}{9900} \cdot 1,25 = 5,35 \text{ t}$  |
| Pfosten                    | $G_3 = 12 \cdot \frac{3,00 \cdot 600}{9900} = 2,2 \text{ t}$   | $12 \cdot \frac{3,5 \cdot 690}{9900} = 2,9 \text{ t}$  | $12 \cdot \frac{3,0 \cdot 410}{9900} = 1,5 \text{ t}$  |
| Riegelendfelder            | $G_4 = 0,009 \cdot 600 = 5,4 \text{ t}$  | $0,009 \cdot 690 = 6,2 \text{ t}$  | $0,009 \cdot 410 = 3,7 \text{ t}$  |
| Blechhaut                  | $G_5 = 7 \cdot 23 \cdot 7,2 \cdot 0,01 = 11,6 \text{ t}$   | $7 \cdot 21 \cdot 8,3 \cdot 0,01 = 12,0 \text{ t}$   | $7 \cdot 34,5 \cdot 5 \cdot 0,01 = 12,0 \text{ t}$   |
| Blechhautaussteifung       | $G_6 = 0,009 \cdot 600 = 5,4 \text{ t}$  | $0,009 \cdot 690 = 6,2 \text{ t}$  | $0,009 \cdot 410 = 3,7 \text{ t}$  |
| Quer- und Längsverbände    | $G_7 = 0,01 \cdot 600 = 6,0 \text{ t}$   | $0,001 \cdot 690 = 6,9 \text{ t}$  | $0,01 \cdot 410 = 4,1 \text{ t}$   |
| Seltenschilder             | $G_8 = 0,4 \cdot 7,2 = 2,9 \text{ t}$  | $0,4 \cdot 8,30 = 3,3 \text{ t}$   | $0,4 \cdot 5 = 2,0 \text{ t}$  |
| Endquerrahmen u. Mitnehmer | $G_9 = 0,0014 \cdot 600 \cdot 7,2 = 6,0 \text{ t}$   | $0,0014 \cdot 690 \cdot 8,3 = 8,1 \text{ t}$   | $0,0014 \cdot 410 \cdot 5 = 2,9 \text{ t}$   |
| Rollwagen (ohne Rollen)    | $G_{10} = 0,0012 \cdot 600 \cdot 7,2 = 5,2 \text{ t}$  | $0,0012 \cdot 690 = 6,9 \text{ t}$   | $0,0012 \cdot 410 \cdot 5 = 2,45 \text{ t}$  |
| Aufhängung                 | $G_{11} = 0,045 (G_1 \text{ bis } G_{10}) = 3,1 \text{ t}$   | $0,045 (G_1 \text{ bis } G_{10}) = 3,2 \text{ t}$  | $0,045 (G_1 \text{ bis } G_{10}) = 2,8 \text{ t}$  |
| Stahlgußstelle             | $G_{12} = 0,010 \cdot 600 = 6,0 \text{ t}$   | $0,01 \cdot 6,90 = 6,9 \text{ t}$  | $0,01 \cdot 410 = 4,1 \text{ t}$   |
|                            | $\Sigma G = 78,2 \text{ t}$  | $\Sigma G = 82,3 \text{ t}$  | $\Sigma G = 70,10 \text{ t}$   |
|                            | + Nietzuschlag etwa 2,5 %.   |  |  |

$$\max M = \frac{W(l + \frac{1}{2}l)}{8} = \text{Größtmoment in Schützenmitte,}$$

$h$  = Stauhöhe,  
 $\sigma = 0,9 \sigma_{zul}$  (wegen Nietschwächung),  
 $a$  = Riegelhöhe

erhalten wir für das Gewicht sämtlicher Hauptriegel

$$G = 2\gamma \left( \frac{F_0 + F_m}{2} \right) L = 2\gamma \cdot \frac{F_m}{2} (\varphi + 1) L;$$

nun ist  $F_m = \frac{\max M}{\sigma a}$ , daher Gesamtgewicht der Riegel

$$G_1 = 7,85 \cdot \frac{\max M}{\sigma a} \cdot L(\varphi + 1).$$

Aus ähnlichen Schlüssen und mit Erfahrungsbeiwerten ergeben sich die Gewichte der

Schrägstreben  $G_2 = 3L \cdot \frac{W}{\sigma} (1 + \nu)$ ,  
wo in der Regel  $\nu = \frac{F_m}{F_0} = 0,25$  ist,

Pfosten  $G_3 = 12 \cdot \frac{a \cdot W}{\sigma}$ ,

vollwandigen Riegelendfelder  $G_4 = 0,009 W$ ,

Blechhaut  $G_5 = 7 L h \delta$ ,

Blechhautaussteifung  $G_6 = 0,009 W$ ,

Quer- und Längsverbände  $G_7 = 0,01 W$ ,

Seitenschilder  $G_8 = 0,4 h$ ,

Endquerrahmen und Mitnehmer  $G_9 = 0,0014 W h$ ,

Rollwagen (ohne Rollen)  $G_{10} = 0,0012 W h$ ,

Aufhängung  $G_{11} = 0,045 (G_1 \text{ bis } G_{10})$ ,

Stahlgußteile (Lager, Rollen und Bolzen) }  $G_{12} = 0,01 W$ .

Vorstehende Gewichte stellen das gesamte Eigengewicht  $E$  einer Schütze dar, für deren überschlägliche Ermittlung die Formel

$$E_{sch} = G_1 + \frac{0,36}{1000} \cdot l W h \sqrt{a}$$

verwendet werden kann. Ferner kann für das Gewicht der beiden Windwerke  $G_{13} = 0,12 E$  und für das Gewicht der beiden Hubketten  $G_{14} = 0,087 E s_K$  gesetzt werden ( $s_K$  = Höhe von Mitte Schütze bis Ritzel).

Vorstehende Tabelle (S. 625) für die Eigengewichte einer Schütze als Verschlusskörper mit gleich großer Verschlussfläche, jedoch verschiedenen Höhen und Längen (s. Abb. 3, 4 u. 5), läßt im Vergleich mit der Walze erkennen, daß das Eigengewicht der Schütze bei großen Verschlusshöhen etwas größer wird als das einer richtig konstruierten Walze, weil die hohen Staudrücke das Gewicht der nicht einfachen Auflagerung der Schütze ungünstig beeinflussen. Dagegen wird bei gleicher Verschlussfläche und niederer Höhe, infolge der kleineren Auflagerdrücke und der besseren Ausnutzungsmöglichkeit der Hauptträger, die Schütze bedeutend wirtschaftlicher als die Walze. Bei einem starken Flußgefälle, das bei Hochwasser wegen der großen Schleppkraft Geschiebeabfuhr und Sohlenangriffe zeigt, empfiehlt es sich unter Umständen, mit der festen Wehrschwelle über die Flußsohle zu gehen, um auf diese Weise einen künstlichen Wasserabsturz mit Energievernichtung im Bereich der befestigten Wehrsohle herbeizuführen (s. Abb. 10). In diesem Falle wird oft eine für die Ausführung von Schützen günstige niedere Verschlusshöhe erreicht. Die Konstruktionshöhe der Schützenriegel wähle man nicht unter

$$a = \frac{L + 5h}{20}$$

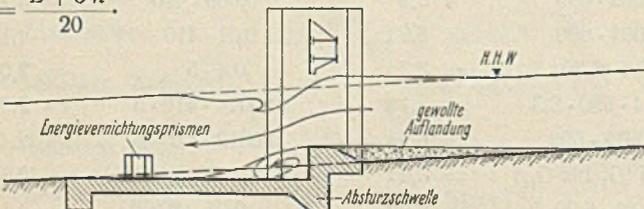


Abb. 10.

