

## DER KONSTRUKTIVE AUFBAU DER NEUEN CHRISTUSKIRCHE IN ALLSCHWIL.

Von Ingenieur Robert Gsell-Heldt, Basel.

Am 13. Dezember 1931 war es der reformierten Diaspora-Kirchgemeinde Allschwil vergönnt, die feierliche Grundsteinlegung ihres neuen Gotteshauses vornehmen zu können, da ihr altes im Jahre 1889 erbautes Kirchlein mit 150 Sitzplätzen, das nun zu einem Konfirmandensaale umgebaut werden soll, infolge des steten Anwachsens der Gemeinde schon längst nicht mehr genügte, zählt sie doch heute schon weit mehr als 3000 Seelen.

Dank der tatkräftigen Hilfe der gesamten Glaubensgenossen der Schweiz durch Zuweisung der Reformationskollekte war es der Gemeinde kraft gemeinsamen Einstehens für ihre Sache gelungen, die Durchführung des ersehnten Kirchenbaues zu ermöglichen, nachdem sie bereits im Jahre 1926 im geplanten Zusammenhange einer neu zu schaffenden Kirche das Pfarrhaus erstellt hatte.

Schlicht und einfach im Grundriß und Aufbau (Abb. 1—4), den gegebenen Platzverhältnissen organisch eingefügt und durchaus im Rahmen der heutigen Zeitepoche gehalten, haben die Basler Architekten Bräuning, Leu & Dürig ein Bauwerk entworfen, das dem hohen Ziel seiner Zweckbestimmung durchaus entspricht.

Mitbestimmend bei der Wahl der Baustoffe kam in Betracht daß Allschwil Sitz einer bedeutenden Ziegelindustrie ist und es damit folgerichtig angemessen erschien, deren Erzeugnisse nach Möglichkeit zu verwenden.

Der konstruktive Aufbau des Kirchenschiffes besteht aus acht schalungsroh belassenen Eisenbetonrahmenbindern, die ihrerseits auf Höhe der Decke durch einen horizontalen, ringsumlaufenden Rahmenträger, mittels welchem die Windkräfte auf die Giebelwände in die Längswände übertragen werden, miteinander verbunden sind.

Die Füllwände zwischen den Rahmenstielen samt Giebelwänden bestehen aus beidseitig verputztem  $1\frac{1}{2}$  Stein starken Ziegelmauerwerk. Um Ribbildungen an den Fassaden längs der Binderstiele zu vermeiden, wurde das Mauerwerk in halber Steinstärke vor den Stielen durchgeführt. Fensterrahmen und -sprossen sind aus Spezialeisenbeton erstellt.

Zur Erlangung einer soliden versteifenden Deckenscheibe verband man die aus kräftigen Holzbalken bestehende sichtbare Deckenbalkenlage mit den Rahmenriegeln, die auch das Pfannenfalzziegeldach mit hölzerner Unterkonstruktion tragen, durch vorher einbetonierte Schraubenbolzen.

Die Normalbinderrahmen des Kirchenschiffes sind in ihren

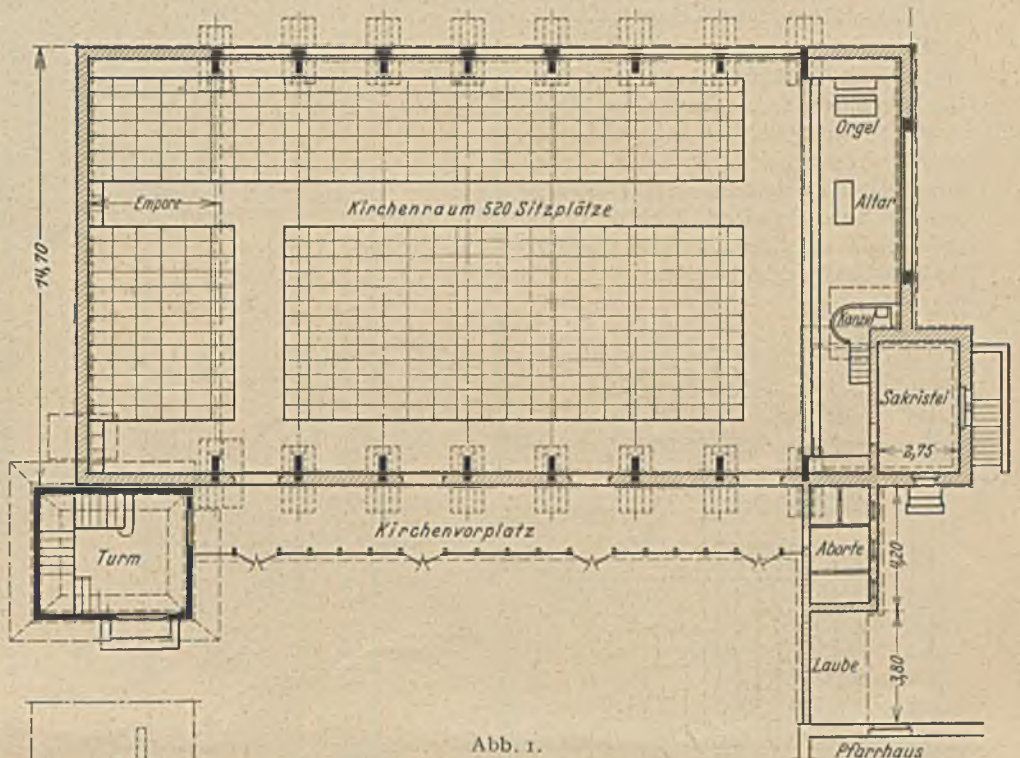


Abb. 1.

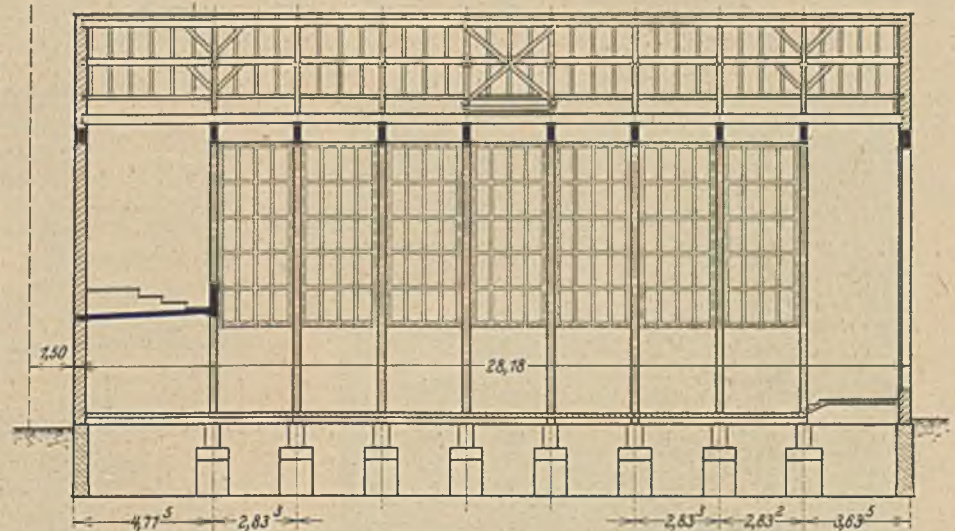


Abb. 1—3. Grundriß, Längs- und Querschnitt.

Fundamenten, die für eine maximale Bodenpressung von  $2,5 \text{ kg/cm}^2$  bemessen wurden, eingespannt angenommen, um ihre Steifigkeit möglichst groß zu erhalten und um die Verteilung der Biegemomente besser den gewählten Querschnittsverhältnissen anpassen zu können. Hingegen wurde für den die Empore tragenden zweistöckigen Binderrahmen (Abb. 5) gelenkige Lagerung der Binderstiele auf den Fundamenten vorgesehen. Der Winddruck auf die Fassaden ist mit  $75 \text{ kg/m}^2$  eingesetzt worden.

Der ganz in Eisenbeton erstellte und vom Kirchenschiff vollständig getrennt fundierte Turm hat eine von unten bis oben durchgehende Wandstärke von 20 cm erhalten. Die in Stockwerkshöhen von 5,60 angeordneten Podestplatten, welche zur Aufnahme des Uhrenhauses sowie als Läuteboden dienen, bilden gleichzeitig eine solide Querversteifung der vier Turmwände, die dann außerdem noch in Höhe der Glockenstube mittels eines kräftigen Horizontalrahmens, auf welchem in den vier Eckpunkten der Glockenstuhl ruht, versteift sind.

Die Stabilitätsberechnung des Turmes erfolgte unter Annahme eines Winddruckes von  $150 \text{ kg/m}^2$  bei gleichzeitigem Auftreten eines dem Schwingungsausgang der vorgesehenen fünf Glocken in ein und derselben Richtung entsprechenden Horizontalschubes und der zusätzlichen Vertikalbelastung.

einer eingehenden Festigkeitsberechnung unterzogen. Für die geschlossenen Turmwände von Kote 6,90 aufwärts bis Kote 23,50 hätte die Knickfestigkeitsberechnung mit Berücksichtigung der

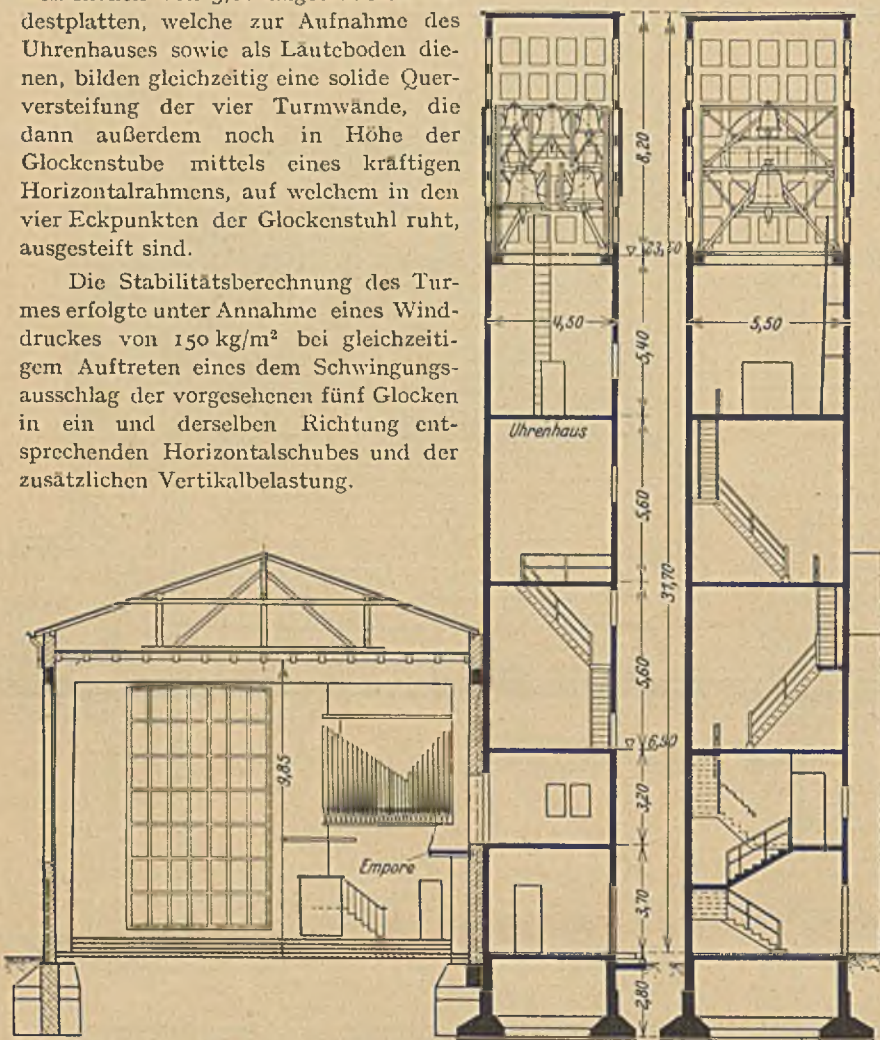


Abb. 3.

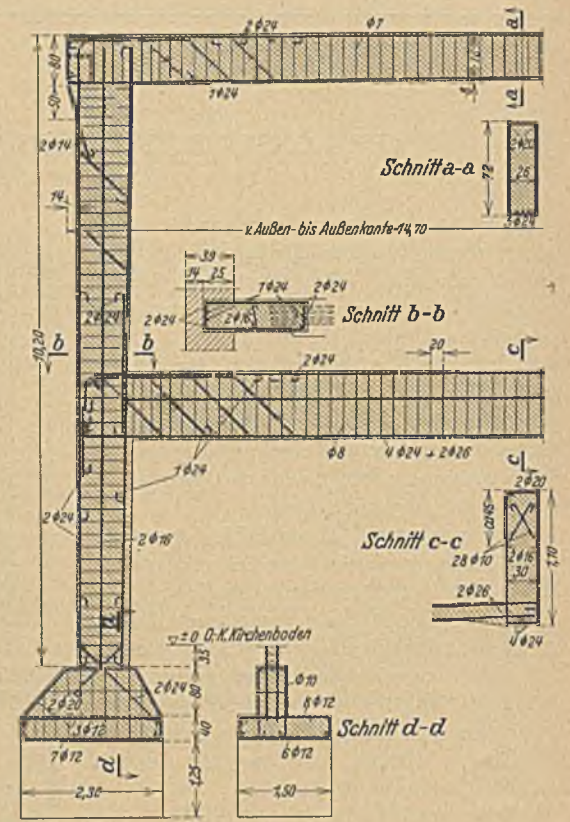


Abb. 5.

Armierungsdetail des Emporen-Rahmenbinders.



Abb. 4. Nord-West-Ansicht. (Photo, Spreng, Basel.)

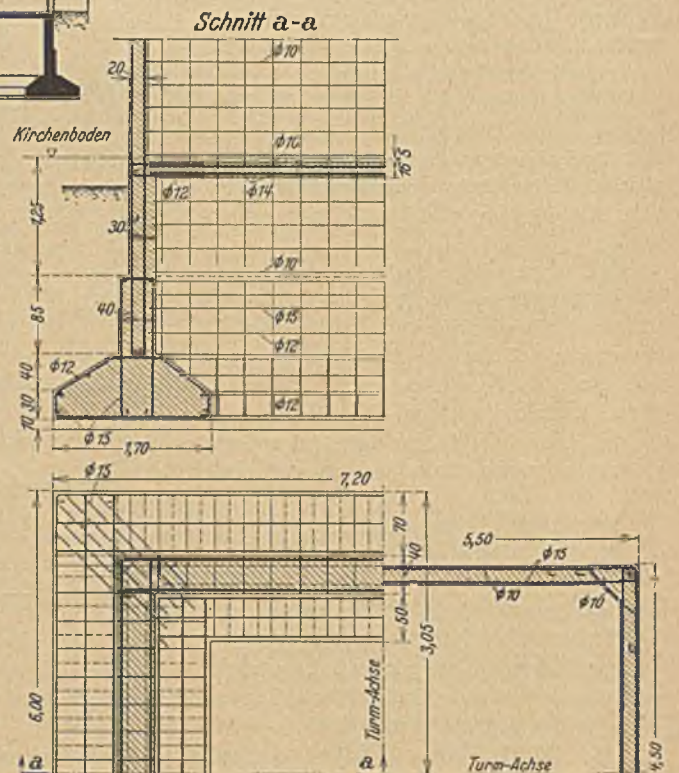


Abb. 6. Armierungsdetail des Turmfundamentes.

Die speziell im unteren am meisten beanspruchten Teil des Turmes mit Fenstern und Türen durchbrochenen Wände wurden

horizontalen gegenseitigen Einspannung der Wände in den Ecken eine noch etwas dünnere Wandstärke erlaubt; jedoch wurde im

Hinblick auf ein einheitliches Schalungsmaß die im unteren Turmteil erforderliche Wandstärke bis obenhin beibehalten, um so mehr, als auch die mit Schallöffnungen durchbrochenen Wände der

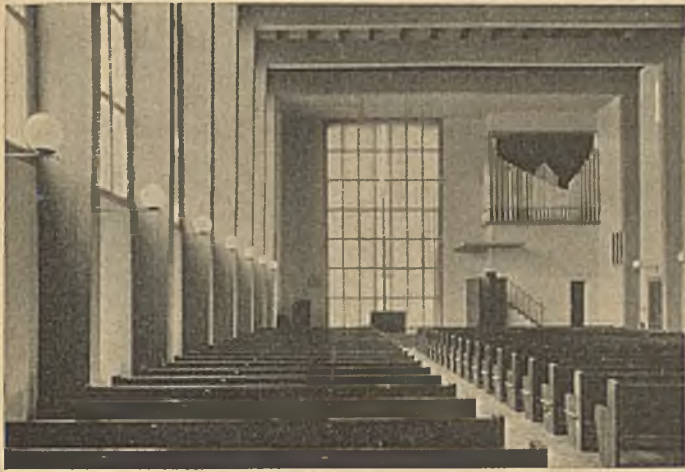


Abb. 7. Innenansicht. (Photo. Spreng, Basel.)