Hinsichtlich der Kosten beim Vergleich der beweglichen Wehrverschlüsse ist zu beachten, daß der durchschnittliche Einheitspreis je t Gewicht des Verschlusskörpers einschließlich des maschinellen und elektrischen Teils zur Zeit für Schützen etwa 620 RM beträgt, während er für Walzen, wegen des leichteren Windwerkes, zu 580 RM anzunehmen ist.

Wenn auch die gewöhnliche Schütze einen Nachteil gegenüber der Walze dadurch hat, daß der zu ihrem Betrieb notwendige Rollenwagen samt Laufrollen, sowie auch der tiefliegende untere Schützenriegel der Rost-

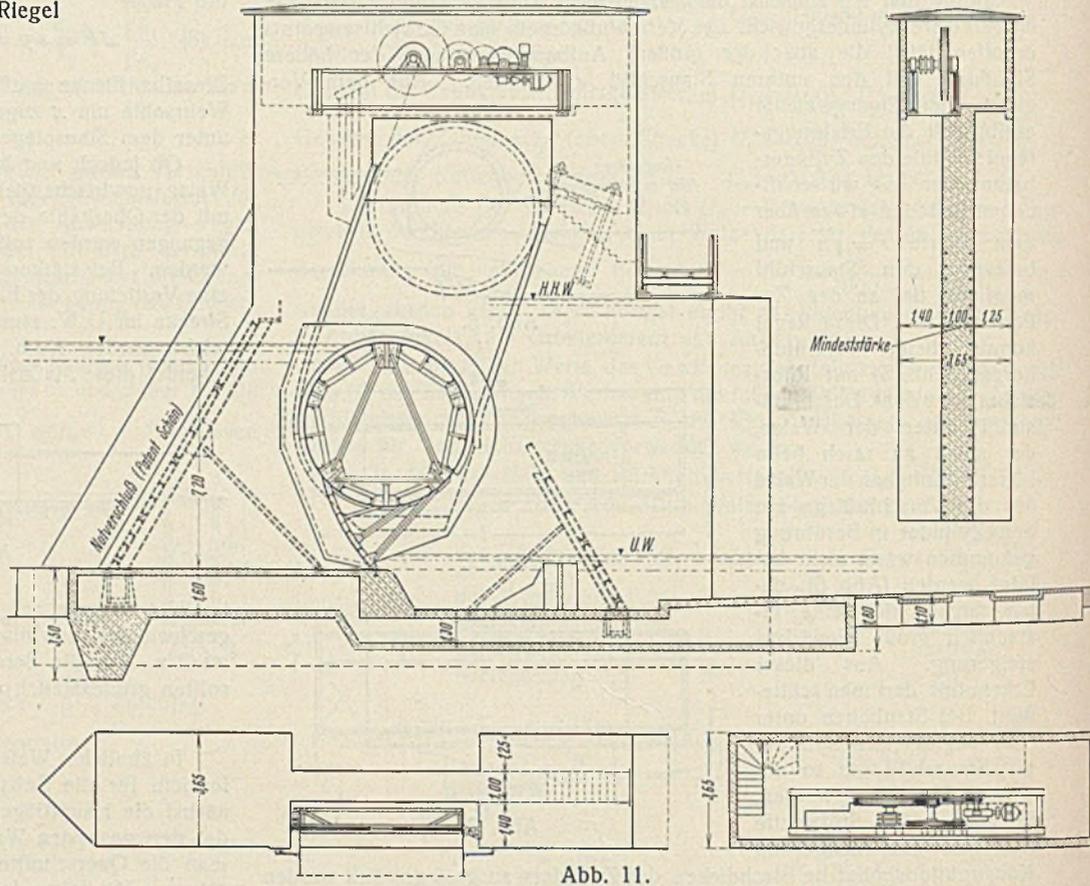


Abb. 11.

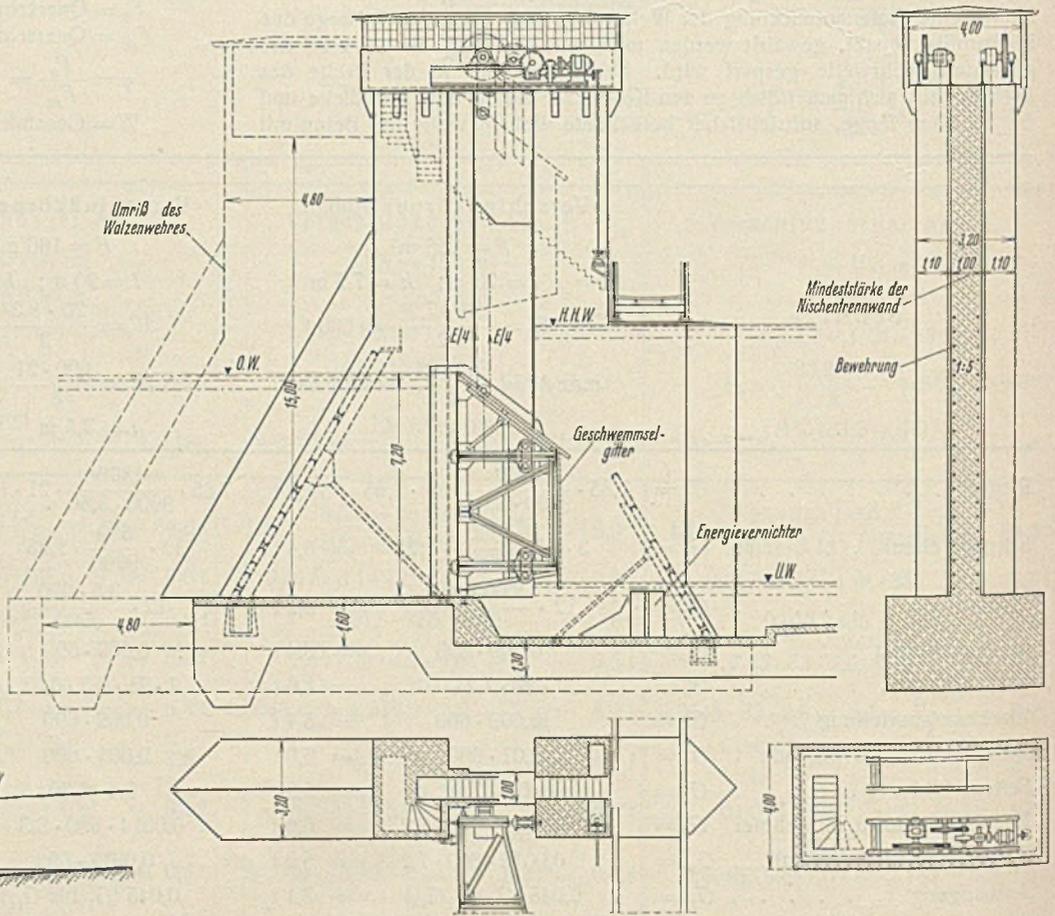


Abb. 12.