Glockenstube schon aus ästhetischen Gründen nicht zu dünn sein durften, um in dieser Höhe nicht den Eindruck eines durchlöcherten Brettes zu bekommen. Außerdem war bei der Festlegung der Wandstärke noch zu beachten, daß der Turm schalungs-

roh bleiben sollte und damit die Gewähr einer sicheren und guten Umhüllung der beidseitigen Armierungseisen angestrebt werden mußte.

Um einen gegen Regenschlag möglichst dichten Beton zu erreichen, wurde eine Zementdosierung von 350 kg per m<sup>3</sup> Kiessandmenge verwendet.

Die Fundierung des Turmes (Abb. 6) erfolgte durch ein ringsum laufendes Eisenbetonbankett von 1,50 bzw. 1,70 m Breite bei Annahme einer zulässigen Bodenpressung von 3,5 kg/cm<sup>2</sup> im ungünstigsten Belastungsfalle. Der infolge gänzlicher Trennung des Turmfundamentes von den Fundamenten des Kirchenschiffs bedingte Eckausschnitt (Flächenverlust) im Bereiche des Emporenbinderfundamentes wurde durch eine Verbreiterung des Fundamentbankettes um je 10 cm zu beiden Seiten dieser Ecke liegend ausgeglichen und die damit verbundene exzentrische Lage des Schwerpunktes der Fundamentfläche in bezug auf die Turmachse in der Berechnung der maximalen Kantenpressungen eingehend berücksichtigt.

Um für das Hochziehen der Glocken keine besonderen Öffnungen in den Podestplatten vorsehen zu müssen, wurden dieselben außerhalb des Turmes hochgezogen und durch eine provisorisch freigelassene Öffnung unterhalb der ebenfalls in Eisenbeton erstellten Ziffernblätter eingeführt.

Die Ausführung des Turmes erfolgte in einfacher Schalweise mit äußerem Gerüst; sämtliche in den Turmwänden eingespannte Podestplatten und armierte Treppenläufe sind mit den Wänden gleichzeitig betoniert worden.

## DAS SCHALENGEWÖLBE ALS HOLZKONSTRUKTION.

Von Dipl.-Ing. K. A. Pohl.

Übersicht: Die von dem Bauforschungsinstitut in Moskau eingeführten hölzernen Schalendächer werden kurz beschrieben und an Hand von Konstruktionszeichnungen erläutert. Anschließend werden die Anwendungsmöglichkeiten der Konstruktion untersucht und die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen mitgeteilt.

Die ausgezeichneten Eigenschaften der von Zeiß und Dywidag in Deutschland eingeführten Eisenbeton-Schalengewölbe veranlaßten die russische Bauindustrie, sich schon in den Jahren 1927 und 1928 mit der Einführung dieser Bauweise in der UdSSR. eingehend zu befassen. Obwohl die ersten, nach dem Zeiß-Dywidag-Verfahren ausgeführten Bauwerke (z. B. der Kuppelbau des Moskauer Planetariums) zur allgemeinen Zufriedenheit ausfielen, blieb die Anwendung dieses Verfahrens in der UdSSR. zunächst auf einige vereinzelte Fälle beschränkt, was hauptsächlich auf den anhaltenden Mangel der beiden in Frage kommenden Hauptbaustoffe — Zement und Eisen — zurückgeführt werden muß. Es war naheliegend, angesichts dieser durch den Baustoffmangel bedingten Schwierigkeiten auf den reichlich vorhandenen ortsüblichen Baustoff, nämlich auf das Holz zurückzugreifen und den Versuch zu machen, die Schalengewölbe in Holz auszuführen. Die ersten derartigen Versuche wurden von der Holzbausektion des staatlichen Bauforschungsinstitutes in Moskau unter der Leitung von Prof. G. G. K a r l s e n

Rotationsschalen von rechteckigem (oder annähernd rechteckigem) Grundriß dar und gliedern sich konstruktiv und statisch in folgende Teilelemente (vgl. Abb. 1):

- a) eigentliches Schalengewölbe.
- b) Schalenrandversteifung (Randgurte),
- c) Tragscheiben (Binder- bzw. Giebelscheiben).

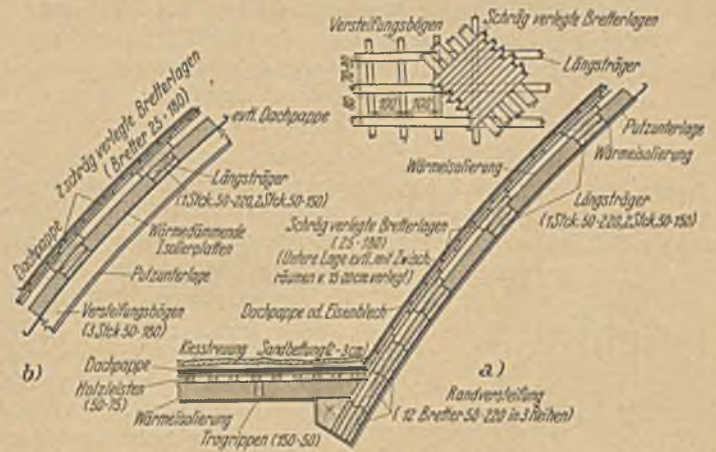


Abb. 2. Konstruktion des Schalengewölbes (ohne Oberlicht) und der Randversteifung.

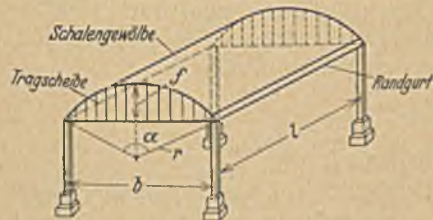


Abb. 1. Schema eines Schalendaches.

in den Jahren 1929 und 1930 unternommen; als Versuchsergebnis entstand eine durchaus brauchbare Konstruktion für hölzerne Schalendächer, die schon im Jahre 1931 in die amtlichen russischen Vorschriften für den Bau

und den Entwurf von Holzbauwerken aufgenommen wurde und dieserart ihre offizielle Bestätigung fand.

Die von dem Bauforschungsinstitut eingeführten Holzschalendächer stellen einfache, an ihren Giebelseiten gestützte

Das Schalengewölbe nimmt die in der Dachkonstruktion auftretenden Druckbeanspruchungen auf; es besteht aus ungehobelten in zwei Lagen übereinander flach verlegten, gegebenenfalls durch Längsträger und Querrippen (Versteifungsbogen) verstärkten Holzbretter. Die Bretter werden (mindestens in einer Lage) ohne Zwischenräume unter 45° zur Längsachse des Rotationszylinders verlegt (vgl. Abb. 2) und durch einfache Vernagelung untereinander verbunden.

Die Randgurte nehmen die Zugbeanspruchung, sowie den geringen im Zusammenhang mit der Eigenbelastung entstehenden

Horizontalschub des Schalengewölbes auf; sie bestehen, wie aus Abb. 2 ersichtlich, aus einigen gegebenenfalls auch in mehreren Reihen übereinander angeordneten, hochkant gestellten Gurtbohlen und gewährleisten eine Versteifung des Schalenrandes indem sie etwaige horizontale bzw. radiale Verschiebungen desselben verhindern.

Die an den Giebeln der Schalen anzuordnenden Binderscheiben dienen zur Aufnahme des gesamten Auflagerdruckes der letzteren und werden in Form einer biegungsfesten Tragwand ausgebildet (z. B. als stark verschaltete Riegelwand nach Abb. 3, oder auch als Gitter- bzw. als Vollwandtragscheibe).

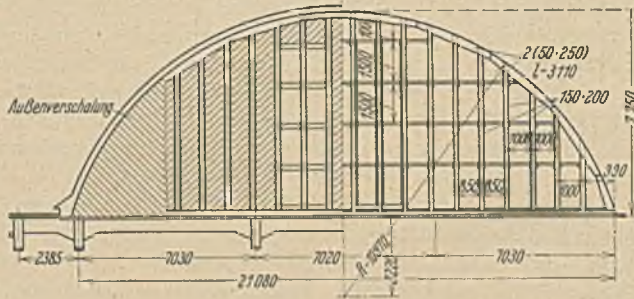


Abb. 3. Konstruktion der Giebelwand-Tragscheibe.

Als Regelform der Schalendächer wählte das Bauforschungsinstitut einen Rotationszylinder dessen beständige Krümmung eine gleichmäßige Beanspruchung einzelner Teilelemente der Schale gewährleistet und das Biegen der Bretter bei dem Bauen erleichtert. Unter Zugrundelegung dieser Schalenform führte das Bauforschungsinstitut eine eingehende statische Untersuchung der von ihm vorgeschlagenen Konstruktion durch und stellte dabei fest, daß sich die Beanspruchungsverhältnisse im beliebigen Element der Schale (Abb. 4) bei gleichmäßig verteilter Belastung aus den bekannten Beziehungen

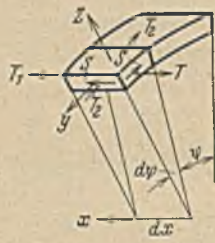


Abb. 4. Beanspruchungsverhältnisse.

$$T_1 = -g R \cos \psi$$

$$T_2 = -g \frac{l_1^2 - x^2}{R} \cos \psi$$

$$S = -2 g x \sin \psi$$

$$Z = g (l_1^2 - x^2) \sin \psi$$

unter Vernachlässigung auftretenden Biegemomente der mit ausreichender Genauigkeit ergeben, vorausgesetzt, daß der Winkel  $\psi$  der Bedingung  $\psi > 60^\circ \leq 90^\circ$

entspricht<sup>1</sup>. Zur weiteren Vereinfachung des Berechnungsvorganges erschien es zulässig, die stetig gekrümmte Schale durch ähnlich geformtes räumliches Fachwerk, d. h. durch das Föppl'sche Gewölbe (Abb. 5) zu ersetzen — ein Verfahren welches bei ausreichender Anzahl der das Föppl'sche Gewölbe bildenden ebenen Tragwerke (etwa 9—13 Tragwerke für den halbkreisförmigen Querschnitt) hinreichend genaue Ergebnisse lieferte.

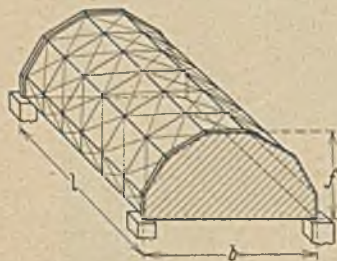


Abb. 5. Unterteilung des Föppl'schen Gewölbes in ebene Fachwerke.

In Übereinstimmung mit dieser Feststellung wurde die konstruktive Ausbildung der Schalen wie folgt festgelegt. Als Normalausführung wurde eine Holzschale ohne Oberlicht angenommen, die folgende Konstruktion aufweist (vgl. Abb. 2 a): zu oberst liegen in schräger Anordnung ( $45^\circ$  gegen die Längsachse der Schale und  $90^\circ$  gegeneinander) zwei Holzbrettlagen; die oberste Brettlage wird ohne Zwischenräume verlegt und dient als Unter-

<sup>1</sup> Bei Nichteinhaltung dieser Bedingung sowie bei ungleichmäßiger Belastung und unstetiger Krümmung ist die Vernachlässigung der Biegebeanspruchungen unzulässig.

lage für die Dachhaut (verzinktes Eisenblech oder Dachpappe), während die Bretter der unteren Lage auch in Abständen gelegt werden können. Unterhalb der beiden Bretterlagen befinden sich die aus 2—3 übereinander gelegten Brettern bestehenden Längsträger. Zur Erzielung einer ebenen Untersicht können die Längsträger mit gespundetem Furnierholz verkleidet werden (wenn die Unterfläche verputzt wird tritt an Stelle von Furnierholz einfache Putzunterlage, wie z. B. Strohmatten, Schilfrohr usw.) Bei größeren Spannweiten, sowie bei flach gekrümmten Schalen wird die Konstruktion durch die Anordnung kleiner, in einer Entfernung von 100—150 cm voneinander liegenden Versteifungsbögen aus 3—5 übereinander flach gelegten Holzbrettern verstärkt (vgl. Abb. 2 b); in diesem Falle wird das Furnierholz (bzw. die Putzunterlage) an diesen Bögen befestigt. Zur Verbesserung der wärmeisolierenden Eigenschaften der Schale können zwischen den Längsträgern oder zwischen den Versteifungsbögen wärmedämmende Platten angebracht werden<sup>2</sup>.

Bei Vorhandensein eines Oberlichtes wird die vorstehend beschriebene Schalenkonstruktion insofern abgeändert, als die Längsträger in Wegfall kommen und bei allen Spannweiten und allen Schalenformen durch Holzbögen (im Abstand von 60 cm voneinander) ersetzt werden (vgl. Abb. 6); hingegen wird die oberste Bretterlage mit den parallel zur Längsachse der Schale angeordneten Dachhautleisten bedeckt, die die statische Funktion der Längsträger übernehmen. An dem für die Anbringung des Oberlichtes vorgesehenen Ausschnitt werden die beiden schräg verlegten Bretterlagen unterbrochen und durch besondere Randverstärkungen (vgl. Abb. 7) versteift, während die Versteifungsbögen unterhalb des Oberlichtes durchlaufen.

In beiden Fällen bleiben die in der Abb. 3 dargestellte Konstruktion der Giebelwände, sowie die Ausbildung der Randgurte grundsätzlich gleich (vgl. Abb. 2 a und 8); zur Sicherung einer in radialer Richtung unverschieblichen Lage der Randgurte wird die aus Abb. 8 ersichtliche Randstützung benutzt. Auch die in der Abb. 2 dargestellte Randgurtstützung hat sich durchaus bewährt; sie besteht aus einer horizontalen Holzplatte, deren eine Seite an dem Randgurt angehängt ist, während die andere auf den Giebelwänden und auf der Längswand aufliegt. Bei nebeneinander liegenden Schalen kann diese Holzplatte zwischen zwei Randgurten angeordnet werden, an denen sie angehängt ist.

Zur Dimensionierung der Schalenelemente werden die Stabbeanspruchungen des Föppl'schen Gewölbes benutzt. Die Gurtstäbe des letzteren entsprechen dabei den Längsträgern (bzw. den Dachhautleisten) der Schale, die Vertikalstäbe den Versteifungsbögen und die kreuzweise angeordneten Diagonalen den beiden schräg verlegten Bretterlagen. Die Bretterstöße werden zur Vermeidung der Querschnittsschwächung versetzt und gegebenenfalls mit Lamellen abgedeckt. Die Verbindung sämtlicher Schalenelemente untereinander erfolgt ohne Einschnitte durch einfache Vernagelungen, die in allgemein üblicher Weise dimensioniert werden. Die Belastung (Eigengewicht, Schnee und Wind) wird als gleichmäßig verteilt angenommen und in den Knotenpunkten des Föppl'schen Gewölbes zusammengefaßt.

In Ergänzung dieser allgemeinen statischen und konstruktiven Gesichtspunkte hat das Bauforschungsinstitut durch experimentelle Untersuchungen der Holzschalen nachgewiesen, daß diese nach Möglichkeit den Bedingungen

$$l \leq 2b$$

und

$$f \geq r/2 \text{ bzw. } \alpha \geq 120^\circ$$

zu entsprechen haben (vgl. Abb. 1); bei flachen Schalen ist das Verhältnis  $l/b$  möglichst niedrig zu halten, während bei höheren Ausführungen bis zum oben angegebenen Grenzwert gegangen

<sup>2</sup> Bei geringeren Schalenlängen (bis höchstens 10 m) kann die Schalenkonstruktion durch die Weglassung der Längsträger vereinfacht werden; außerdem können die Bretter in den bei den schräg verlegten Bretterlagen ausnahmsweise in einiger Entfernung voneinander angeordnet werden.

werden kann. Als wirtschaftlichste Spannweite der Holzschalen wurden 25—28 m ermittelt und damit ihre Anwendungsmöglichkeiten wie folgt festgelegt (vgl. Abb. 9):

- a) Einzelschalen für die kleineren Bauwerke ( $b \leq 28 \text{ m}$ ,  $l \leq 55 \text{ m}$ );
- b) parallel nebeneinander angeordnete Schalen — für Bauwerke beliebiger Länge bei einer Breite von höchstens 55 m;
- c) reihenweise hinter- und nebeneinander angeordnete Schalen — für Bauwerke beliebiger Länge und Breite.

Besonders vorteilhaft ist die Anwendung der hölzernen Schalendächer:

Fast alle diese Voraussetzungen waren bei den im Jahre 1931 errichteten Glasofenhallen einer Glasfabrik bei Nishnij-Nowgorod gegeben<sup>3</sup>, die dementsprechend hölzerne Schalendächer erhielten, deren Hauptabmessungen aus der Abb. 10 hervorgehen (die Einzelheiten dieses Baues sind aus den Abb. 3, 6, 7 und 8 zu entnehmen). Es gelang durch die Verringerung des Dachgewichtes (nur 30—35 kg je m<sup>2</sup>) und fast völlige Ausschaltung des Horizontalschubes die aus Eisenbetonrahmen zusammengesetzten Längswände der Hallen wesentlich (um 30—35%) zu entlasten. Obwohl für den Bau die schweren, aus der Abb. 11 ersichtlichen

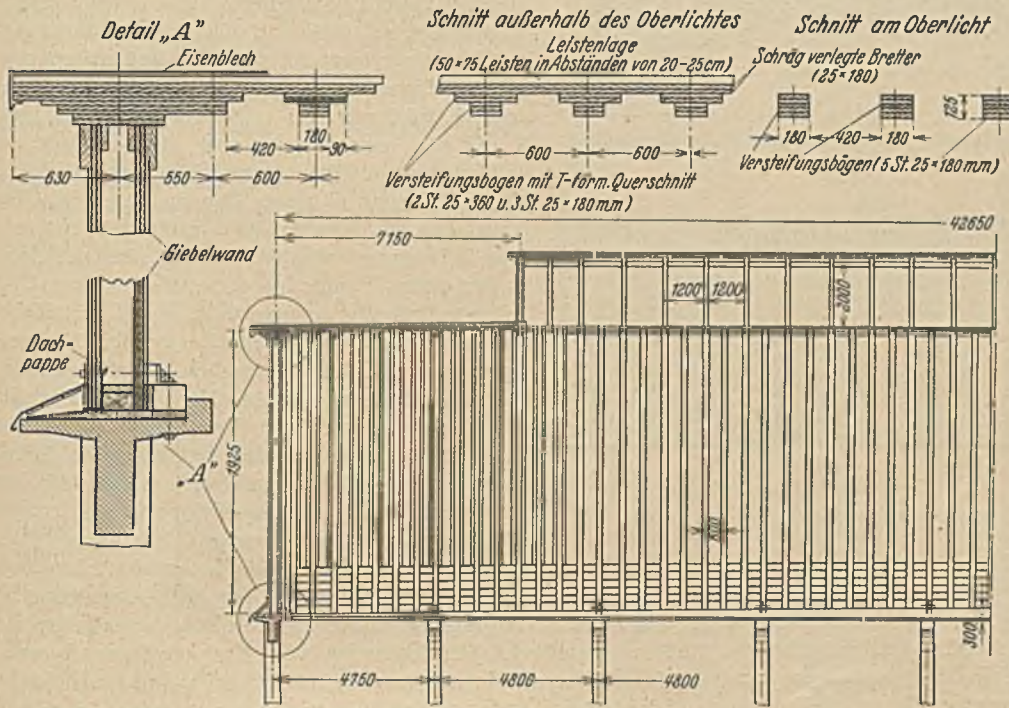


Abb. 6. Längsschnitt eines Schalendaches mit Oberlicht.

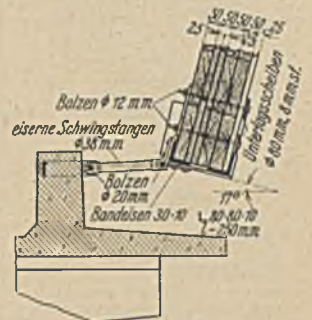


Abb. 8. Konstruktion der Schalenrandstützung.

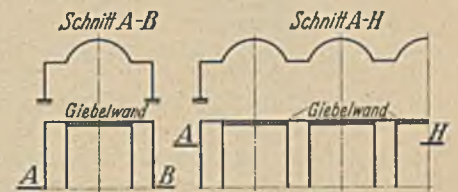


Abb. 9. Einzelschalen und parallel angeordnete Schalen.

wenn das Vorhandensein eines durch die kreisförmige Schale gebildeten Freiraumes erwünscht ist (z. B. in bestimmten Fabrikräumen, Lagerschuppen, Scheunen, Versammlungs- und Konzertsälen, Kinotheatern, Garagen, Flugzeugschuppen usw.); desgleichen wenn aus betrieblichen oder feuerpolizeilichen Gründen eine glatte Dachoberfläche im Inneren des Gebäudes (ohne vorspringende Konstruktionsteile) erforderlich ist;

Gerüste verwendet wurden, erforderte die Ausführung jeder Halle nur etwa 500 Lohntage und erwies sich um 40—50% billiger als die Eisenbeton- bzw. Eisenüberdachung; gegenüber den leichtesten konkurrierenden Holzkonstruktionen erbrachte sie noch eine Baukostensparnis von 5—6%.

Dem Bau gingen zahlreiche Belastungsversuche an Modell-

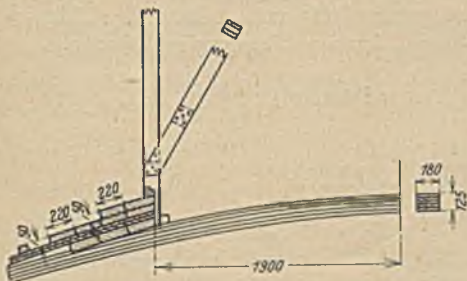


Abb. 7. Konstruktion der Schalenrandverstärkungen am Oberlicht.

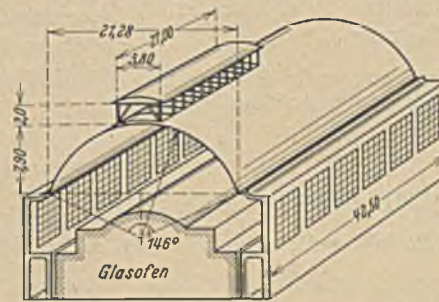


Abb. 10. Schema der Gasofenhalle einer Glasfabrik b. Nishnij Nowgorod.



Abb. 11. Schema der für den Schalenbau verwendeten Gerüste.

wenn die Aufnahme des Horizontalschubes infolge ungünstiger Bodenverhältnisse oder schwacher Längswandkonstruktion unmöglich ist, oder wenn aus betrieblichen Gründen die Errichtung der Längswände bzw. der an ihrer Stelle tretenden Dachstützen entfällt (z. B. bei den Schutzdächern für Verladerampen, Schutzverschlängen für landwirtschaftliche Maschinen usw.);

wenn keine intensive natürliche Beleuchtung des Gebäudeinneren erforderlich ist (in den Lichtspieltheatern, Lagerschuppen usw.), so daß man auf die Anordnung eines Oberlichtes verzichten und sich nur auf die Anbringung der Fenster in den Giebel- und Längswänden beschränken kann.

schalen vor. Es wurden zwei Schalenmodelle im Maßstabe 1 : 5 angefertigt: ein Modell ohne Oberlicht ( $b = 4,15 \text{ m}$ ,  $l = 7,5 \text{ m}$ ) und ein Modell mit Oberlicht ( $b = 4,20 \text{ m}$ ,  $l = 8,50 \text{ m}$ ). Die Belastungsversuche sowie die Beobachtungen während der endgültigen Bauausführung erwiesen folgende Eigenschaften der Konstruktion:

1. Die Holzschalen sind in hohem Grade elastisch, was einerseits durch die Geringfügigkeit bleibender Deformationen,

<sup>3</sup> Die Überdachung der gewölbten Glasöfen muß in einer bestimmten gleichbleibenden Mindestentfernung von dem Ofengewölbe verlaufen und darf keinerlei vorspringende Konstruktionsteile aufweisen.

andererseits durch die Beständigkeit der Proportionalität zwischen der Belastung und den Deformationen bestätigt wird.

2. Die Konstruktion ist verhältnismäßig biegungsfest; die größte Durchbiegung im Schalenscheitel bei normaler projektmäßiger Belastung betrug sowohl bei Modellversuchen, als auch auf der Baustelle 0,0008—0,001 l. Selbst bei 3facher Vollbelastung blieb die Durchbiegung im Rahmen des zulässigen (0,0025) <sup>4</sup>.

2. Die unbefriedigende Belichtung im Inneren (selbst bei der Anordnung des Oberlichtes wird die Belichtung durch die ohne Unterbrechung durchgeführten Versteifungsbögen nicht unwesentlich beeinträchtigt).

3. Die Notwendigkeit besonderer in jedem einzelnen Fall eigens herzustellenden schweren Bangerüste.

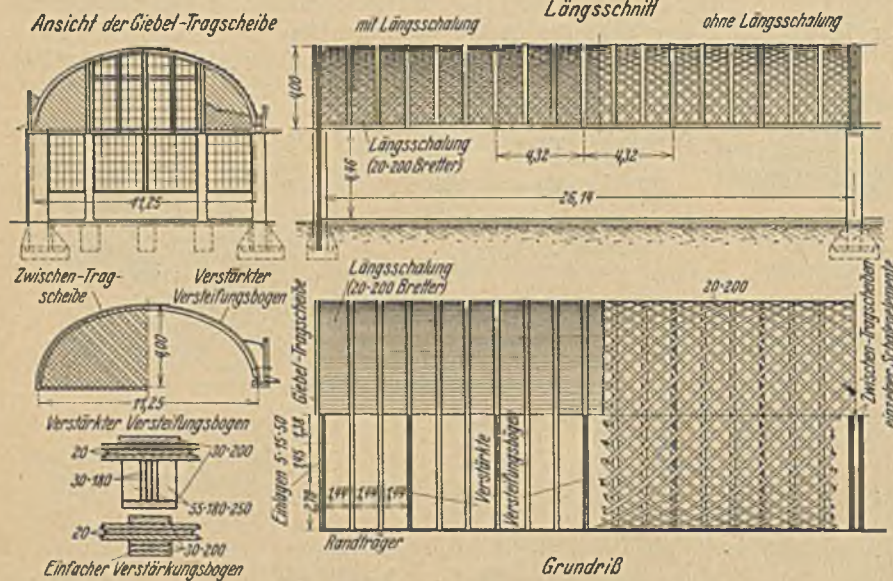


Abb. 12. Hölzerne Schalendächer von Ing. K. Fink.

Die beiden ersten Einwände haben nur eine beschränkte Gültigkeit, da die Anwendung der Schalendächer von vornherein nur für bestimmte, bereits erwähnte Gebäudetypen vorgesehen war, deren Eigenart sowohl den großen Freiraum unterhalb des Daches, als auch eine schwächere Belichtung im Gebäudeinneren zuließ. Die Bedeutung des dritten Einwandes kann ebenfalls wesentlich eingeschränkt werden, was u. a. ein, von Ing. K. Fink unabhängig von dem Moskauer Bauforschungsinstitut vorgeschlagenes Bauverfahren beweist. Dieses Bauverfahren besteht darin, daß die Schalen der Länge nach in einzelne Elemente aufgeteilt werden, die auf dem Bauhof unter Benutzung ein und desselben Gerüstes vollständig fertiggestellt, dann mit Hilfe von Winden zur Montagestelle gerollt, hochgezogen und auf die inzwischen bereitgestellten Stützen aufgesetzt werden. Nach einem Bericht von Fink <sup>5</sup> wurden auf diese Weise für einen Flughafen 12 Einzelschalen fertiggestellt, deren Abmessungen und Konstruktion aus der Abb. 12 hervorgehen. Bei einem Gewicht von nur 12 t je Schale ging die Montage unter Zuhilfenahme von

3. Die Konstruktion ist außerordentlich widerstandsfähig; der Einsturz der Modelle erfolgte erst bei 5—6facher Vollbelastung, so daß der Sicherheitskoeffizient der Konstruktion mit etwa 5,5 angenommen werden kann. Die Höhe des Sicherheitskoeffizienten ist z. T. auf die hohe Reibung zwischen den einzelnen Konstruktionselementen zurückzuführen.

4. Der Horizontalschub der Schale ist verhältnismäßig gering und erreicht bei normaler Belastung etwa 100 kg jem der Randlänge; auch die Durchbiegung des Randgurtes ist selbst bei voller projektmäßiger Belastung unbedeutend und beträgt etwa 0,0005 l.

Diesen Vorteilen an den Schalenkonstruktionen werden folgende Nachteile gegenübergestellt:

1. Die Beschränkung der Holzschalenanwendung auf verhältnismäßig kurze Gebäude mit kreisförmigen bzw. annähernd kreisförmigem Dach und großem Freiraum.

<sup>4</sup> Zur Vermeidung bleibender Deformationen wurde die Scheitelhöhe der Schalen bei dem Bau um 0,005 l (doppelte projektmäßig zulässige Durchbiegung) überhöht.

vier an den Schalendenen eingesetzten Winden verhältnismäßig leicht vor sich; die Gesamtkosten waren um 55% niedriger, als die Baukosten der bislang billigsten Holzdächer nach der in Rußland gebräuchlichen Bauweise von Schuchow-Brod (leichtes hölzernes Tonnengewölbe mit eisernen Zugstangen).

Mit Berücksichtigung des von Fink vorgeschlagenen Montageverfahrens dürfte das hölzerne Schalengewölbe in bestimmten vorstehend angegebenen Anwendungsfällen (zumindestens in den russischen Verhältnissen) jeder anderen Dachart überlegen sein. Die neuesten experimentellen Untersuchungen des Moskauer Bauforschungsinstitutes, haben überdies gezeigt, daß eine weitere statische und konstruktive Vervollkommnung der hölzernen Schalendächer durch die Berücksichtigung der bislang vernachlässigten Biegungsbeanspruchungen (insbesondere eine Verbesserung der Versteifungskonstruktion) möglich ist; die Arbeiten in dieser Richtung sind gegenwärtig noch nicht abgeschlossen und sollen zu einem späteren Zeitpunkt besprochen werden.

<sup>5</sup> Vgl. „Stroitel'naja Promyslennostj“ (1933), H. 1.

## DIE ADOLF-HITLER-BRÜCKE ÜBER DIE MOSEL BEI KOBLENZ.

Bericht erstattet von Dr.-Ing. Alfred Mehmel, Berlin <sup>1</sup>.

Die in den Jahren 1932—34 erbaute Brücke ist das Ergebnis dreier Wettbewerbe, die in den Jahren 1927—1931 von der Stadt Koblenz ausgeschrieben wurden. Der Ausführung liegt der Entwurf der Firma Philipp Holzmann zugrunde. Die Arbeiten wurden den zu einer Arbeitsgemeinschaft zusammengeschlossenen Firmen Philipp Holzmann, Heinrich Butzer, Dyckerhoff u. Widmann, Grün u. Billfinger übertragen, „um die bei den jahrelangen Entwurfsarbeiten gesammelten Kennt-

nisse und die jahrzehntelangen Erfahrungen im Gewölbebrückenbau der Firmen bei diesem außergewöhnlichen Bauwerk nutzbar machen zu können“.

Aus Abb. 1 u. 2 geht die Ansicht der Brücke von Oberstrom hervor. Abb. 3 zeigt Längsschnitt und Draufsicht. Das Bauwerk gliedert sich in die Strombrücke und die beiderseitigen Anrampungen.

Die Anrampungen bestehen auf der Koblenzer Seite aus einem Erddamm, auf dem Lützeler Ufer aus einer Rahmenbrücke, die durch Fugen in einzelne dreifeldrige Rahmen unterteilt ist. Diese geben ihr Kräfte entweder unmittelbar oder mittelbar über zweifeldrige Querrahmen auf die Stützen ab.

Die Fundamente der Rampebrücke mußten bis auf den festen Fels heruntergeführt werden, da die darüberliegenden, aus lehmigem Kies bestehenden Erdschichten zur Aufnahme von Kräften

<sup>1</sup> Nach der Festschrift „Adolf-Hitler-Brücke Koblenz“, die einen erweiterten Sonderdruck aus der „Bautechnik“, Fachzeitschrift für das gesamte Bauingenieurwesen, Jahrg. 1934, Berlin, Wilh. Ernst & Sohn, darstellt. Die Festschrift ist verfaßt von den Herren Dischinger, Gehler und Wolmann im Auftrag der „Arbeitsgemeinschaft Moselbrücke“ (Phil. Holzmann, Heinr. Butzer, Dyckerhoff u. Widmann, Grün und Billfinger). Die Abb. 2, 3, 4, 5, 6, 8, 9, 10 u. 11 sind aus der gleichen Festschrift entnommen.



Abb. 1. Ansicht von Oberstrom.

ungeeignet sind. Der Fels lag überwiegend ziemlich tief, so daß die meisten Rahmenstützen auf Pfählen fundiert wurden. Zur Verwendung kamen bewehrte Franki-Pfähle von 60 cm geringstem Durchmesser bei 100 t Tragkraft; die zulässige Bodenpressung des Felsens wurde zu 15 kg/cm<sup>2</sup> angenommen (Abb. 4).