gefahr, der Festsetzung und Verschmutzung durch Geschwemmseel und der Vereisung mehr ausgesetzt sind als der Zahnkranz, die Zahnstange und der untere Stauschild der Walze, so darf man doch nicht übersehen, daß die Verwendung von Schützen namentlich in baulicher Beziehung große wirtschaftliche Vorteile bringt. Zunächst ist es die doppelsträngige Aufhängung der Schütze an den beiden Schützenenden, die zur Folge hat, daß die Windwerke nur das halbe Schützengewicht + Zuschlag für Reibung und Vereisung zu heben haben, während bei der Walze in der Regel das 0,75fache Eigengewicht zu heben ist. Allerdings wird das Gesamtgewicht der beiden Schützenwindwerke verhältnismäßig etwas größer als das des Windwerks der einseitig angetriebenen Walze, doch hat die Zweitteilung des Antriebes der Schütze die günstige Wirkung, daß durch die kleinere Entwicklungslänge der Windwerke an der Gesamtlänge und durch die kleineren Nischentiefen auch an der Stärke der Wehrpfeiler wesentlich gespart werden kann. Um dies vor Augen zu führen, ist in Abb. 11 Ansicht, Grundriß und Schnitt des Stropfpellers eines Walzenwehres und in Abb. 12 der Stropfpeller eines Schützenwehres mit eingezeichnetem Umriß des Pfeilers des Walzenwehres dargestellt. Die baulichen Ersparnisse bei der Ausführung eines Schützen-

wehres mit den Abmessungen nach Abb. 3 ergeben sich gegenüber einem Walzenwehr zu:

$$\begin{aligned} \text{Wehrschwelle} & 4,8 \cdot 1,6 \cdot 69 = 530 \text{ m}^3 \\ \text{Aufgehender Beton} & 4(4,8 \cdot 4,0 \cdot 16,50) = 1260 \text{ „} \\ \text{Aufgehender Beton} & 4(16 \cdot 16,5 \cdot 0,45) = 480 \text{ „} \\ & \text{zusammen} = 2270 \text{ m}^3 \text{ Beton.} \\ & 16,5 = \text{Ausgleichmaß.} \end{aligned}$$

Aus vorstehenden Untersuchungen läßt sich folgendes zusammenfassen:

Bei der Lage des HHW unter oder wenig über dem Stauziel ist für die Wahl der Abmessungen der Verschlusskörper des Stauwehres gewöhnlich eine Tiefenentwicklung zu empfehlen. Sind die Verschlusshöhen größer als 6 m, so erhält man mit großen Zylinderdurchmessern wirtschaftliche Walzenkonstruktionen.

Steht die HHW-Linie weit über dem Stauziel, so ist für die Verschlussfläche eine Weitenentwicklung vorteilhafter. Sind die Verschlusshöhen kleiner als 6 m, dann verwende man aus wirtschaftlichen Gründen möglichst Schützen, die auch billigere Wehrpfeiler erfordern.

Alle Rechte vorbehalten.

## Hydro-Erdbauverfahren beim Bau von Autobahn- und Erddämmen.

Von Reg.-Baumeister a. D. Dr.-Ing. Zill, Bad Oeynhausen.

In früheren Arbeiten<sup>1)2)</sup> habe ich den Nachweis versucht, daß Hydroerdbauverfahren, d. h. Bauverfahren, die die bislang „trocken“ betriebenen Verfahren durch Wasserzusatz teils ganz, teils bei einzelnen oder gar nur einer Teiloperation des Erdbaus (Lösen und Laden — Verfahren — Einbauen) „naß“ betreiben, häufig, und zwar unter den angeführten Bedingungen, den Trockenerdbauverfahren wirtschaftlich überlegen sind. Im folgenden soll nun noch gezeigt werden, daß diese Hydroerdbauverfahren sich für den Bau setzungssicherer Dämme, wie sie für die Autobahnen hauptsächlich verlangt werden müssen, ganz besonders eignen.

In meinen früheren Arbeiten ging ich davon aus, daß zum „Lösen und Laden“ nur Bagger zu verwenden seien. Da es nun wegen der wünschenswerten Beschäftigung möglichst vieler Erwerbsloser erstrebenswert ist, diese Maßnahmen auch von Hand durchzuführen, sei kurz beschrieben, in welcher Form dies durchzuführen ist.

Bei den „fahrbaren Spülvorrichtungen“<sup>2)</sup> kann man im Halbkreise um den Ladetrichter des Spülgerätes herum mehrere Förderbänder ansetzen, an denen jeweils bis zu sechs Arbeiter laden können. Bei einer Ladeleistung von 2,5 m<sup>3</sup> Sand/h eines Arbeiters liefert dann ein Förderband 15 m<sup>3</sup>/h. Statt z. B. eines Greifers von 1 m<sup>3</sup> Greiferkorbinhalt, der bei etwa 90 Spielen und 60% Füllungsgrad rd. 50 bis 60 m<sup>3</sup>/h leistet, müßten zur Erzielung der gleichen Leistung 3 bis 4 Förderbänder Verwendung finden. Der Leistung eines 2-m<sup>3</sup>-Greifers mit etwa 60 · 2,0 · 0,75 = 90 m<sup>3</sup> Stundenleistung entspräche mithin die stättliche Zahl von sechs Förderbändern, die auf einen Ladetrichter zu arbeiten hätten. Die Verwendung so vieler Förderbänder ist nur möglich bei Seitenentnahmen mit größeren Abtragsquerschnitten, dagegen dürfte bei Abträgen in der Trasse selber ein Ansetzen von sechs Förderbändern die Höchstzahl bei erheblichen Einschnitten sein.

Ferner kommt die Anwendung „ortsfester Spülvorrichtungen“<sup>2)</sup> in Betracht. Hierbei sind zwei Fälle zu unterscheiden. Die Anlage kann einmal gleich nach dem „Lösen“ angeordnet werden, wenn z. B. bei einer größeren Seitenentnahme, die höher als die Einbaustelle gelegen ist, der „Transport“ infolge nur geringer oder überhaupt keiner Pumpkosten am wirtschaftlichsten durch „Spülen“ vorzunehmen wäre. In diesem Falle geschieht das „Lösen“ und das erste „Laden“ von Hand in kleine 600-mm-spürige Aggregate, gebildet aus Lokomotiven von 10 PS und Muldenkippern von 0,75 m<sup>3</sup> Inhalt. Die Fahrlänge beträgt hierbei höchstens ein paar hundert Meter. Mit derartigen Aggregaten kann man in der Stunde bei leichtem Boden ganz gut 3 bis 4 Züge erzielen, d. h. bei zehn Wagen 25 bis 30 m<sup>3</sup>/h. Bei solchen ortsfesten Vorklippen können eine ganze Reihe derartiger Handladeschächte auf eine einzige Vorklippe arbeiten. Letztere muß natürlich entsprechend der Zugfolge in der Länge bemessen werden. Selbstverständlich kann man auch größeres Gerät, bis zu 900-mm-Spur verwenden, und zwar vor allem dann, wenn es sich um große Mengen handelt und ein solches Gerät gerade frei ist, sei es in wirtschaftlicher Nähe oder gar auf der Baustelle selber und in ähnlichen Fällen.

Falls kein natürliches Gefälle, vielmehr sogar erhebliche Steigungen zwischen Entnahme und Einbau vorhanden sind, kann es dann erforderlich sein, daß der Einbau „naß“ vorzunehmen ist, wenn zwecks Erzielung höherer standfester Dämme der Boden gespült werden soll. Dann wird die ortsfeste Spülklippe in der Höhenlage so angeordnet, daß sie höher liegt

als die höchste Einbauhöhe. Bis zu diesem Punkte ist dann der Boden mittels Rollbahnen zu verfahren.

Alle Spülverfahren eignen sich am besten für kohäsionslose Bodenarten (Sand) und ergeben dann den Vorteil des setzungssichersten Einbaues, der durch „statische Verfahren“ lange nicht in dem Grade möglich ist.

### I. Bedingungen für die Anwendung.

Zunächst soll gezeigt werden, unter welchen Bedingungen überhaupt Spülverfahren beim Einbauen möglich sind.

#### a) Auftragsquerschnitte.

Nicht jede Auftragsform eignet sich für das Einspülen von Boden. In erster Linie muß es sich um verhältnismäßig große Querschnitte handeln. Am geeignetsten erscheinen Seitenablagerungen, Dämme von Schiffahrtskanälen, Talsperrendämme, Autostraßendämme, größere Deiche mit Sandkern sowie Rampenanschlüttungen erheblichen Ausmaßes. Es sind allerdings auch schon Kanalseitendämme von nur 10 m<sup>2</sup> Querschnitt gespült worden, aber mittels Naßbaggers, der den bestehenden alten Hunte-Ems-Kanal auf das 600-t-Profil zu verbreitern hatte.

#### b) Wasserbeschaffung und Vorflut.

Eine Hauptbedingung für den Einbau von Boden mittels Spülens ist das Vorhandensein zureichender und nicht zu kostspieliger Spülwassermengen. Beim Spülen von Anhöhen herunter ist es dann, wenn oberhalb mit natürlichem Gefälle kein Wasser zu gewinnen ist, erforderlich, das Spülwasser von unten herauf auf die Anhöhe zu pumpen. Wenn es sich dann um verhältnismäßig große Höhenunterschiede oder Längen handelt, dürften die Kosten für das Pumpen so hoch ausfallen, daß aus wirtschaftlichen Gründen überhaupt von einem Spülverfahren abzusehen ist. In diesen Fällen empfiehlt es sich aber, die Hydrologie der Anhöhe genau zu studieren und festzustellen, ob es möglich ist, durch Anlegen und Betreiben von Großbrunnen (3 bis 4 m Durchm.) Grundwasser in genügender Menge und auf die beabsichtigte Dauer zu entnehmen.

Die zweite Vorbedingung für den Einbau mittels Spülen ist das Vorhandensein einer zureichenden Vorflut. Natürliche Vorflut ist vorhanden, wenn die Ablagerungsfläche in der Nähe zureichender Vorfluter liegt. Größere geschlossene Wasserflächen, die leicht erreicht werden können, würden ebenfalls eine natürliche Vorflut ergeben, wenn die Oberfläche so groß ist, daß die natürliche Verdunstung ein weiteres Ansteigen des Wasserspiegels verhindert oder von diesem Wasserbecken aus eine Vorflut innerhalb des anschließenden Grundwasserstromes vorhanden ist, d. h. wenn das Grundwasser Gefälle nach einem größeren Vorfluter zu hat. Besondere Kosten würden entstehen, wenn es erforderlich ist, bei größeren Längen das Wasser fortzupumpen bzw. es zur Entnahmestelle wieder zurückzupumpen. In diesem Falle dürfen aber keine Steigungen zu überwinden sein, da diese derartige Kosten verursachen, daß in der Regel dann von einem Spülen abzusehen ist.

Das Entwässern der losen Bodenarten macht keine besonderen Schwierigkeiten, und es genügt, wenn außerhalb der Spüldämme kleine Gräben angelegt werden, die das Wasser fassen und zum Vorfluter abführen. Haben wir es dagegen mit bindigen Bodenarten zu tun, bei denen die Versicherungsziffer sehr groß ist, so kann es erforderlich sein, das Wasser sogar von oben abzuleiten und gar Filterkörper einzubauen. Man kann sich auch dadurch helfen, verschiedene, abwechselnd zu beschickende Absetzbecken zu schaffen.

<sup>1)</sup> Zill, Studie zu einem Hydro-Erdbau. Bautechn. 1933, Heft 50 u. 51.

<sup>2)</sup> Zill, Der Bau von Schiffahrtskanälen durch Hochmoorgebiete. Bautechn. 1932, Heft 19.

## c) Geeignete Bodenarten.

Bei der Beurteilung der Böden hinsichtlich der Möglichkeit des Spülens sind beim Einbau zwei Gruppen zu unterscheiden.

Alle losen wie gemischt bindigen Böden lassen sich in die Seitenablagerungen (überschüssiger Boden) spülen, denn es handelt sich hier um Ablagerungen, die keine technischen Zwecke zu erfüllen haben. Es kommen in Frage Ablagerungen in Seen, alten Flußarmen oder zwischen Spüldelchen gesetzt, auf Parzellen geringerer Kultur oder auch z. B. bei Fluß- oder Vorfluterverbreiterungen auf den begleitenden Ufern. Von hier aus werden dann die Bodenmengen im letzten Falle später häufig von den Anliegern im Laufe der Jahre entnommen, um sie für die Kultivierung, zur Herstellung von Wegen usw. zu verbrauchen. Bei allen diesen Ablagerungen, die keine technischen Zwecke erfüllen sollen, interessiert eigentlich nur das Sackmaß oder der unterlagerte Boden bezüglich seiner Standfestigkeit. Während bei den losen kohäsionslosen Böden diese Maße festliegen, ist bei den bindigen Böden, besonders bei Moor- und Dargböden Vorsicht geboten. Hier können Rutschungen und Aufquellungen leicht auftreten, wenn z. B. eine zu hohe Auflast gewählt wurde.

Während beim reinen Moor- und Dargboden, wo Kolloid- und Hydratwasser in derartigem Umfange auftreten, daß durch kleineren mechanischen Druck dieses Wasser nicht abgegeben wird, entsteht beim sogenannten Gubbel durch mechanischen Druck aus dem in der Hauptsache überwiegenden wenig starren kapillaren System des gewachsenen Stückes ein bewegliches kapilläres System, und aus Wabenwasser entsteht Schwammwasser.

Je nach der Zusammensetzung und dem Auftreten und Überwiegen bzw. Zurücktreten der verschiedenen Wasserformen des Moor- und Dargbodens in seinen einzelnen Horizonten ist nun auch die Wirkung der Auflast verschieden. Bei reinem humösen Moor- und Dargboden tritt durch die Auflast kein Quellen und Zerfließen, sondern schließlich ein Zerreißen ein, das z. B. die Ursache der Rutschung der Böschungen bildet. Wird beim darghaltigen Schlick dagegen das hier überwiegende Okklusionswasser in Wabenform sowie das Kapillarwasser durch den Druck freigemacht, d. h. wenn aus Wabenwasser Schwammwasser entsteht, so schwemmen die festen Bestandteile durch den Überdruck der Auflast fort.

Die zweite Gruppe beim Einbau bilden die Anschüttungen, die als Bauteile technischen Zwecken zu dienen haben. Bei den meisten solcher Bauteile muß darauf gesehen werden, daß sie nicht nachträglichen Bewegungen — sei es durch Setzen oder sonstige Umstände — ausgesetzt sind, so immer bei den Talsperren- und Kanaldämmen sowie den Erdkörpern für Autostraßen, da hier elastische Beanspruchungen der starren Straßendecken, z. B. aus Beton, auf jeden Fall vermieden werden müssen.

Hierbei gibt es zwei Wege, um dieses Ziel zu erreichen: einmal die Verwendung einer geeigneten Bodenart und zweitens die Anwendung besonderer Maßnahmen, die ein späteres Setzen verhindern. Eigentlich sollte man bei der Herstellung von Dämmen nur wasserdurchlässige und unlösliche Bodenarten, wie Sand und Kies, wählen, gegebenenfalls noch eine Mischung aus weiterbeständigen Gesteinsbrocken mit Sand, der einzuschlämmen ist. In diesem Falle ist soviel Sand beizumischen, daß die Hohlräume der Gesteinsbrockenschüttung mindestens vollständig von Sand ausgefüllt werden.