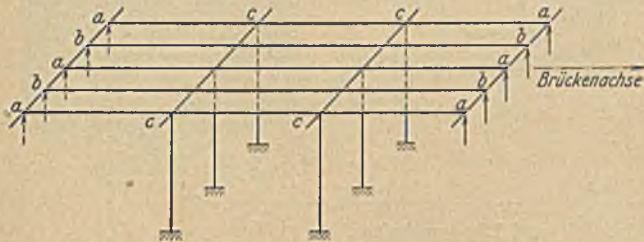


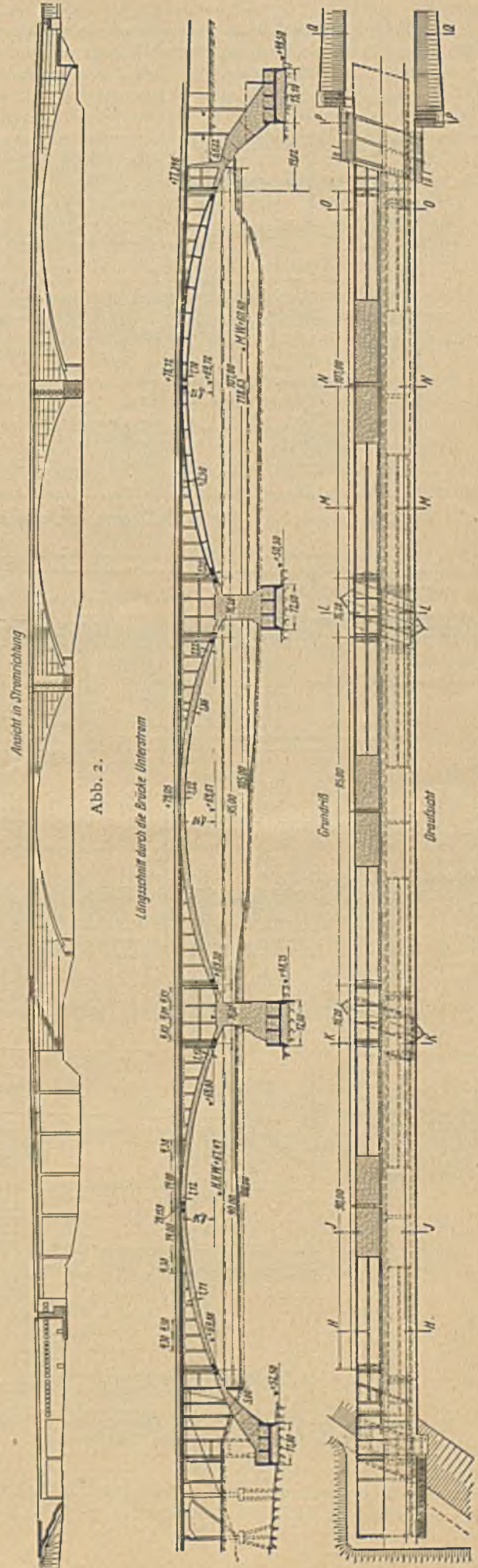
Abb. 4. Stat. System der Rahmenbrücke.

Zusammenstellung 1.

	Vollendungs-jahr	Lichtweite w m	Stützweite l m	Pfeilhöhe f m	Pfeilverhältnis l f m	Krümmungshalbmesser	Kühnheitszahl
1. Neckarbrücke Heilbronn . . .	1932	107,2	112,8	13,7	8,2	116	928
2. Oise-Brücke bei Conflans . . .	1929	126,0	—	16,6	7,6	120	960
3. Elorn-Brücke bei Plougastel .	1929	180,0	—	33,6	5,4	120	960
4. Tranebergsund-Brücke Stockholm . . .	1932	—	181	26,2	6,9	156	1248
5. Moselbrücke Koblenz (drei versch. Bogen)	1933	100	90	8,36	10,77	121	968
		105,63	95	8,40	11,30	134	1073
		118,66	107	8,12	13,18	176	1410

In Zusammenstellung 1 sind die charakteristischen Daten einiger Massivbogenbrücken zusammengestellt, deren Kühnheitszahl mehr als 800, bzw. deren Scheitelkrümmungshalbmesser mehr als 100 m beträgt. (D i s c h i n g e r schlägt an Stelle der Spangenberg'schen Kühnheitszahl  $\frac{l^2}{R}$  den Scheitelkrümmungshalbmesser der einbeschriebenen Parabel  $R = \frac{l^2}{8f}$  als Maß für die Kühnheit eines Bogens vor.) Die drei Bögen der Strombrücke sind als Dreigelenkbögen ausgeführt. Die statische Bestimmtheit wurde deshalb gewählt, weil die Nebenspannungen aus Schwinden, Temperaturänderungen usw. infolge der großen Flachheit bei der Ausführung als Zweigelenk- oder eingespannter Bogen hätten verhängnisvoll werden können. Durch Auskragen der Gelenke wurde eine ähnliche Verminderung der Feldmomente aus Verkehrslast erreicht wie bei statisch unbestimmter Ausbildung, ohne deren Nachteile hinsichtlich der Nebenspannungen zu haben. D i s c h i n g e r ist der Ansicht, daß bei flachen Brücken der Dreigelenkbogen allen anderen Bogensystemen überlegen ist.

Der Holzmansche Entwurf sah ursprünglich für die drei Bögen kastenförmige Hohlquerschnitte vor. Nachdem jedoch die Gutachterkommission eine Verstärkung der Rippen in der rechten Hauptöffnung gefordert hatte, mußte auch das Eigengewicht der Mittelöffnung zum Ausgleich des Horizontalschubes erhöht werden. Auf diese Weise kam man für die linke Seiten- und die Mittelöff-



Ansicht in Stromrichtung

Abb. 2.

Longitudinalschnitt durch die Brücke Unterstrom

Abb. 3.

nung zum Vollquerschnitt, der in zwei nebeneinanderliegende Lamellen aufgeteilt wurde, und behielt den Kastenquerschnitt nur für die rechte Seitenöffnung bei. Wie aus Zusammenstellung 2

Ermittlung der Spannungen wurde auch der Einfluß der Deformation des Systems mit Hilfe eines einfachen Iterationsverfahrens berücksichtigt.

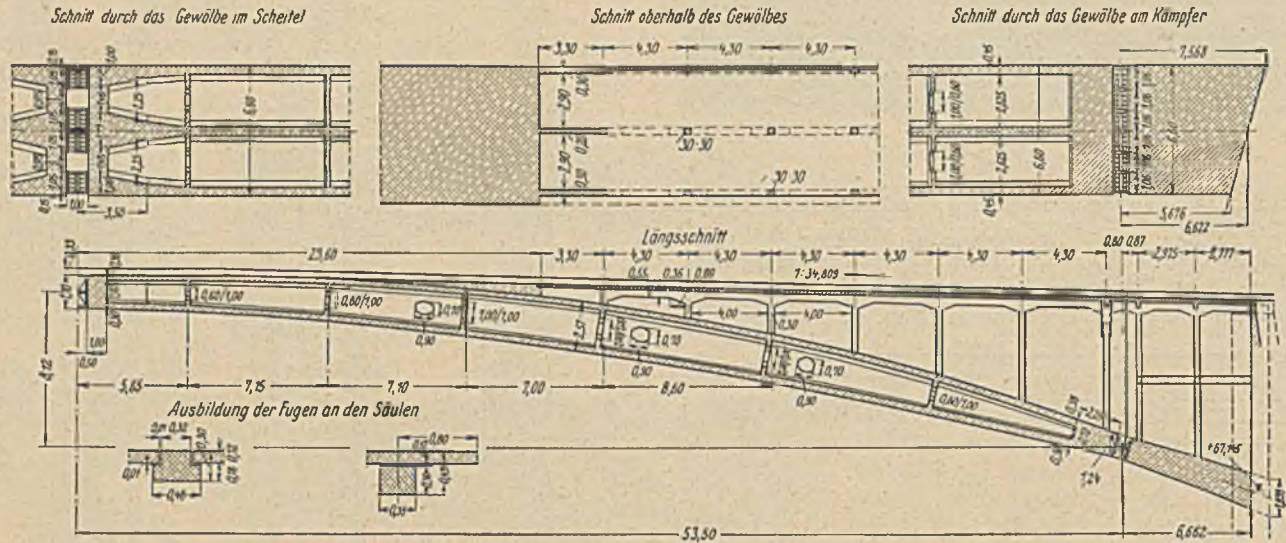


Abb. 5. Hohlbogen der rechten Öffnung, Horizontal- und Längsschnitte.

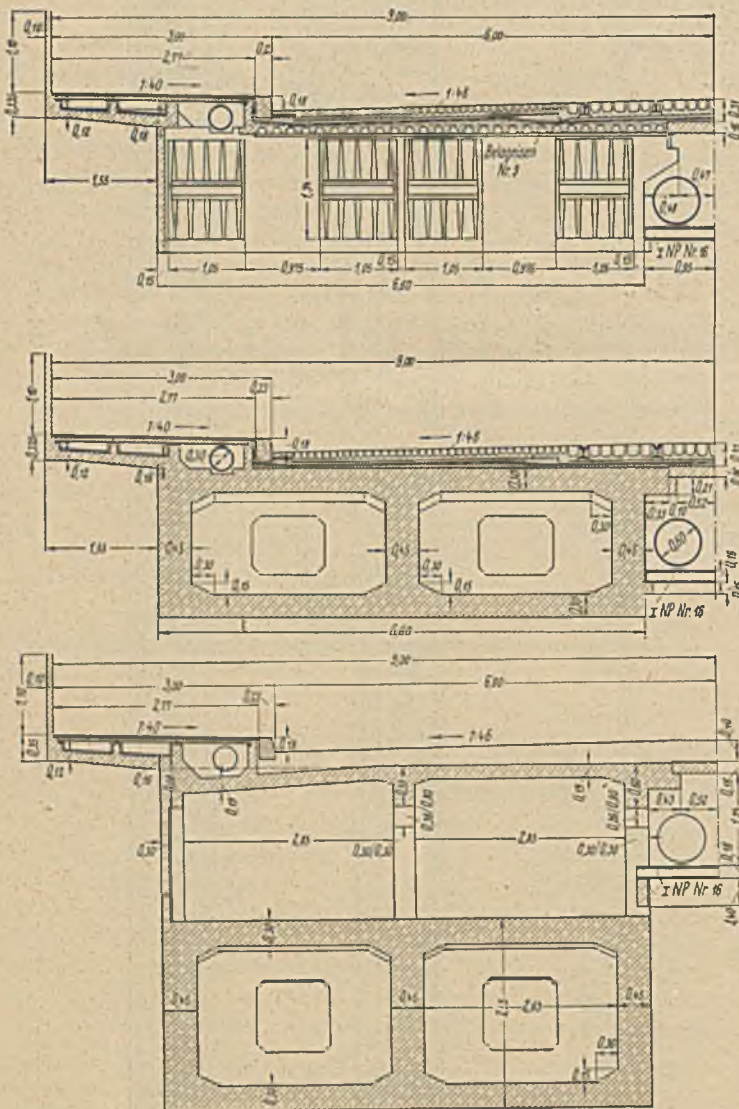


Abb. 6. Hohlbogen der rechten Öffnung, Querschnitte im Scheitel, in der Nähe des Scheitels und im Viertelpunkt.

hervorgeht, ist ein weitgehender Ausgleich der Schübe erreicht, insbesondere für den wichtigen Belastungsfall  $g + p/2$ . Bei der

Zusammenstellung 2.

	Rechte Öffnung m	Mittelöffnung m	Linke Öffnung m
Lichte Öffnung . . . . .	$w = 118,66$	105,00	100,00
Gelenkspannweite . . . . .	$l = 107,00$	95,00	90,00
Pfeilverhältnis . . . . .	$1/f = 13,18$	11,30	10,77
Kühnheitszahl . . . . .	$l^2/f = 1410$	1073	968
Krümmungshalbmesser im Scheitel . . . . .	$176,3$	134	121
	$t$	$t$	$t$
$H_k$ . . . . .	9 380	9 600	8160
$H_p$ . . . . .	1 855	1 410	1272
$H_k + p/2$ . . . . .	10 307	10 305	8796
$H_k + p$ . . . . .	11 235	11 010	9432

Die konstruktive Durchbildung des Hohlbogens geht aus den Abb. 5 u. 6 hervor. Er wird gebildet aus drei senkrechten 45 cm starken Rippen, deren Höhe von 2,57 m im Viertelpunkt nach dem Kämpfer und dem Scheitel zu abnimmt. Die drei Rippen sind durch eine obere und untere Platte von 30 cm Stärke miteinander verbunden und durch kräftige Querrippen in Abständen von etwa 8 m ausgesteift. Um das Innere des Bogens zugänglich zu halten, sind in den Querrippen sowie in den mittleren und inneren Längsrippen Mannlöcher angeordnet. Diese dienen auch zur Entfernung der Schalung. Die Zusammenstellung 3 zeigt, daß der

Zusammenstellung 3.

	Betonquerschnitt $F_b$	$F_c$ in $cm^2$	$F_c$ in % von $F_b$
Achtelpunkt nach dem Scheitel zu .	6,310	700	1,10
Viertelpunkt . . . . .	6,800	650	0,95
Achtelpunkt nach dem Kämpfer zu .	6,940	500	0,72

Betonquerschnitt von den Kämpfern nach dem Scheitel ab-, der Eisenquerschnitt dagegen zunimmt. Die in der Nähe des Scheitels liegenden Querschnitte sind auf diese Weise verhältnismäßig leicht gehalten, und zwar deshalb, weil, wie aus der Einflußlinie des Horizontalschubes leicht ersichtlich, der Einfluß gleicher Lasten auf den Schub vom Kämpfer zum Scheitel zunimmt. Am Scheitel ist ein 1 m langes massives Bogenende als Auflagerbank vorgesehen. Die



Rippen verstärken sich (vgl. Abb. 5) nach dem Scheitel zu auf 1 m bzw. 1,77 m Breite und übertragen ihre Kräfte dort auf vier Gelenke, von denen zwei in Achse der Mittel- und je eine in Achse der Außenrippen liegen. Am Kämpfer ist der Bogen in Rücksicht auf das Lichtraumprofil stärker eingeschnürt und deshalb, nämlich um den erforderlichen Querschnitt zu erhalten, auf eine Länge von 2,25 m massiv ausgebildet; dadurch war es möglich, die Gelenke gleichmäßig verteilt über dem Kämpferquerschnitt anzuordnen. Gewählt wurden sechs Gelenke. Sie sind als Wälzgelenke (Linienkipplager) mit einer zulässigen Beanspruchung von 1800 kg/cm<sup>2</sup> ausgeführt.



Abb. 7. Untersicht des rechten Bogens.

Die größte Betondruckspannung betrug in allen Querschnitten 90 kg/cm<sup>2</sup>; es wurde mithin die nach den Bestimmungen höchstzulässige Spannung ausgenutzt. Eine Erhöhung der Spannung war daher nicht möglich, obwohl der Wert  $\frac{W_{B=8}}{3} = 159 \text{ kg/cm}^2$  um 76% über  $\sigma_{b \text{ zul}} = 90 \text{ kg/cm}^2$  lag (vgl. Zusammenstellung 4). Dabei ist zu beachten, daß als Zuschlagmaterial nur Flußsand und Kies, aber kein Hartsteinsplitt verwendet wurde. Eine Anpassung der Bestimmungen an die hohen Festigkeiten der modernen hochwertigen Betone ist daher schon häufig gefordert worden und als wünschenswert zu bezeichnen.

Da die Brückenfahrbahn auf zwei voneinander getrennten Bögen aufgesetzt ist, mußte Vorsorge getroffen werden, daß Verschiedenheiten in den Durchbiegungen der Bögen — z. B. durch einseitige Verkehrslast — von der Fahrbahn ohne zusätzliche Spannungen mitgemacht werden konnten. Die Aufgabe wurde so gelöst, daß die Fahrbahn in zwei voneinander unabhängigen Teilen ausgeführt und die so entstehende Fuge durch eine frei aufliegende Platte von 16 cm Stärke überbrückt wurde. Die Isolierung besteht aus zwei Lagen geklebter Pappe mit einer Bleifoliceinlage und ist auf einem Magerbeton zur Erzielung des Gefälles aufgebracht; als Schutzschicht dient eine 5 cm starke, mit Drahteinlage versehene Betonplatte. Als Straßendecke ist 10 cm starkes Kleinpflaster auf 8 cm Sand gewählt.

Es ist selbstverständlich, daß bei den ungeheuren Widerlagerkräften (der Schub des rechten und mittleren Bogens hat einen Wert von 1000 t je m Gewölbbreite) genaue Bodenuntersuchungen als Grundlage für die Berechnung und Konstruktion der Widerlager angestellt wurden. Es wurde überall gesunder Fels vorgefunden, dessen Festigkeit vom rechten zum linken Moselufer zunahm, während gleichzeitig die Schichtung ungünstiger wurde, da infolge einer Verwerfung die Schichten auf dem linken Ufer beinahe senkrecht laufen. Widerlager und Zwischenpfeiler wurden mittels Druckluft und Sendkästen gegründet. Das ungünstigste Verhältnis  $\frac{\text{Horizontalkraft}}{\text{Vertikalkraft}} = \text{tg } \alpha$  ergab sich beim rechten Widerlager bei HHW zu 0,50 und das günstigste zu 0,37; bei dem linken Widerlager betragen die entsprechenden Werte 0,653 und 0,447. Diese Werte sind zwar als recht hoch zu bezeichnen, erscheinen jedoch in Anbetracht des ausgezeichneten Baugrundes unbedenklich, sofern auf eine gute Verzahnung der Fundamente in den Fels große Sorgfalt verwendet wird. Ferner sind die Fundamente genau daraufhin untersucht, daß auf der ganzen Breite nur Druck-

Zusammenstellung 4.

Nr.	Betonart	Verhältnis in % von Sand und Kies		Nach den Versuchen erfordert 1 m <sup>3</sup> fertiger Beton					Raumgewicht des fertigen Betons	Ausbeute	Wasser in Gewichts-%	Wasserzementfaktor	Festigkeit nach 28 Tagen			
		0 bis 7 mm	7 bis 32 mm	Zement kg	Sand 0 bis 7 mm m <sup>3</sup>	Kies 7 bis 32 mm m <sup>3</sup>	Wasser kg									
Versuchsreihe I für den Beton der Massivbögen u. mittl. Bögen	1.	erdfeucht	50%	50%	300	0,240	1040	0,620	989	0,620	115,3	2,405	0,676	4,95	0,385	445,8
	2.	erdfeucht	40%	60%	295	0,236	828	0,492	1182	0,737	104,0	2,360	0,686	4,53	0,354	389,2
	3.	erdfeucht	ungetrennt		303	0,242	ungetrennt		2015	1,080	122,3	2,400	0,756	5,21	0,403	439,2
	4.	plastisch	50%	50%	304	0,243	1042	0,628	1018	0,628	181,5	2,420	0,667	7,66	0,506	345,8
Versuchsreihe II für den Beton der Hochgewölbe d. rechten Bögen	5.	plastisch	50%	50%	348	0,279	991	0,593	955	0,593	184,5	2,405	0,682	8,02	0,530	405,8
	6.	plastisch	40%	60%	351	0,282	882	0,482	1157	0,723	181,3	2,435	0,673	7,78	0,513	476,7

Die konstruktive Ausbildung der Massivbögen geht zur Genüge aus Abb. 8 hervor. Für ihre Dimensionierung sind nicht die Spannungen, sondern die Rücksicht auf die Knicksicherheit maßgebend gewesen. Infolgedessen erreichen die Spannungen nicht die zulässige Grenze von 90 kg/cm<sup>2</sup>, sondern bleiben unter 70 kg/cm<sup>2</sup>. Daß der Hohlquerschnitt dem Vollquerschnitt hin sichtlich der Stabilität so überlegen ist, hängt unmittelbar mit seinem größeren Trägheitsradius zusammen.

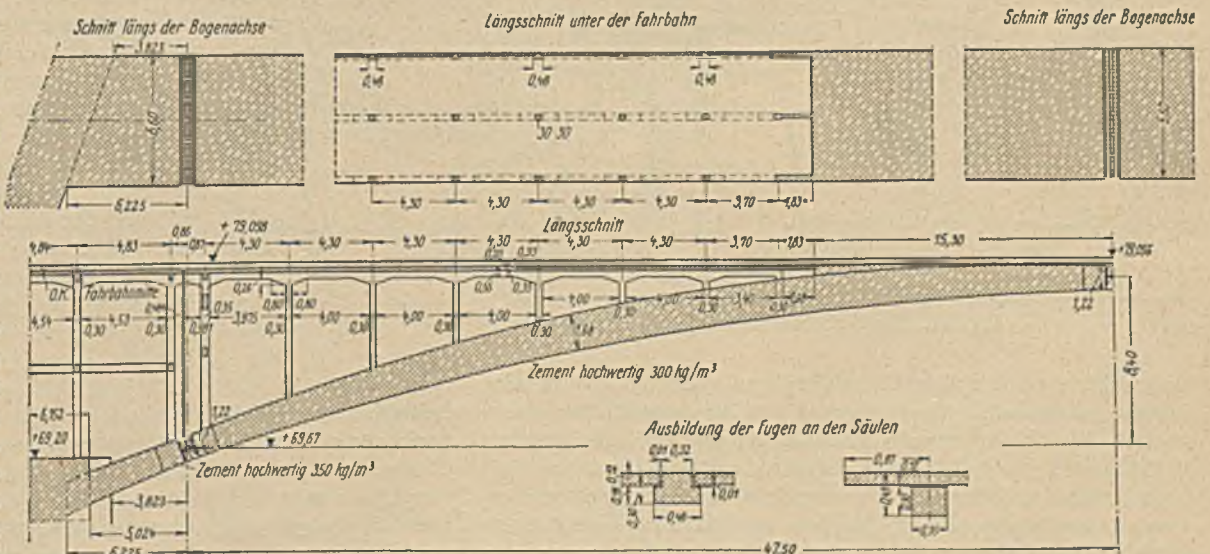


Abb. 8. Längen- und Horizontalabschnitte des mittleren Massivbogens.



für den rechten Bogen zu	35,5 cm
„ „ mittleren Bogen zu	24,0 cm
„ „ linken Bogen zu	25,0 cm

rechnerisch ermittelt und der Ausführung zugrunde gelegt. Im Februar 1934, also über ein halbes Jahr nach der Ausrüstung, waren die Scheitel gegenüber ihrer Sollkote noch überhöht,

der rechte Bogen um	10,0 cm
„ mittlere Bogen um	5,0 cm
„ linke Bogen um	8,0 cm,

so daß für eine im Lauf der Jahre noch zu erwartende plastische Deformation der Bögen Reserven vorhanden sind.

Die Senkungsfläche eines Dreigelenkbogens ist dreieckförmig, da sich jeder Bogenpunkt proportional seiner Entfernung vom Kämpfer senkt. Theoretisch ist also zu fordern, daß der Ausrüstungsvorgang entsprechend diesem linearen Gesetz erfolgt. Hierzu wäre erforderlich, daß jede Spindel gleichzeitig bedient würde und eine Absenkungsgeschwindigkeit proportional ihrer Entfernung vom Kämpfer erhielte. Diese Forderung ist praktisch wohl kaum zu erfüllen, sondern man wird sich stets mit einer Annäherung begnügen müssen. Im vorliegenden Fall ging man so vor, daß die Senkungslinien der Bögen unter Berücksichtigung der durch die Entlastung des Holzes eintretenden elastischen Verlängerungen bestimmt und die so ermittelten Senkungen an jedem Punkt in 14 Unterabschnitte unterteilt wurden, so beispielsweise eine errechnete Scheitelsenkung  $\delta$  von 12,2 cm in 14 Abschnitte zu je 0,87 cm. Jeder Ausrüstungsabschnitt wurde nochmals in zwei bis drei Teile unterteilt. Innerhalb eines Abschnittes von  $\frac{\delta}{14}$  arbeitete die Ausrüstungsmannschaft jedes Bogens selbständig, durfte aber erst dann weiter ausrüsten, wenn die Oberleitung von allen Stellen die Meldung erhalten hatte, daß der betreffende Ausrüstungsabschnitt überall durchgeführt war. Auf diese Weise konnten keine großen zusätzlichen Ausrüstungsmomente entstehen.

Der Absenkungsvorgang wurde durch Feinmessungen überwacht, und zwar wurden gemessen die senkrechten und waagerechten Bewegungen der Bögen, die waagerechten Bewegungen sowie die Verdrehung der Pfeiler und Widerlager. Als besonders geeignet für derartige Messungen empfiehlt Dischinger die Zeiß-Feinmeßuhren. Auf Grund der gemessenen Verschiebungen wurde nach dem fünften Ausrüstungsabschnitt für den rechten Bogen ein Abschnitt überschlagen, da der Absenkungsvorgang dem der anderen Bögen vorangeht war.

Die Baustelleneinrichtung nebst den Materialienlagern geht aus Abb. 11 hervor. Der Schwerpunkt der Arbeiten lag auf dem linken Moselufer; daselbst wurde eine Kleinbahn von 1,5 km Länge gebaut, die die im Floßhafen an der Moselmündung umgeschlagenen Baustoffe an die Baustelle brachte. Es war nicht möglich, den Umschlag an einer der Baustelle nennenswert näheren Stelle vorzunehmen, da der Schiffsverkehr unter der Balduinbrücke nur schleppend vor sich ging und überdies nicht zu allen Zeiten möglich war. Auf der rechten Moselseite lagen die Verhältnisse günstiger, da Zement und Rundeisen ohne Umschlag und Kies und Sand mit der Hafensbahn an die Baustelle geschafft werden konnten.

Folgende Zahlenangaben dürften von Interesse sein und seien deshalb genannt: Verbrauch wurden

Kies und Sand . . . . .	33 000 m <sup>3</sup>
Rundeisen . . . . .	1 450 t
hochw. Portlandzement . . . . .	3 460 t
gew. Portlandzement . . . . .	2 570 t
Traßzement . . . . .	810 t
Holz . . . . .	4 600 m <sup>3</sup> .

Für den eigentlichen Brückenbau wurden geleistet	
Eisenbeton . . . . .	10 500 m <sup>3</sup>
Stampfbeton . . . . .	9 000 m <sup>3</sup>
Aushub unter Druckluft . . . . .	8 500 m <sup>3</sup> .

Die Gesamtkosten belaufen sich auf rd. 3 000 000 RM.

## STRÖMUNGSVORGÄNGE AN BREITKRONIGEN WEHRKÖRPERN UND AN EINLAUFBAUWERKEN.

Von Dr.-Ing. Chr. Keutner, Privat-Dozent a. d. Technischen Hochschule in Danzig.

(Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau der Technischen Hochschule Danzig).

(Schluß von Seite 371.)

### b) 2. Versuchsreihen: abgerundete Oberwasserkanten.

Ähnlich wie an der eckigen Oberwasserkante bei Wehrverhältnis  $A =$  Vergleichsform I wurden auch an den abgerundeten Kanten bei Form II ( $r = 0,10$  m,  $r/w = 0,2$ ) Geschwindigkeitsmessungen vorgenommen (Abb. 8). Bei der Messung in 1 unmittelbar in der Flucht der senkrechten Abfallwand gegen das Oberwasser wurde in Punkt a die kleinste auftretende waagerechte Geschwindigkeitskomponente, nämlich 0 m/sec, und in Punkt b die größte gemessen. Dieses Meßergebnis beweist, daß mit der Stau-

Lage der Messung 3 an Form I. In den unteren Wasserschichten ist die Geschwindigkeit an II wesentlich größer als in den gleichen Höhenlagen an Form I. Außerdem wurde je eine Geschwindigkeitsmessung bei den Formen III, IV, V und VI jeweils im Querschnitt des höchsten Wehrkronenpunktes (Ende der Abrundung) vorge-

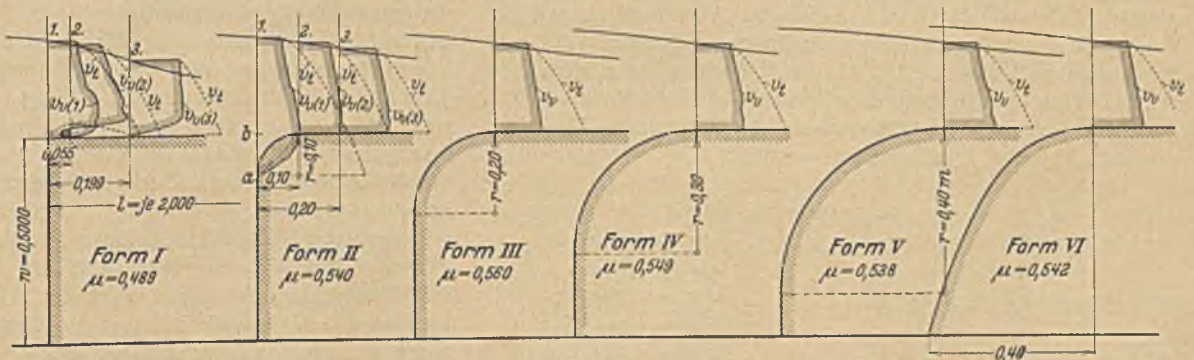


Abb. 8.

röhre in allen Höhenlagen tatsächlich jeweils nur die waagerechte Komponente der Geschwindigkeitsgröße bestimmt wurde. Die zweite Messung erfolgte 0,1 m stromab des Wehranfangs im Querschnitt des höchsten Punktes des Wehrkörpers (Ende der Abrundung). Auch in diesem Querschnitt konnte wie in 1 keine negative Geschwindigkeit beobachtet werden, d. h. es entsteht an dieser Abrundung keine Wasserwalze. Die Messung 3 entspricht in ihrer

nommen. Die Meßergebnisse entsprechen sich vollkommen, wenn man von kleineren Meßungenauigkeiten absieht. Bei den Geschwindigkeitsmessungen an den Formen II bis VI konnten keine Wasserwalzen beobachtet werden; die tatsächliche Geschwindigkeitsverteilung  $v_v$  stimmt in keinem der Fälle mit der theoretischen  $v_t$  überein. Diese Geschwindigkeitsverteilung kann mit der „Quergeschwindigkeitstheorie“ erklärt werden.

Abb. 1 zeigt außer der Energiebilanz eines Versuchsergebnisses des Wehrverhältnisses A auch die eines der Form VI (punktiert eingezeichnet), beide Versuche besitzen die gleiche unabgesenkte Überströmungshöhe  $h$ . Der Wasserspiegel senkt sich an der Form VI weniger stark ab als an I. Es entsprechen sich weder die Absenkung auf  $h_1$  noch auf  $h'$  an den beiden Formen. Bei einer gleichen Überströmungshöhe  $h$  führt VI wesentlich mehr Wasser ab als I, deshalb ist auch die zu dieser größeren Wassermenge  $Q$  gehörige Grenztiefe  $h_{gr(P)}$  größer als  $h_{gr(E)}$ . Etwas stromab des Querschnitts a ist bei dem abgebildeten Meßergebnis die Wassertiefe  $t$  über der Wehrkrone bereits angenähert der Grenztiefe  $h_{gr}$ . Bei großer Überströmungshöhe ist  $\max t \sim \min t \sim h_{gr}$ , d. h. das Wasser fließt über einen großen Teil der Wehrkrone mit der Wellengeschwindigkeit. Die Größe der Absturzhöhe am Ende des Wehrkörpers  $h_2$  ist im Verhältnis zur dazugehörigen Grenztiefe bei den beiden Formen angenähert gleich groß. Durch Abrunden der Oberwasserkante erreicht man eine Vergrößerung des Wasserabführungsvermögens, eine Erhöhung der Wassertiefe über der breiten Wehrkrone und eine relative Verminderung der Geschwindigkeit.

Der Druckhöhenverlust beträgt an dem abgebildeten Beispiel:

$$\Delta h_{(P)} \sim 3,4 \cdot v^2/2g \text{ gegenüber } \Delta h_{(E)} \sim 6,9 \cdot v^2/2g.$$

Die Wasserfäden sind an Form VI zwischen den Querschnitten a und b angenähert waagrecht gerichtet. Der Druckhöhenverlust  $\Delta h_{(P)}$  ist bereits im Querschnitt a in seiner ganzen Größe

Trägt man sich die Versuchsergebnisse der Formen I—VI bei gleichen unabgesenkten Überströmungshöhen  $h$  ( $h/w = 0,52$  und  $h/w = 0,14$ ) übereinander auf, so erkennt man deutlich die große Verschiedenheit der jeweiligen Wasserspiegellagen (Abb. 9). Bei größeren Überströmungshöhen wird die Absenkung am Wehranfang  $h_1$  mit größer werdendem Verhältnis  $r/w$  immer kleiner und die Wassertiefen über der breiten Wehrkrone immer größer. Das Wasserabführungsvermögen ist bei den verschiedenen Abrundungen verschieden groß und damit auch die der Wassermenge entsprechende Grenztiefe  $h_g$ . Im Querschnitt a ist die Wassertiefe  $t$  bei den Formen I und II kleiner als  $h_g$ , d. h. bei diesen Formen befindet sich das Wasser im schießenden Bewegungszustand. Bei den Formen III—VI ist in diesem Querschnitt die Tiefe  $t$  angenähert gleich  $h_g$ , d. h. das Wasser besitzt die Wellengeschwindigkeit. Für die Formen V und VI wurden bei gleicher Überströmungshöhe  $h$  jeweils gleiche Größen von  $Q$ ,  $h_1$ ,  $h'$  und  $h_2$  ermittelt. Beide Formen sind demnach gleichwertig. Bei der Konstruktion von Einlaufbauwerken kann der Unterschied im Materialaufwand von Form VI nach V erspart werden, um eine für die Strömungsvorgänge gleich günstige Ausbildung zu erhalten. Die Absturzhöhe  $h_2$  ist bei den Formen III—VI angenähert gleich groß und wesentlich größer als an Form I. Bei kleineren Überströmungshöhen ist die Lage und Größe der stehenden Wellen verschieden voneinander ohne aber eine Abhängigkeit von der Ausführung der Abrundung erkennen zu lassen.