Für Sand und Kies, also durchlässigen und im Wasser unlöslichen Boden, ist das beste Mittel zur Verdichtung die Anwendung des „Einspülens“ oder „Einsumpfens“ dieses Bodens. Die dichteste Lagerung der Körper geschieht durch das Einspülen, und zwar meistens mittels Spülkippen. Bis zur Dammkippe wird hierbei die Masse in trockenem Zustande mittels Rollbahnbetrieb angefordert, erst dort wird mit Hilfe eines Wasserstrahlers der Boden eingebaut. Derartige Spülkippen wurden z. B. beim ersten Dammlöse des Mittellandkanals beim Elbeübergang und beim ersten Lose der II. Fahrt des Dortmund-Ems-Kanals bei Olfen mit bestem Erfolge angewendet. Das Spülwasser wurde hier durch Rohrstützen zugesetzt, die alle 4 m von der Hauptleitung abzweigten. Beim zweiten Lose der erwähnten Dammlöse des Mittellandkanals geschieht der Zusatz aus einem einzigen Rohrstützen, der von einem aus einem Rohrsystem beschickten fahrbaren Wasservorratswagen aus gleichmäßig das ganze Gut bearbeitet. Hierbei wird das Nachschaufern der stehbleibenden Bodengrube zwischen den festen Rohrstützen des älteren Verfahrens vermieden, und es werden gleichmäßige Böschungen erzielt. Selbstverständlich ist das Einspülen mittels des nach dem Hydroerdbauverfahren gewonnenen und geförderten Bodens, der allerdings erheblich stärker verdünnt ist, in seiner Wirkung mindestens ebensogut, eben infolge des größeren Wasserzusatzes.

## d) Das „Einsumpfen“.

Man wendet auch wohl nur das „Einsumpfen“ an, wenn Wasserknappheit besteht oder ausreichende Vorflut fehlt. Hierbei wird der geschüttete Boden durch Errichtung kleiner Dämme in sogenannte Sumpffelder eingeteilt, und diese werden mit Wasser überflutet. Je nach Bodenart bedarf man dazu das Ein- oder seltener Mehrfache an Wasser der Menge des einzusumpfenden Bodens. Auch hiermit kann eine völlig ausreichende Verdichtung erzielt werden. In diesem Falle kommt die An-

wendung des Hydro-Erdbauverfahrens natürlich dann in Betracht, wenn an der Gewinnungstelle kein Wassermangel besteht, mithin dann sogar statt des „Einsumpfens“ das „Einspülen“ gewählt werden kann. Selbstverständlich scheiden aber diese Verfahren aus, wenn keine genügende Vorflut vorhanden ist.

## e) Nicht spülfähige Bodenarten.

Enthält aber der Boden in größerem Umfange wasserlösliche Bestandteile, wie Lehm, Ton u. dgl., so scheidet für die Verdichtung ein nasses Verfahren aus. Hier kann nur Stampfen und Walzen zum Ziele führen. Also wird man in diesem Falle auch von der Anwendung eines Hydroerdbauverfahrens absehen, es sei denn, daß die Vorteile beim Gewinnen und Fördern so groß sind, daß die Anlage einer Vorkippe vorteilhaft ist, auf der der gespülte Boden zunächst zwecks Abgabe seines Spülwassers vorgetrocknet wird. Von hier aus muß er dann freilich trocken, d. h. mittels Rollbahnen, Förderbänder o. dgl., eingebaut werden.

## II. Die Vorgänge beim Verdichten des Bodens.

Außer den physikalischen Einflüssen müssen auch die chemischen, in erster Linie die kolloidchemischen Vorgänge betrachtet werden.

## a) Die physikalischen Einflüsse.

Über die äußeren Kräfte hat Terzaghi eingehende Versuche durchgeführt und berichtet<sup>3)</sup>.

Außer der Preßbarkeit und Durchlässigkeit unterscheidet Terzaghi noch zwischen Preßbarkeit und Elastizität. Nur von der Preßbarkeit und Durchlässigkeit hängen die Setzungen des Bodens ab, und zwar von der Preßbarkeit die Größe und von der Durchlässigkeit die Geschwindigkeit.

Preßbarkeit und Elastizität des Bodens aber hängen weder von der Korngröße noch von der Gleichförmigkeit der Körner, noch mit dem Kolloidgehalt zusammen, sondern sind lediglich durch den Gehalt an schuppenförmigen Bestandteilen bedingt.

Die Geschwindigkeit, mit der die Zusammenpressung vonstatten geht, hängt, wenn die Poren nicht mit Luft, sondern mit Wasser gefüllt sind, von der Durchlässigkeit des Bodens ab, und da diese von der Korngröße abhängt, hängt die Geschwindigkeit der Zusammenpressung von der Korngröße ab.

Preßbare Böden ergeben daher beim Einspülen keine festen Erdkörper. Hier versagt das Einspülen, und es müssen statische Verdichtungsverfahren angewendet werden. Überwiegt hingegen bei Mischböden in der größeren Phase das Material ohne Preßbarkeit, so kann doch mit Erfolg eingespült bzw. geschlämmt werden, da in diesem Falle sich das grobe Material zuerst absetzt und das feste Gefüge bildet, während das schuppenförmige, feinere Material sich dann erst bedeutend später in den verbleibenden Poren absetzt.

Für Klassifikationszwecke findet Terzaghi den Konsolidierungskoeffizienten  $C$ , der der Durchlässigkeitsziffer  $K$  gerade proportional ist und sich für die verschiedenen natürlichen Böden zwischen den Grenzen 0,001 (sehr plastische Tone) und 500 und mehr (sehr feine Sande) bewegt. Sie ist also eine sehr charakteristische Ziffer für die vorherige Entscheidung der Menge bzw. der Zeitdauer des erforderlichen Wasserzusatzes beim Einspülen oder Einschlammern der verschiedenen Bodenarten.

Außer diesen äußeren Kräften, die eine Raumänderung herbeiführen, kommen bei den sehr feinkörnigen Böden, wie Ton und Lehm, auch noch solche in Frage, die durch Änderungen des Wassergehalts hervorgerufen werden. Diese Böden schrumpfen, wenn sie der Luft ausgesetzt werden, weil das Porenwasser verdunstet, und sie schwellen, wenn sie vom Wasser überflutet werden.

Die Ursache dieser beiden Erscheinungen liegt in der Oberflächenspannung des in den Kapillaren enthaltenen Wassers. Die Oberflächenspannung preßt den Boden wie eine äußere Kraft zusammen und verschwindet wieder, wobei sich der Boden wieder ausdehnt, wenn der Boden von Wasser überflutet wird.

Wenn die Verdunstung des Wassers immer weiter fortschreitet, so zerfällt das feine Material wieder zu Pulver, wie z. B. beim feinsten Sande. Dagegen wird die Kohäsion des tonigen Bodens immer größer, je weiter die Verdunstung fortschreitet. Die Ursache liegt darin, daß das in sehr feinen Spalten (kleiner als 0,001 mm) enthaltene Wasser nicht mehr die Eigenschaften normalen Wassers hat, sondern bedeutend höhere Viskosität, höhere Oberflächenspannung zeigt. Es verdunstet nicht, selbst dann nicht, wenn es über 100° C erhitzt wird. Wir haben es also mit sogenanntem Hydratwasser zu tun.

Gewisse feinkörnige Böden haben die Eigenschaft, einen Teil ihrer Kohäsion zu behalten, auch wenn sie nach dem Austrocknen unter Wasser gebracht werden. Diese Erscheinung ist den zwischen den Bodenkörnern

<sup>3)</sup> A. Bierbaumer, Sammelbericht über die neueren Arbeiten Prof. Dr. Terzaghis auf dem Gebiete des Fundierungs- und des Straßenbauwesens. „Zeitschrift Geologie und Bauwesen“ 1929, Bd. I, Heft 1.

wirkenden Nahkräften (Nullreibung) zuzuschreiben, die erhebliche Scherfestigkeiten ergeben können.

Trocknet feinkörniges Material von flüssiger Konsistenz aus, so geht es durch alle Konsistenzformen hindurch, nämlich vom flüssigen in den plastischen und von diesem in den festen Zustand. Das Material wird immer konsistenter. (Konsistenz bedeutet den Widerstand gegen Fließen!) Der letztere Zustand ist von besonderer Wichtigkeit für die Tragfähigkeit des Bodens. Aber aus diesen Veränderungen der Konsistenzformen folgt, daß derartige Böden niemals gleichmäßig feste Untergrund- noch feste Dammschüttungen ergeben, vielmehr infolge von Niederschlägen, feuchter Luft usw. „arbeiten“. Für Autostraßendämme mit starken Decken eignen sie sich nicht. Wohl können sie aber für andere Dämme, je nach Zweck, in Frage kommen.

#### b) Chemische Vorgänge.

Außer diesen Eigenschaften der Böden, die auf das Verhalten der Böden unter dem Einflusse der auf sie einwirkenden physikalischen Kräfte beruhen, und die erstmalig von Terzaghi ausgearbeitet wurden, spielen auch noch chemische, und zwar hauptsächlich kolloidchemische Vorgänge eine Rolle, die auch für den Erdbau wichtig sind.

Die Bodenbeschaffenheit hängt einmal vom Dispersitätsgrade ab. Der Anteil der Körner unter  $2\mu$  Durchmesser, also der Rohton, macht die kapillare Wasserbewegung in dieser Phase sehr langsam. Bei Korndurchmessern von  $2\mu$  bis  $20\mu$  und kompakter Lagerung, also Schluff und Staub, ist die kapillare Wasserbewegung schon gut. Der Feinsand mit Teilchendurchmessern von  $20\mu$  bis  $200\mu$  ist durch gut wasserhaltende Kapillaren ausgezeichnet, die eine gute Wasserführung, d. h. zweckmäßig rasche Zu- bzw. Abfuhr von Wasser vermitteln. Der Grobsand mit Korngrößen von  $200\mu$  bis  $2\text{ mm}$  hat zu grobe Kapillaren, um das Wasser zu halten. Hieraus ersieht man, daß die Wirkungsweise des Spül- bzw. Schlämmwassers bei der Verdichtung der Böden bei Dammschüttungen eine doppelte ist. Grob- und Feinsand mit Teilchendurchmessern von  $2\text{ mm}$  bis  $200\mu$  werden durch die mechanische Wirkung des herabfallenden Wassers fest gelagert, während sich die feineren Bestandteile erst viel später, nach dem Einstellen des Spülens, infolge kapillarer Wasserbewegung absetzen.

Auch die Koagulierungs- und Dispersierungserscheinungen müssen betrachtet werden, da sich nämlich gezeigt hat, daß dieselben Gesetze, die das Dispersitätsgleichgewicht für die kolloiden Systeme unter  $0,1\mu$  bestimmen, quantitativ abgestuft auch für die viel größeren Zerteilungen, wie sie die Böden darstellen, gelten<sup>4)</sup>. Durch Zusatz eines

<sup>4)</sup> G. Wiegner, Boden und Bodenbildung in kolloidchemischer Betrachtung, S. 14ff. Dresden und Leipzig 1929. Theod. Steinkopf.

Salzes, wie Kaliumchlorid, tritt eine Teilchenvergrößerung des ganzen Systems ein derart, daß zunächst die feinsten Teile zusammengeflockt werden. Der Boden aus Ton, Schluff und Feinsand gemischt, wird zu einem Gemische aus Schluff und Sand, bei weiterem Zusatz von Kaliumchlorid entsteht eine Zerteilung, die nur noch, physikalisch gesprochen, Feinsand enthält.

Salzreiche Böden sind nach den Versuchen von Hilgard<sup>5)</sup> immer gröber und körniger als salzarme. Umgekehrt nimmt der Boden wieder seine ursprüngliche Zerteilung an, wenn das Salz allmählich wieder ausgewaschen wird.

Das „Dichtschlämmen“ von Boden ist nur zu einem Teile auf die rein mechanische Wirkung des herabfallenden Wassers zurückzuführen, die physikalische Hauptwirkung wird durch Dispersitätsvergrößerung infolge Wegwaschens aller Salze herbeigeführt. Also ergibt sich aus dieser dem Bauingenieur wenig geläufigen Tatsache, daß Dauer und Menge des Spül- oder Sumpfwasserzusatzes dann von großer Bedeutung sind, wenn das Wegwaschen von Salzen in Frage kommt.

#### III. Schlußfolgerung.

Die bisherigen Erfahrungen beim Verdichten von Dämmen beim Bau der Autobahnen haben ergeben, daß Kipphöhen von mehr als 50 bis 60 cm bei den schweren Stampfgeräten (2-t-Fallgewicht bei 1 bis 2 m Fallhöhe) und solche von 20 bis 30 cm bei den leichteren Geräten nicht angebracht erscheinen. Bei den Spül- und Sumpferfahren dagegen wurden mit gutem Erfolge Kipphöhen von bis zu 2 m Höhe angewendet, und zwar beim Bau der hohen Kanaldämme des Mittellandkanals westlich des Elbeüberganges sowie der der II. Fahrt des Dortmund-Ems-Kanals bei Olfen.

Einer der noch wichtigeren Vorzüge bedeutet aber die Möglichkeit hinreichender Kontrolle bei der Vornahme der Verdichtung. Während man in der Lage ist, die als auskömmlich vorher festgestellte Wassermenge genau beim Einbau durch Einbau eines Zäblers zu messen, ist eine genauere Gleichmäßigkeit bei den statischen Verfahren kaum zu erreichen. Eine Kontrolle des Führers des Gerätes auf gewissenhaftes Arbeiten ist auch kaum durchführbar.

Über die wirtschaftlichen Vorteile gegenüber Trockenbauverfahren habe ich in meinen beiden früheren Arbeiten<sup>6)</sup> näheres gebracht und darf wohl auf diese verweisen. Ich weise ferner hin auf meine Arbeit „Über Spülströmung“, die wohl erstmals über die Vorgänge beim Spülen von Böden näheres mitteilt<sup>7)</sup>.

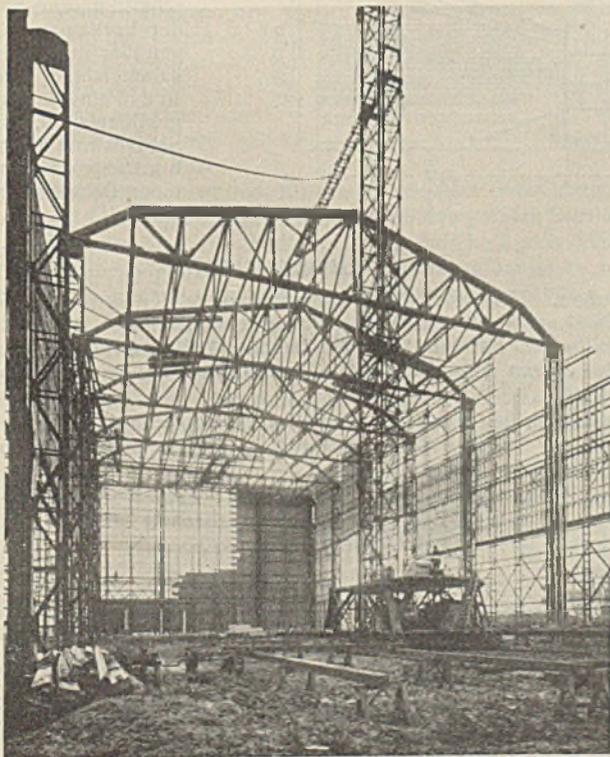
<sup>5)</sup> E. W. Hilgard, Solls. New York 1914, The Macmillan Co.