Aus der Zusammenstellung der Abflußbeiwerte  $\mu$  in der Abbildung geht hervor, daß man bei einem größeren Überströmungsverhältnis  $h/w$  an Form III den größten Abflußbeiwert und

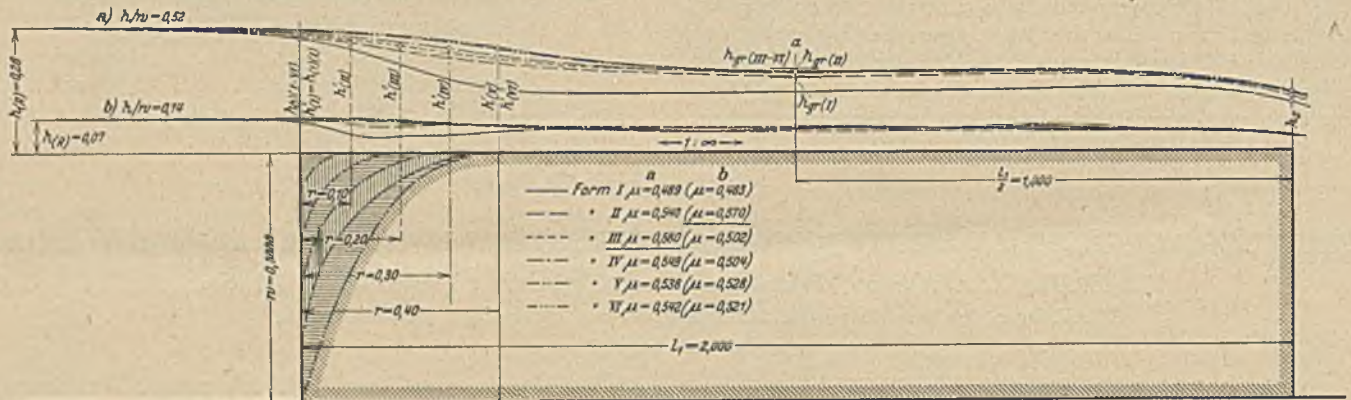


Abb. 9.

feststellbar. Von Querschnitt a nach b ist ein merklicher Druckhöhenverlust nicht mehr meßbar, der Druckhöhenverlust  $\Delta h_{(P)}$  entsteht demnach durch die Auf- und Abwärtsbewegung der Wasserteilchen an der abgerundeten Oberwasserkante. Auf diesen „Einlaufverlust“ wird im IV. Abschnitt noch näher eingegangen.

Die Wassertiefen über der glatten Wehrkrone bei einer Form VI der Oberwasserkante können aus Zusammenstellung V entnommen werden:

a	
$\max t/w = 0,55 h/w + 0,008$	gültig von $h/w < 0,086$
$\max t/w = 0,83 h/w - 0,016$	„ „ $h/w = 0,086$ bis $h/w = 0,264$
$\max t/w = 0,62 h/w + 0,039$	„ „ $h/w = 0,264$ bis $h/w = 0,342$
$\max t/w = 0,23 h/w + 0,174$	„ „ $h/w = 0,342$ bis $h/w = 0,385$
$\max t/w = 0,504 h/w + 0,0684$	„ „ $h/w > 0,385$
b	
$\min t/w = 0,71 h/w - 0,008$	gültig von $h/w < 0,158$
$\min t/w = 0,89 h/w - 0,037$	„ „ $h/w = 0,158$ bis $h/w = 0,23$
$\min t/w = 0,485 h/w + 0,056$	„ „ $h/w = 0,23$ bis $h/w = 0,40$
$\min t/w = 0,628 h/w$	„ „ $h/w > 0,40$

bei kleinerem  $h/w$  diesen an Form II erhält. Auch die übrigen Erfahrungen führen zu dem Schlusse, daß sich für jede Überströmungshöhe  $h$  eine günstigste Form der Abrundung ergibt, daß nicht ohne weiteres mit größer werdender Abrundung für alle Überströmungshöhen das Wasserabführungsvermögen zunimmt. Jede Überströmungshöhe besitzt ihre spezifische Abrundung, die durch Versuche festgestellt werden kann.

Es ist nun zu untersuchen, ob die Form des Abfalles der Unterwasserkante auf die Wasserspiegellage und das Wasserabführungsvermögen von Einfluß ist. An Form VI wurde ein parabelförmiger Absturz (Form VII) angebaut (Abb. 10). Bis Querschnitt a fällt die Wasserspiegeloberfläche an Form VI und VII zusammen, stromab dieses Querschnitts sind die Wassertiefen bei Form VII meist kleiner; das Wasser überschreitet etwas hier die Wellengeschwindigkeit. Auch die entsprechenden Abflußbeiwerte  $\mu$  zeigen Verschiedenheit voneinander. Bei kleinerer Überströmungshöhe  $h$  ist jedoch in der Größe von  $t$  und  $\mu$  kein nennenswerter Unterschied festzustellen. Durch Abrundung der Unterwasserkante wird das Wasserabführungsvermögen nur bei größeren Überströmungshöhen stark beeinflusst.

Zum Abschluß wurden zwei verschieden geformte Wehrkörper mit gleicher Grundrißfläche miteinander verglichen. Wehrverhältnis D wurde der Form VIII (Doppelparabel) gegenübergestellt

(Abb. 10). Es zeigen sich sowohl bei großer wie auch bei kleiner Überströmungshöhe sehr große Verschiedenheit in der Wasserspiegellage und im Abflußbeiwert  $\mu$ . Form VIII führt bei beiden Überströmungsverhältnissen weit mehr Wasser ab als Verhältnis D. Die große Abrundung der beiden Kanten beeinflusst die Abflußvorgänge im bedeutenden Maße.

gültig von  $h_E/w = 0,112$  bis  $h_E/w = 0,205$

$$Q = 1,609 \cdot b \cdot h_E^{3/2} \dots$$

gültig von  $h_E/w > 0,205$

Form V ...  $r/w = 0,8$  ...  $Q = (0,897 + 6,5 h/w) \cdot b \cdot h_E^{3/2}$

u. Form VI .. parabelförmig

gültig von  $h_E/w = 0,04$  bis  $h_E/w = 0,094$

$$Q = (1,390 + 1,23 h/w) \cdot b \cdot h_E^{3/2} \dots$$

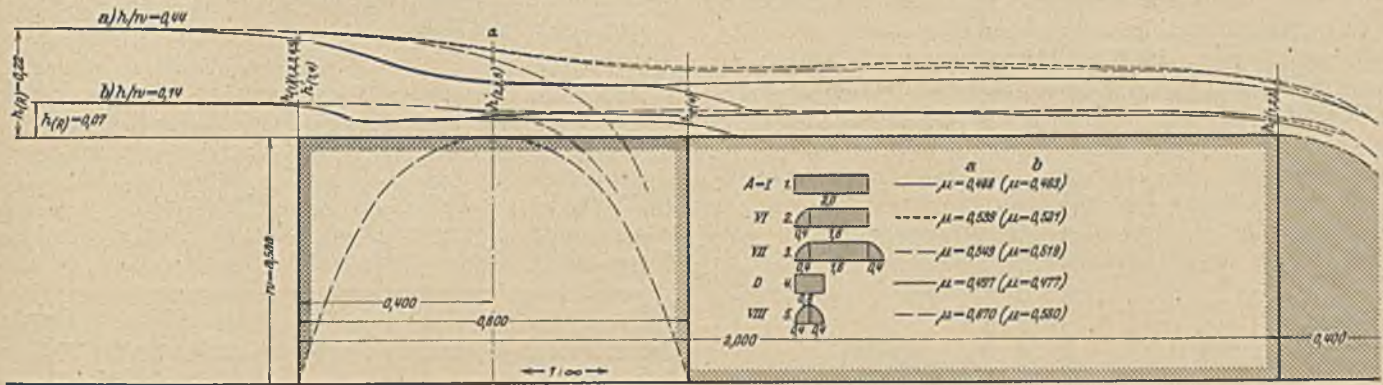


Abb. 10.

Ermittelt man sich nach der rechnerischen Bestimmung des Abflußbeiwertes  $\mu$  den A-Wert der Gl. (2), dann erhält man gute Näherungsgleichungen:

Zusammenstellung VI.

Abgerundete Oberwasserkante, glatte Wehrkronenoberfläche,  $l/w = 4,0$ .

Form II ...  $r/w = 0,2$  ...  $Q = (1,433 + 1,69 h/w) \cdot b \cdot h_E^{3/2} \dots$   
 gültig von  $h_E/w = 0,04$  bis  $h_E/w = 0,174$   
 $Q = (1,926 - 1,18 h/w) \cdot b \cdot h_E^{3/2} \dots$   
 gültig von  $h_E/w = 0,174$  bis  $h_E/w = 0,28$   
 $Q = 1,598 \cdot b \cdot h_E^{3/2} \dots$   
 gültig von  $h_E/w > 0,28$

gültig von  $h_E/w = 0,094$  bis  $h_E/w = 0,175$

$$Q = 1,604 \cdot b \cdot h_E^{3/2} \dots$$

gültig von  $h_E/w > 0,175$

Sonderform VII = Form VI mit anschließender Absturzparabel

$$Q = (0,974 + 5,08 h/w) \cdot b \cdot h_E^{3/2} \dots$$

gültig von  $h_E/w = 0,04$  bis  $h_E/w = 0,109$

$$Q = (1,472 + 0,512 h/w) \cdot b \cdot h_E^{3/2} \dots$$

gültig von  $h_E/w = 0,109$  bis  $h_E/w = 0,28$

$$Q = 1,615 \cdot b \cdot h_E^{3/2} \dots$$

gültig von  $h_E/w > 0,28$

Sonderform VIII Doppelparabel

$$Q = (1,249 + 3,62 h/w) \cdot b \cdot h_E^{3/2} \dots$$

gültig von  $h_E/w = 0,04$  bis  $h_E/w = 0,129$

$$Q = (1,649 + 0,5 h/w) \cdot b \cdot h_E^{3/2} \dots$$

gültig von  $h_E/w = 0,129$  bis  $h_E/w = 0,190$

$$Q = (1,532 + 1,12 h/w) \cdot b \cdot h_E^{3/2} \dots$$

gültig von  $h_E/w = 0,190$  bis  $h_E/w = 0,352$

$$Q = (1,707 + 0,62 h/w) \cdot b \cdot h_E^{3/2} \dots$$

gültig von  $h_E/w > 0,352$

Als gemeinsame Gleichung für Überschlagsrechnungen kann für Form II, IV, V, VI und VIII gesetzt werden:

$$(5) \quad Q = 1,606 \cdot b \cdot h_E^{3/2} \quad \text{gültig von } h_E/w > 0,22$$

Außerdem wurde die Größe der Überströmungshöhe über dem Wehranfang bestimmt. Aus Zusammenstellung VII erhält man:

Form II .....  $h_1/w = 0,92 h/w + 0,002$  gültig v.  $h/w > 0,04$

Form III .....  $h_1/w = 0,92 h/w + 0,009$  " " " " "

Form IV .....  $h_1/w = 0,945 h/w + 0,003$  " " " " "

Form V, VI u. VII  $h_1/w = 0,96 h/w + 0,005$  " " " " "

Die Größe der Überströmungshöhe über dem höchsten Punkt der Wehrkrone (Ende der Abrundung) und über der Unterwasserabfallkante geht aus Abb. 11 hervor.

Anhand dieser einzelnen Zusammenstellungen ist es möglich die Wasserspiegellage über einer breiten Wehrkrone in großen Umrissen bereits am Zeichentisch festzustellen.

Die zweite Auswertung der Versuchsergebnisse erfolgte wiederum nach Gl. (3):

$$h_E = \alpha \cdot h_{gr}$$

Die  $\alpha$ -Werte für die verschiedenen Formen sind aus Abb. 12 zu entnehmen. Da bei einer Abrundung der Oberwasserkante

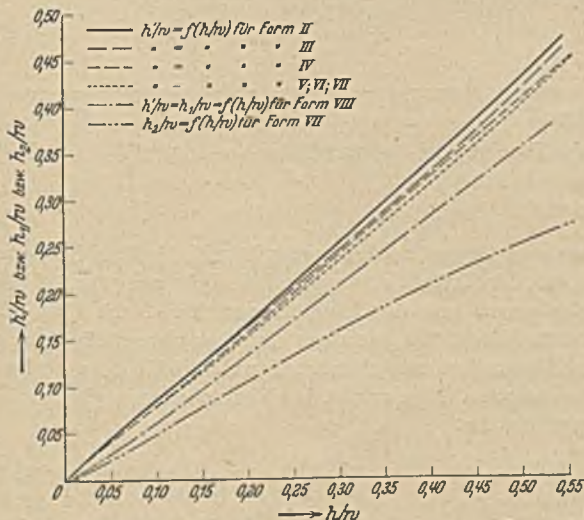


Abb. 11.

Form III ...  $r/w = 0,4$  ...  $Q = (0,905 + 4,15 h/w) \cdot b \cdot h_E^{3/2} \dots$

gültig von  $h_E/w = 0,04$  bis  $h_E/w = 0,14$

$$Q = (1,315 + 1,21 h/w) \cdot b \cdot h_E^{3/2} \dots$$

gültig von  $h_E/w = 0,14$  bis  $h_E/w = 0,255$

$$Q = 1,625 \cdot b \cdot h_E^{3/2} \dots$$

gültig von  $h_E/w > 0,25$

Form IV ...  $r/w = 0,6$  ...  $Q = (0,60 + 7,76 h/w) \cdot b \cdot h_E^{3/2} \dots$

gültig von  $h_E/w = 0,04$  bis  $h_E/w = 0,112$

$$Q = (1,291 + 1,550 h/w) \cdot b \cdot h_E^{3/2} \dots$$

stets nur eine Abflußart, die Wellenform, auftritt, wird der  $\alpha$ -Wert mit zunehmendem Verhältnis  $h_E/w$  bis 0,1 kleiner. Bis zu einem Überströmungsverhältnis  $h_E/w = 0,22$  sind die Werte der verschiedenen Formen stark voneinander verschieden. Für die Formen II, IV, V, VI und VII kann für Überschlagsrechnungen gesetzt werden:

(6)  $h_E = 1,575 \cdot h_{gr}$       gültig von  $h/w > 0,22$ .

Der von Jacoby ermittelte Wert  $\alpha = 1,62$  [s. I. Abschnitt Gl. (g)] dürfte demnach im allgemeinen zu groß sein. Aus der Abb. 12 geht hervor, daß für Überströmungsverhältnisse  $h_E/w < 0,275$  die Form II ( $r/w = 0,2$ ) und für solche von  $h_E/w > 0,275$  die Form III ( $r/w = 0,4$ ) das größte Wasserabführungsvermögen

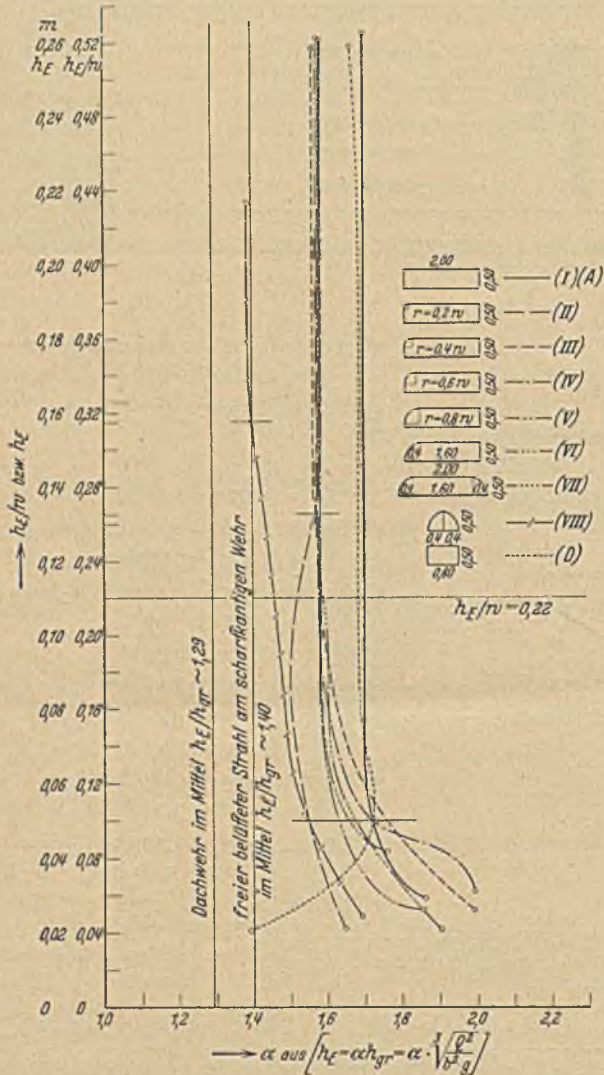


Abb. 12.