<sup>6)</sup> s. Fußnote 1 und 2.

<sup>7)</sup> Zill, Über Spülströmung. Bautechn. 1935, Heft 19.

### Vermischtes.

**Bemerkenswerte Ausführungen neuzeitlicher Holzbauten.** In Ergänzung dieses Aufsatzes in der Bautechn. 1935, Heft 40, S. 533 ff. zeigt (zu Nr. 7, Abb. 34 u. 35 auf S. 535) nachstehende Abbildung die



Aufstellung der Haupthalle auf der Weltausstellung Brüssel 1935. Die Binder und Gitterpfetten wurden von der Siemens-Bauunion in der ihr patentierten Gelenkbauweise<sup>1)</sup> hergestellt; die einzelnen Bauteile wurden vorher in Deutschland zugerichtet. Dr. Gesteschi.

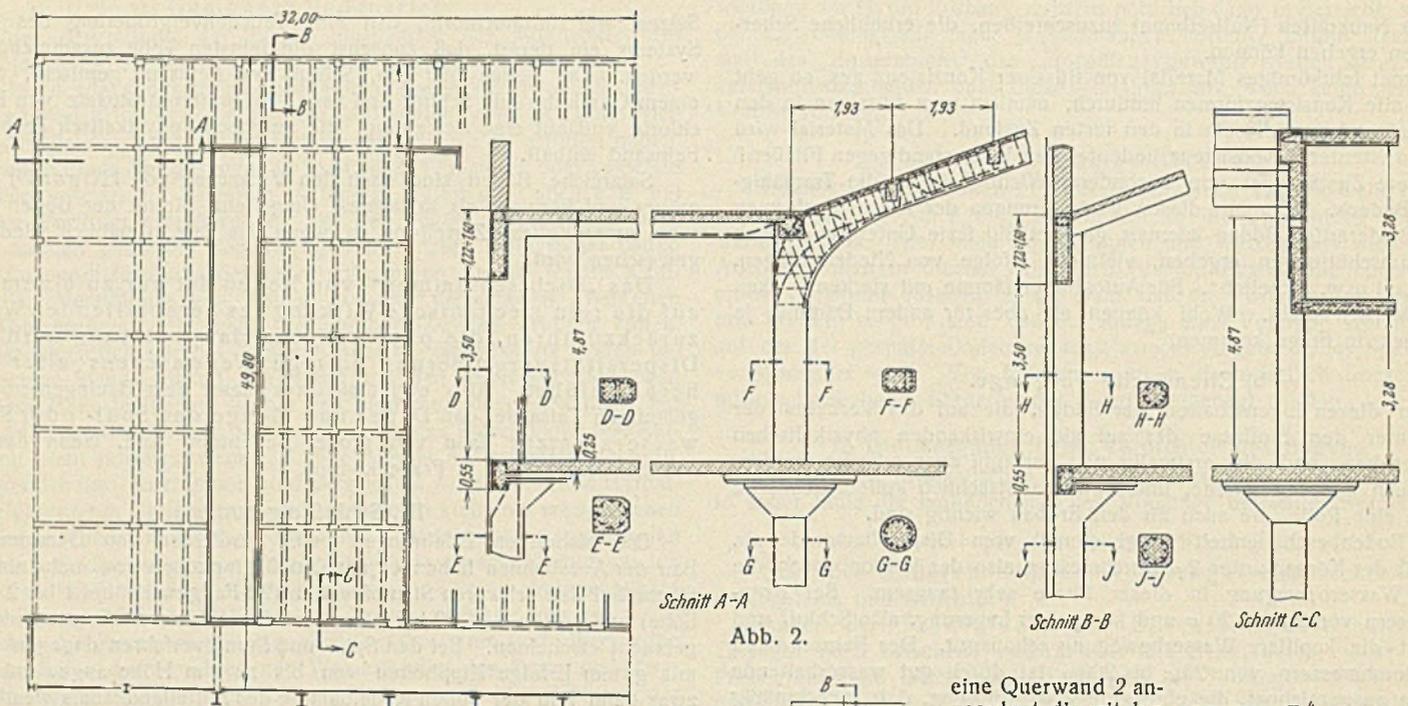
**Sporthalle in Chicago.** Eng. News-Rec. 1935, Bd. 144, Nr. 22 vom 30. Mai, S. 761, berichtet über den Bau der neuen Sporthalle in Chicago, die durch eine kurze Bauzeit und durch die Verwendung von schweren stählernen Walzträgern für die Überspannung des Hauptraumes bemerkenswert ist. Das ganze Bauwerk hat eine Grundfläche von  $95 \times 160\text{ m}$ , die Haupthalle mit der Arena überdeckt eine Fläche von  $60 \times 95\text{ m}$ . An den Seiten stoßen zweigeschossige Flügelbauten in Eisenbetonkonstruktion an, in denen sich Versammlungsräume befinden (Abb. 1).

Die  $60\text{ m}$  frei gespannten Zweigelenkbogenbinder der Haupthalle tragen das Dach sowie die stufenförmigen Ringplätze und einen Teil der Decken in den Zugängen, die sich zwischen der Haupthalle und den seitlichen Flügelbauten befinden. Diese Flügelbauten in Eisenbeton sind ebenfalls aus Zweigelenkrahmen gebildet, deren Querschub an den Enden durch die gegenseitig verankerten Enddecken aufgenommen wird (Abb. 2).

Für die Berechnung des stählernen Binders (Abb. 3) wurde unter Zugrundelegung einer Dreigelenkbogenwirkung das Eigengewicht der Binder einschl. Pfetten und Sparren mit Ausnahme der auskragenden Tribünen in Ansatz gebracht. Für die restlichen ständigen Belastungen, sowie für die Verkehrslasten und für Schnee-, Wind- und Temperaturbeanspruchungen wurde eine Zweigelenkbogenwirkung angenommen. Um diesen Annahmen bei der Montage gerecht zu werden, war im Scheitel ein Gelenk vorgesehen, dessen Wirkung erst später durch Vernietung des Scheitelstoßes aufgehoben wurde. Eine weitere Anordnung zur Sicherung der beabsichtigten Wirkung war durch Nachstellen von Zugstangen zwischen den Fußgelenken des Bogens vorgesehen.

Bemerkenswert für die Ausbildung des Stahlbinders ist zunächst die Fußplatte, die aus einem Gußstück von  $80 \times 80\text{ cm}$  Grundfläche und  $11\text{ cm}$  Dicke besteht. Die Zugstangen haben  $8,2\text{ cm}$  Durchm. Sie sind durch Verbolzung an den Fuß des Stahlbinders angeschlossen. Ferner ist der Anschluß der Kragarme für die Galerie zu erwähnen (s. Abb. 3).

<sup>1)</sup> Vgl. Bautechn. 1928, Heft 25, S. 334.



Schnitt A-A

Abb. 2.

Schnitt B-B

Schnitt C-C

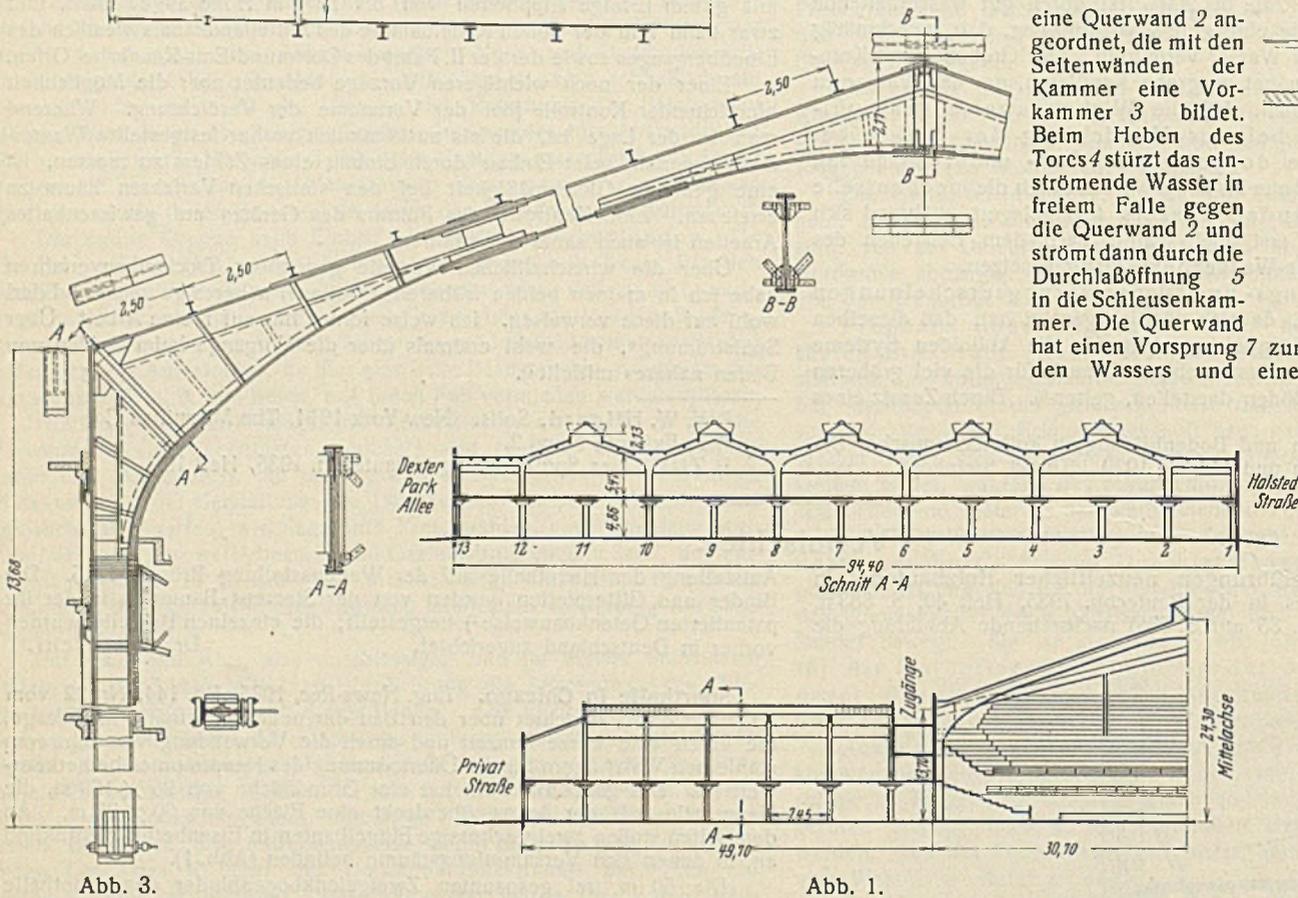
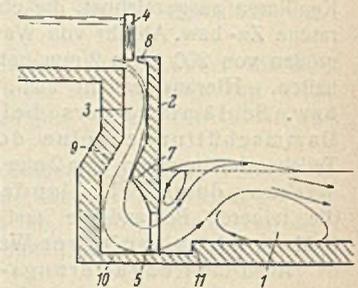


Abb. 3.

Abb. 1.

eine Querwand 2 angeordnet, die mit den Seitenwänden der Kammer eine Vorkammer 3 bildet. Beim Heben des Torcs 4 stürzt das einströmende Wasser in freiem Falle gegen die Querwand 2 und strömt dann durch die Durchlaßöffnung 5 in die Schleusen-kammer. Die Querwand hat einen Vorsprung 7 zum



Ablenken des einströmenden Wassers und einen weiteren Vorsprung 8, der bei ansteigendem Wasser die Bildung von Wirbeln und Gegenströmungen in der Vorkammer so kurz wie möglich zu halten, ist die Wand 9 des Schleusenoberhauptes entsprechend der Form des Vorsprungs 7 unter-schnitten. Die Sohle 10 der Vorkammer ist gegenüber der Schleusen-kammersohle vertieft, so daß eine Schwelle 11 gebildet wird, die den Sohlenstrom nach oben hin ablenkt und in einen Deckenstrom ver-wandelt.

Diese haben am Anschlußpunkt eine Höhe von 1,8 m; das Kragmoment wird in der Zugzone durch acht Bolzen von 3,5 cm Durchm. aufgenommen, während an der Druckzone Verstärkungswinkel vorgesehen sind. Die Stahlbolzen, von denen jeder 84 t wiegt, wurden in je vier Stücken angeliefert.

Die Einzelheiten der Eisenbetonbinder für die Nebenhallen sind aus Abb. 2 zu ersehen.

**Patentschau.**

Kammerschleuse mit Vorkammer zur Vernichtung der lebendigen Kraft des am Kammerschleusenoberhaupt einfließenden Wassers. Kl. 84b, Nr. 593 845 vom 18. 11. 1930 von Dr.-Ing. Emil Burkhardt in Stuttgart; Zusatz zum Patent 452 846<sup>1)</sup>. Um zu vermeiden, daß über dem Sohlenraum eine Deckwalze entsteht, die ein Gefälle des Wasserspiegels in der Kammer nach dem Oberhaupt zu verursacht, wodurch die in der Kammer veräuerten Schiffe einer starken Sogkraft unterliegen, wird die Rückwand der Vorkammer unterschritten, und am oberen Ende der Schleusen-kammer wird unmittelbar vor der Ausströmöffnung der Vorkammer eine Grundschwelle oder Sohlenstufe angeordnet. In der Schleusen-kammer 1 ist vor dem Schleusenoberhaupt

**Personalmeldungen.**

Preußen. Versetzt: die Regierungsbauräte Knoke vom Wasserbauamt Duisburg-Meiderich zur Wasserbaudirektion Münster, Bodenschätz vom Kanalbauamt Bernburg zum Wasserbauamt Minden I; der Regierungsbaumeister Jürgen Albrecht vom Wasserbauamt Minden I zum Wasserbauamt Verden.

Ernannt: zu Regierungs- und Bauräten die Regierungsbauräte Schulle-mann bei der Oderstrombauverwaltung in Breslau und Straat bei der Wasserbaudirektion Münster.

Unter Wiederaufnahme in den Staatsdienst überwiesen: die Regierungsbaumeister Hans Werner Koch dem Wasserbauamt Hoya und Grüb-meier dem Wasserbauamt Duisburg-Meiderich.

INHALT: Die Mangfallbrücke der Reichsautobahn München—Landesgrenze. — Weiten- oder Tiefenentwicklung bei Wehranlagen, Walzen oder Schützen? — Hydro-Erdbauverfahren beim Bau von Autobahn- und Erddämmen. — Vermischtes: Bemerkenswerte Ausführungen neuzeitlicher Holzbauten. — Sporthalle in Chicago. — Patentschau. — Personalmeldungen.

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

<sup>1)</sup> Vgl. Bautechn. 1929, Heft 6, S. 88.