IV. Zusammenfassende Gegenüberstellung.

Um die Wirkung der Abrundung der Oberwasserkante und die der Rauigkeit der Wehrkronenoberfläche sinnfällig zu zeigen werden die Wassertiefen und das Wasserabführungsvermögen des Wehrverhältnisses A = Vergleichsform I mit jenen des Verhältnisses A<sub>R</sub> und der Form VI bei verschiedenen Überströmungsverhältnissen  $h_E/w$  verglichen. Oft spielt die Wassertiefe über breiten Wehrkronen als Floßgassen oder in Kanälen nach Einlaufbauwerken eine bedeutende Rolle.

I. Vergrößerung der Wassertiefen gegenüber denen bei Wehrverhältnis A.

	$h/w = 0,5$	$h/w = 0,25$
Wehrverhältnis A (eckig, glatt, $l/w = 4,0$ )	max t $\pm 0,0\%$ min t $\pm 0,0\%$	max t $\pm 0,0\%$ min t $\pm 0,0\%$
Wehrverhältnis A <sub>R</sub> (eckig, rau, $l/w = 4,0$ )	max t + 62,3% min t + 7,7%	max t + 68% min t + 20,5%
Wehrform VI (parabelförmige Abrundung glatt, $l/w = 4,0$ )	max t + 21% min t + 33,6%	min t + 49,7% min t + 57,4%

II. Vergrößerung oder Verkleinerung des Wasserabführungsvermögens gegenüber jenem an Wehrverhältnis A.

	$h_E/w = 0,5$	$h_E/w = 0,25$	$h_E/w = 0,125$
Wehrverhältnis A (eckig, glatt, $l/w = 4,0$ )	$\pm 0,0\%$	$\pm 0,0\%$	$\pm 0,0\%$
Wehrverhältnis A <sub>R</sub> (eckig, rau, $l/w = 4,0$ )	$\pm 0,0\%$	- 2,4%	- 6,4%
Wehrform VI (parabelförmige Ab- rundung, glatt, $l/w = 4,0$ )	+ 12,1%	+ 18,7%	+ 8,0%

Aus dieser Gegenüberstellung ergibt sich deutlich die Verschiedenartigkeit der Abflußvorgänge und die Folgerung für die Bauart der Wehrkronen und der Einlaufbauwerke. Noch eine andere interessante Erkenntnis kann aus der Gegenüberstellung der bei den drei Wehrarten entstehenden Druckhöhenverluste gewonnen werden. Man erhielt bei Versuchen mit gleicher Überströmungshöhe an:

Wehrverhältnis A . . . . .	$\Delta h_{(G)} = \Delta h_{(E)}$	$\sim 6,9 \cdot v^2/2g$
Wehrverhältnis A <sub>R</sub> . . . . .	$\Delta h_{(R)}$	$\sim 8,1 \cdot v^2/2g$
Wehrform VI . . . . .	$\Delta h_{(P)}$	$\sim 3,4 \cdot v^2/2g$

d. h. der Druckhöhenverlust, der durch die an der eckigen Oberwasserkante entstehende Wasserwalze hervorgerufen wird ist angenähert nur doppelt so groß wie der durch die Auf- und Abwärtsbewegung der Wasserteilen an einer gut abgerundeten Oberwasserkante verursachte. Die große Rauigkeit der Wehrkronenoberfläche ruft nur eine verhältnismäßig kleine Vergrößerung des Druckhöhenverlustes hervor.

besitzt (spezifische Form für eine bestimmte Überströmungshöhe). Die  $\alpha$ -Werte der Form D und des Verhältnisses VIII sind bereits ab  $h_E/w = 0,07$  sehr stark voneinander verschieden. Der Wert  $\alpha$  wird bei Form VIII mit zunehmendem Verhältnis  $h_E/w$  rasch kleiner, ohne allerdings die Größe des mittleren  $\alpha$ -Wertes eines Dachwehres zu erreichen. Daraus ist der Schluß zu ziehen, daß man für alle abgerundeten Wehrkronen nicht ohne weiteres den A-Wert der Gl. (e) oder den  $\alpha$ -Wert der Gl. (h) setzen darf, sondern die Ausbildung der Abrundung und die Neigung der An- und Abflächflächen zu berücksichtigen hat <sup>16</sup>.

<sup>16</sup> Siehe Fußnote 4 S. 80, in Abb. 1 bringt hier Jacoby die Zusammenstellung einiger Wehrformen.

## ENTWICKLUNG UND BESTREBUNGEN DES DEUTSCHEN BAGGERBAUES<sup>1</sup>.

Von Dr.-Ing. I. Kinkeldei, München.

Übersicht: Nach kurzem geschichtlichen Überblick der Entwicklung der Bagger werden die hauptsächlich konstruktiven Einzelheiten des heutigen Universalbaggers beschrieben, die seine erhöhte Betriebsicherheit ergeben sollen.

Bei den Baggern unterscheidet man die Eimerkettenbagger, die mit Eimern an einer endlosen Kette das Material fördern, und die Baggermaschinen, die im Wechselbetrieb arbeiten, wie z. B. die Löffelbagger, indem sie abwechselnd den Löffel heben und senken. Nur von dieser letzteren Gruppe der Bagger soll in den folgenden Zeilen die Rede sein.

Man sollte glauben, daß die Bagger eine Erfindung der Neuzeit seien, aber man findet bereits sehr früh Abbildungen von Baggermaschinen, die den heutigen Ausführungen sehr weit entsprechen. Eine der ältesten Abbildungen findet man auf einem Kupferstich aus dem Jahre 1565<sup>2</sup>. Es ist dort ein Eimerkettenbagger mit Handantrieb und Füllung der Eimer von Hand abgebildet, der im Festungsbau Verwendung fand. Im Jahre 1591 beschreibt Verantius einen Greifbagger, der zum Ausbaggern einer Hafensohle dienen sollte. Der Antrieb dieses Greifers erfolgte durch ein Tretrad<sup>3</sup>.

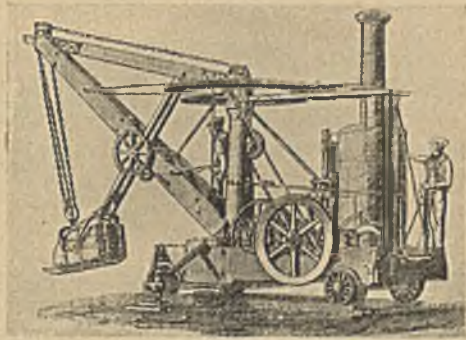


Abb. 1. Einer der ältesten Otis-Löffelbagger. Die Abbildung ist entnommen der Zeitschrift „Proceedings of Civil Engineers“ (1845) Band IV.

Der Löffelbagger in seiner heutigen Form ist allerdings noch nicht so alt wie die eben beschriebenen Ausführungen. Der Löffelbagger stammt von dem amerikanischen Ingenieur William Otis, der 1834 in Philadelphia einen solchen Löffelbagger baute und beim Bau der Baltimore- und Ohio-Eisenbahn verwenden ließ. Die Bagger wurden dann auch in England verwendet. Eine der ältesten Ausführungen des Otis-Löffelbaggers zeigt die Abb. 1. In Deutschland wurde der Bau solcher Löffelbagger erst 1904 aufgenommen<sup>4</sup>. Es entwickelte sich aber hier bald eine Baggerindustrie, die mit zu den leistungsfähigsten der Welt gehört.

Entsprechend ihrer Verwendung beim Bau von Eisenbahnlinien waren die ersten Löffelbagger auf Schienen fahrbar, da sie direkt auf Eisenbahngleisen an die Baustellen heranfahren. Sie verluden dabei das gegrabene Erdreich in Züge, die auf einem Parallelgleis standen. Es genügte daher zum Verladen eine Drehung des Auslegers nur um je etwa 90° nach beiden Seiten. Bei den ersten Ausführungen war daher nur der Ausleger um eine feststehende Säule drehbar (vgl. Abb. 1). Der im vollen Kreis drehbare Bagger wurde erst später gebaut. Hierbei ist das ganze Windwerk mit dem Ausleger auf dem sog. Oberwagen befestigt

<sup>1</sup> Für diesen Aufsatz sind dem Verfasser von den beiden Firmen Demag, Duisburg, und Menck & Hambrock, Altona, Unterlagen zur Verfügung gestellt worden. Ich spreche den beiden Firmen auch an dieser Stelle meinen Dank aus.

<sup>2</sup> Feldhaus, F. M.: Modernste Kriegswaffen, alte Erfindungen, Abel & Müller, Leipzig 1915, S. 136.

<sup>3</sup> Barnes: Excavating machinery, Ernest Benn Ltd. London, 1928.

<sup>4</sup> Rathjens: Erfahrungsergebnisse über Trockenbaggerbetriebe, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1922, S. 18.

und dreht sich mit diesem auf dem feststehenden Unterwagen im vollen Kreis. Der Vorschub des Löffels erfolgte bei den ersten Baggern mit Kettenantrieb, dann wandte man einen Preßzylinder an, und schließlich stellte man auf dem Ausleger zu diesem Zwecke eine eigene Vorschubmaschine auf. Hierdurch wurde die Grabkraft des Löffels bedeutend erhöht.

Wie die ersten amerikanischen Löffelbagger waren auch die ersten deutschen Bagger mit Rädern auf Schienen fahrbar, allerdings mit größerer Spurweite als die Eisenbahngleise. Die Schienen waren auf besonderen Schwellenrosten befestigt, die der Bagger selbst vor sich verlegen konnte. Heute ist zum Verfahren der Bagger nur mehr der Raupenbandantrieb üblich, denn diese Raupenbänder gestatten dem Bagger das Verfahren auf jedem Boden ohne Verwendung eines besonders zu verlegenden Gleises. Der Bagger ist auf diese Weise viel unabhängiger von seinem jeweiligen Standort geworden.

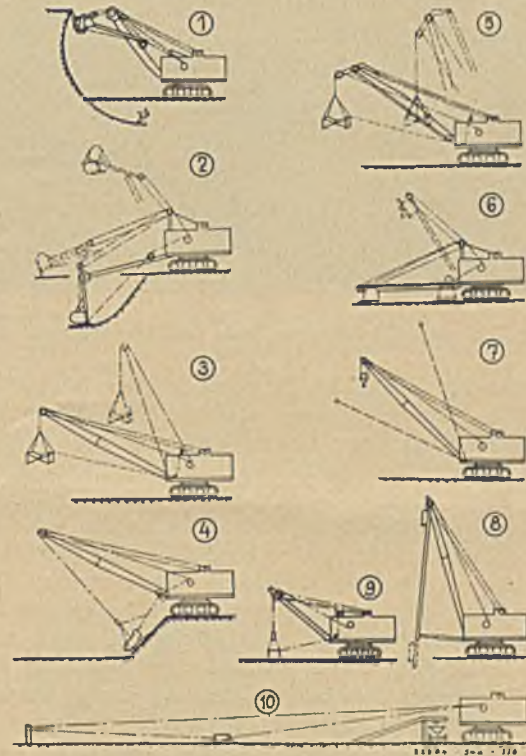


Abb. 2. Zehn verschiedene Baggereinrichtungen.  
1. Löffelhochbagger. — 2. Löffeltiefbagger. — 3. Greifbagger. —  
4. Schürfkübel- oder Eimerseilbagger. — 5. Greifbagger mit Wippausleger. — 6. Planierbagger. — 7. Kran. — 8. Raume. — 9. Stampfer. — 10. Schrapper.

Während man zuerst nur den Löffelbagger kannte, wurden in der Folgezeit noch der Greifbagger und der Schürfkübel- oder Eimerseilbagger konstruiert. Heute werden die Bagger als sog. Universalbagger gebaut, sie sich für die verschiedensten Zwecke verwenden lassen. Hierbei ist die Grundmaschine so konstruiert, daß sie sich ohne weiteres für alle Ausführungen verwenden läßt, nur das Arbeitsgerät und u. U. der Ausleger sind verschieden. Man spricht von verschiedenen Baggereinrichtungen, die nach Bestellung mitgeliefert werden. So ist es z. B. möglich, aus einem Löffelbagger einen Greifbagger zu machen, indem man Ausleger mit Löffel und Löffelstielen (die Löffelbaggereinrichtung) abbaut und dafür einen längeren Ausleger mit dem Greifer (die Greifbaggereinrichtung) einbaut. Der Universalbagger kann in zehn verschiedenen Ausführungen geliefert werden. Diese zehn Ausführungen sind in der Abb. 2 wiedergegeben; man erkennt aus diesen schematischen Darstellungen auch die Arbeitsweise der einzelnen Baggereinrichtungen. Der Arbeitsbereich eines Baggers

ist durch diese verschiedenen Einrichtungen bedeutend vergrößert worden.

Infolge der größeren Spurweite der Räder oder wegen der Raupenbänder sind die neueren Bagger im Gegensatz zu den ersten amerikanischen Eisenbahnbaggern nicht zum direkten Verfahren auf Eisenbahngleisen fähig, sie müssen daher zum Transport teilweise zerlegt und dann verladen werden. Bei Ankunft an der Bestimmungsstation muß dann der Bagger erst wieder vollständig zusammengebaut werden. Dies erfordert natürlich erhebliche Kosten an Montagearbeiten, ferner auch einen größeren Zeitaufwand. Dadurch wird die Wirtschaftlichkeit des Baggers in sehr vielen Fällen stark herabgesetzt, so daß

einfach herabfallen und verschickt den Bagger ohne Gegengewicht. Diese Maßnahme erhöht ebenfalls die Wirtschaftlichkeit.

Ein Bagger muß schwere Arbeit verrichten, noch dazu in Dauerleistung, er wird daher auch schwer beansprucht. Außerdem ist er im Betriebe ständig starken Erschütterungen und Stößen ausgesetzt. Auf diesen rauen Betrieb des Baggers muß bei der Konstruktion besonders Rücksicht genommen werden, wenn der Bagger nicht allzuhäufig infolge Betriebsstörungen stillstehen und große Reparaturkosten verursachen soll. Dieser Gesichtspunkt wird von der deutschen Baggerindustrie ganz besonders beachtet, ein jeder Bagger ist ausreichend stark bemessen und in allen seinen Teilen gut durchkonstruiert.

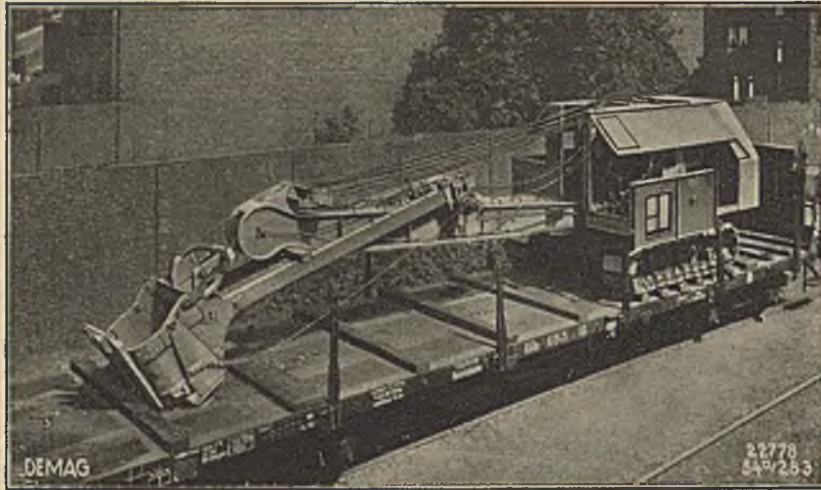


Abb. 3. Universal-Kleinbagger, fertig zum Transport mit der Eisenbahn.

Bagger früher nur bei großen Bauarbeiten einen Vorteil bieten konnten. Die deutschen Firmen strebten aber danach, einen leistungsfähigen Kleinbagger zu entwickeln, der über eine Laderampe mit eigener Kraft auf einen normalen Eisenbahnwagen auffahren und auf diesem Wagen ohne große Montagearbeit nach Niederlegung des Auslegers direkt versandt werden kann. Seine Umgrenzungslinien müssen also so beschaffen sein, daß sie durch möglichst alle europäischen Ladeprofile hindurchgehen können. Infolge der leider sehr großen Anzahl dieser Ladeprofile in Europa bedingt diese Forderung einen sehr gedrungenen Aufbau; bei einigen sehr kleinen Ladeprofilen ist diese Bedingung nur dadurch erfüllt worden, daß das Baggerhaus teilweise zusammenklappbar angeordnet ist. Dies ist in der Abb. 3 sehr gut zu erkennen, die einen Kleinbagger versandfertig verladen auf dem Eisenbahnwagen zeigt. Der Kleinbagger erfordert dann also zum Versand fast keine Arbeiten mehr; er läßt sich daher auch bei Arbeiten verwenden, bei denen infolge ihres Umfangs ein Großbagger unwirtschaftlich wäre.

Bei größeren Baggern ist dieses Verladen des betriebsfertigen Baggers nicht mehr möglich. Um aber auch hier an Montagearbeiten zu sparen, kann man eine geteilte Fahrwerkswelle zwischen dem Ober- und dem Unterwagen verwenden (Abb. 4). Die beiden Hälften der Welle sind durch eine lose eingelegte Klauenkupplung verbunden. Auf diese Weise sind Ober- und Unterwagen ständig voneinander getrennt. Bei den mittleren Baggergrößen kann der Oberwagen einfach vom Unterwagen abgehoben werden, beide können dann getrennt verladen werden. An der Arbeitsstelle wird der Oberwagen einfach wieder auf den Unterwagen aufgesetzt.

Um bei der Beförderung des Kleinbaggers mit der Bahn an Frachtkosten zu sparen, wird als erforderliches Gegengewicht nicht wie sonst Gußeisen, Beton oder Schrott verwendet, sondern Sand. Dieser Sand ist an jeder Baustelle leicht zu beschaffen und kann dann vor Inbetriebnahme des Baggers an Ort und Stelle in den Blechkasten am hinteren Ende des Maschinenhauses eingefüllt werden. Nach Beendigung der Arbeiten läßt man den Sand

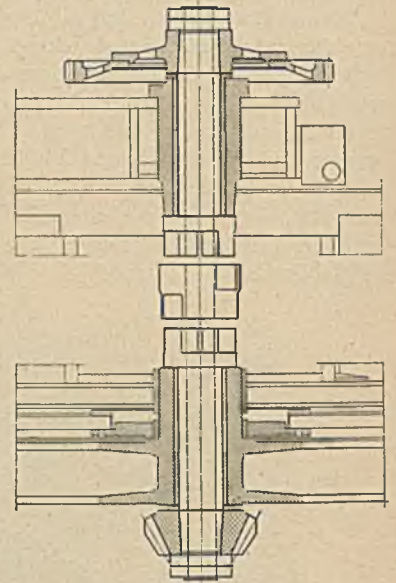


Abb. 4. Ausbildung und Lagerung der senkrechten geteilten Mittelwelle eines Universalbaggers.

Beim Unterwagen muß diese Rücksicht auf möglichst ständige Betriebssicherheit ganz besonders genommen werden, denn der Unterwagen trägt alles. Der Kasten des Unterwagens ist daher als ein ganz besonders verwindungssteifer Körper konstruiert, denn eine Verwindung des Unterwagens infolge Überbeanspruchung überträgt sich zu leicht auf den Oberwagen, weil dann keine ebene Lauffläche für die Laufrollen mehr vorhanden ist. Damit ist eine Verlagerung der Triebwerkswellen, ein Klemmen in den Lagern, schlechter Zahneingriff und dementsprechend großer Verschleiß nicht möglich.

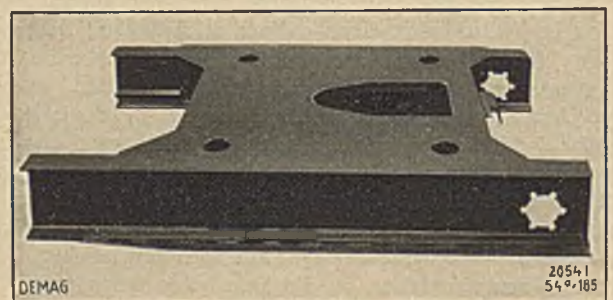


Abb. 5. Rahmen für den Raupen-Unterwagen eines Universalbaggers, vollständig aus Stahlblechen und Profilen zusammengeschweißt.

Aus diesem Grunde wird in der neuesten Zeit der Unterwagen auch als vollkommen aus Stahlblech und Profileisen zusammengeschweißter Kasten hergestellt. Die Abb. 5 zeigt eine solche Ausführung eines geschweißten Unterwagens. Durch die andauernden Stöße beim Baggerbetrieb wäre es möglich, daß sich Nietverbindungen mit der Zeit lockern; bei einer guten Schweißung kann das nicht eintreten. Ein geschweißter Unterwagen kann als ein vollkommen starrer Körper betrachtet werden.

Die Schweißung wird gerade jetzt in besonders großem Umfange auch beim Baggerbau angewendet. Das Bestreben der Industrie geht in der Richtung, möglichst viele Gußteile durch ge-



schweißte Teile zu ersetzen. So werden heute z. B. alle Seiltrommeln aus gewalzten Blechen zusammenschweißt und werden dadurch trotz eines größeren Durchmessers nicht schwerer als Gußtrommeln. Größere Zahnräder werden geschweißt, desgl. Brems- und Kupplungsscheiben, ferner alle Hebel und sonstigen kleinen Teile, ja sogar die Seilrollen werden aus einem kreisförmig gebogenen Winkeleisen, aus einem Rundstahl als Nabe und aus

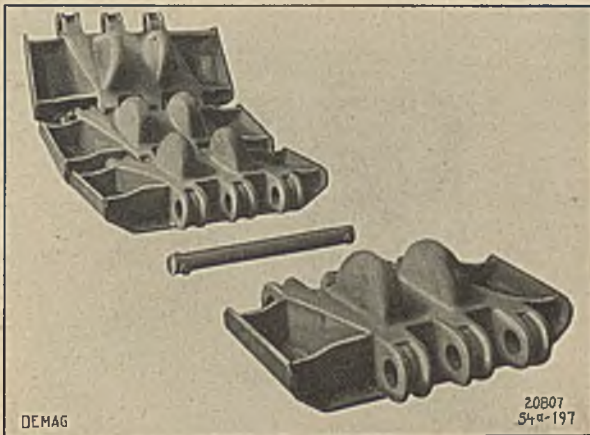


Abb. 6. Raupenkettenglieder eines Universalbaggers.

Flacheisen als Speichen geschweißt. Die Schweißtechnik ist ja heute so weit, daß man einwandfreie Schweißnähte herstellen kann. Nieten werden nur noch angewendet, wo ein besonders starker Verschleiß eine Auswechslung von Teilen bedingt, z. B. am Löffel.

Der Unterwagen des Baggers ist auf starken Achsen mit je vier gleichgroßen Rädern gelagert. In Deutschland wird diese Art

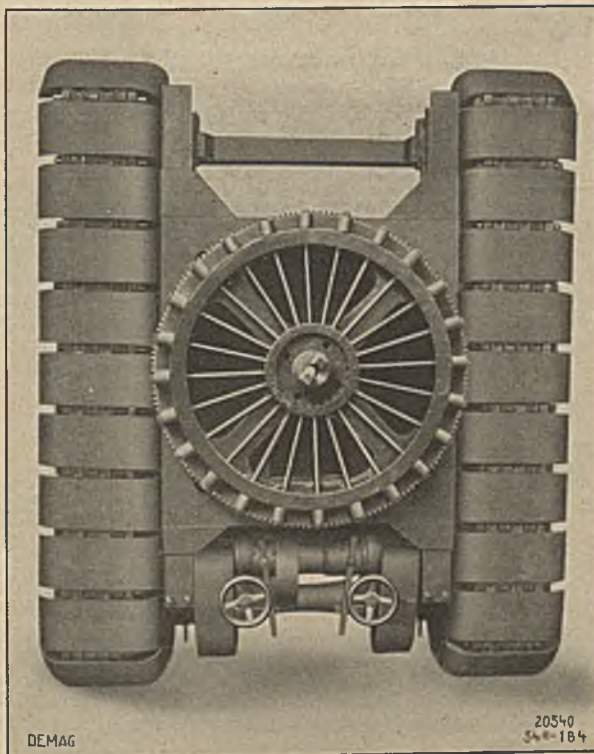


Abb. 7. Unterwagen eines Baggers von oben gesehen.

bevorzugt, weil dadurch alle Achsen in gleicher Höhe vom Boden sind und eine möglichst große Bodenfreiheit geben. Besonders amerikanische Firmen verwenden außer den beiden großen Vorder- und Hinterrädern in der Mitte eine größere Anzahl kleinerer Druckrollen; sie verzichten also auf den Vorteil der Bodenfreiheit.

Damit der Bagger auch auf weicherem Boden fahren kann, sind die Kettenglieder des Raupenbandes sehr breit gehalten und liefern dadurch eine große Standfläche. Selbst bei ungünstigster Betriebsstellung bleibt dadurch der spezifische Bodendruck in engen Grenzen. Um trotz der Größe der Kettenglieder an Gewicht zu sparen, kann die eigentliche Auflagerfläche aus einer gebogenen Stahlplatte angefertigt werden, in die nur ein Stahlgußkörper eingeschweißt wird (Abb. 6). Das breite Raupenband bietet also die Gewähr, daß der Bagger auch auf weicherem Boden nicht zu tief einsinken kann.

Der Oberwagen liegt auf einem Rollenkranz, der direkt auf dem großen Zahnkranz des Drehwerkes am Unterwagen aufliegt. Infolge der vielen Unterstützungspunkte durch die vielen Rollen

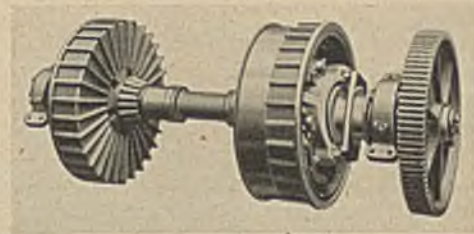


Abb. 8. Kupplungen und Bremse für das Drehwerk eines Baggers.

ist die Stabilität des Oberwagens viel größer als bei Verwendung nur einiger Räder. Die Abb. 7 zeigt eine Draufsicht auf den Unterwagen eines Baggers mit dem Rollenkranz.

Im Oberwagen steht die Antriebsmaschine und das Windwerk. Sämtliche Wellen dieses Windwerkes sind in zwei Windschildern gelagert, in denen alle Lagerstellen untergebracht sind. Die einwandfrei genaue Entfernung der einzelnen Wellen untereinander und damit stets richtiger Zahneingriff sind dadurch gesichert. Diese Windschilder waren früher aus Guß, heute werden sie ebenfalls aus Blechen zusammenschweißt.

Die Zahnräder des Triebwerkes sind ständig im Eingriff, der Kraftfluß erfolgt über Kupplungen, die im Betriebe ein- und ausgerückt werden. Hierzu sind in Deutschland fast ausschließlich Bremsbandkupplungen angewendet, die ein weiches Kuppeln er-

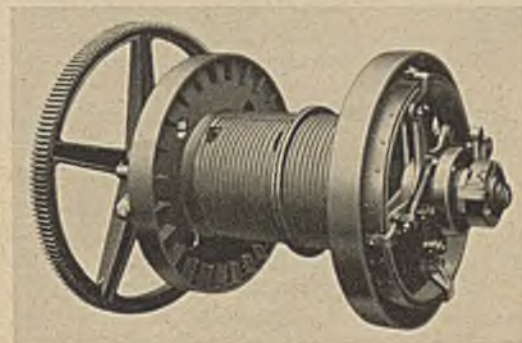


Abb. 9. Hub- und Senktrommel mit Hilfsscheibenkupplung eines Baggers.

möglichen und dadurch Stöße vom Triebwerk fernhalten. Diese Bremsbandkupplungen werden sowohl als Außenband-, als auch als Innenbandkupplungen gebaut. Die Abb. 8 zeigt die horizontale Drehwerkswelle eines Baggers mit Innenbandkupplungen; Abb. 9 stellt die Hub- und Senktrommelwelle des gleichen Baggers mit Außenbandkupplung dar. Die Einrückung der Kupplungen erfolgt teils mit Preßluft, teils mit einem Hilfsband (Abb. 9), teils auch durch direkte Hebel mit Kniegelenkübersetzung (Abb. 8). Alle Kupplungen sind so konstruiert, daß die Einrückung durch den Baggerführer keinen zu großen Kraftaufwand beansprucht. Zwischen Motor und Hauptantriebswelle wird eine Hauptkupp-

lung eingeschaltet, die durch Federkraft dauernd eingerückt ist und durch Preßluft ausgerückt werden kann. Die Feder ist so eingestellt, daß die Kupplung nur die Normleistung übertragen kann, um Überbeanspruchungen der Triebwerksteile zu vermeiden.

Die Befestigung der Zahnräder, Brems- und Kupplungs-scheibe auf ihren Wellen erfolgt nicht mehr mit Nut und Keil, der sich bei stoßweisem Betrieb des Baggers nur lösen könnte. Heute wird im Baggerbau fast ausschließlich das Vielnutensystem angewendet. In die Welle werden mehrere (6—8) Nuten eingefräst, ebenso kommen entsprechende Nuten in die Bohrung des Zahnrades (Abb. 10). Die stehenbleibenden Felder der Zahnradbohrung passen dann in die Nuten der Welle. Durch die vielen Nuten wird ein sauberer Sitz gewährleistet. Bei gleicher Beanspruchung können die Nuten viel flacher sein und schwächen dadurch die Welle weniger.

Die Steuerung des Baggers, also die Betätigung der verschiedenen Kupplungen und Bremsen, erfolgt von einem Führersitz aus. Der Baggerführer kann während seiner Arbeit sitzen. Da außerdem die Übersetzungen so gewählt sind, daß sich möglichst kleine Kräfte am Steuerhebel ergeben, wird der Baggerführer nicht übermüdet. Teilweise dienen die Steuerhebel, wie schon angedeutet, nur zum Steuern von Preßluft zum Betätigen der Kupplungen. Der Führersitz ist ganz vorn am Bagger neben dem Auslegerfuß angebracht, um dem Baggerführer ein großes Gesichtsfeld zu geben. (Abb. 11.)

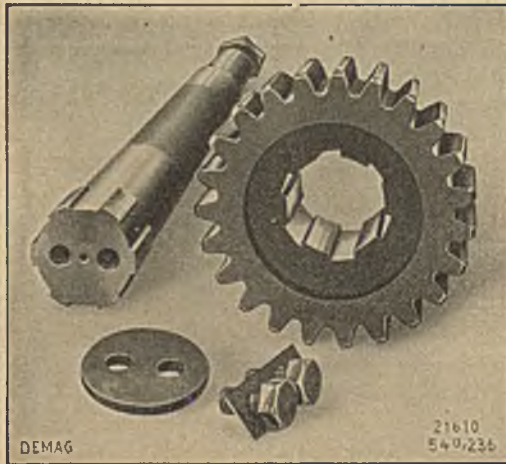


Abb. 10. Vielnutenwelle mit Ritzel.

Beim Betrieb eines Baggers spielen die Unterhaltungskosten speziell der Seile eine große Rolle. Daher werden heute alle Trommeln und Seilrollen mit möglichst großem Durchmesser ausge-

führt, um den Seilverschleiß so gering wie nur irgend möglich zu halten. Alle weiteren Teile, die großem Verschleiß ausgesetzt sind, wie z. B. die Löffelvorderwand eines Löffelbaggers oder die Löffelzähne, sind aus besonders verschleißfesten Stahllegierungen hergestellt.



Abb. 11. Führersitz eines Baggers mit den Steuerhebeln.

Wie aus den vorhergehenden Abschnitten hervorgeht, ist die technische Entwicklung im Baggerbau in Deutschland hauptsächlich auf die Konstruktion von Universal- und Kleinbaggern gerichtet, während in Amerika Riesenlöffelbagger auch heute noch eine große Rolle spielen<sup>5</sup>. Trotzdem steht aber auch Deutschland im Bau großer Löffelbagger nicht zurück; es sei hier nur auf den bereits anderweitig beschriebenen 6,5 m<sup>3</sup> Löffelbagger hingewiesen<sup>6</sup>.

Das Bestreben der deutschen Baggerfirmen, einen leistungsfähigen und vor allen Dingen möglichst dauernd betriebsfähigen Bagger zu entwickeln, ist aus den angeführten Konstruktionsbeispielen zu erkennen. Weiteres Eingehen in technische Einzelheiten verbietet der Umfang des vorliegenden Aufsatzes.

<sup>5</sup> Franke: Löffelgroßbagger im amerikanischen Kohlentagebau. Z. VDI (1927) S. 1137. — Amerikanische Riesenlöffelbagger. Z. VDI (1929) S. 1290. Löffelbagger mit 12 m<sup>3</sup> Löffelinhalt. Z. VDI (1929) S. 1290, Electrical World (1929) S. 266. — Amerikanische Löffelbagger. Z. VDI (1930) S. 1242. — Die neueste Entwicklungsstufe des amerikanischen Löffelgroßbaggers. Bauingenieur (1929) S. 13. — Höhepunkt in der Entwicklung des amerikanischen Löffelgroßbaggers. Bauingenieur (1932) S. 159.

<sup>6</sup> Löffelbagger mit 6,5 m<sup>3</sup> Inhalt, Z. VDI (1929) S. 506.

## KURZE TECHNISCHE BERICHTE

### Sperrholz für Schalungen.

Beim Bau eines zweistöckigen Gebäudes in Chicago, dessen Dach in Sägeform recht verwickelter Schalungsteile bedurfte, ist mit gutem Erfolg Sperrholz für die Schalungen verwendet worden. Es handelt sich dabei um das Einbringen von 10 700 m<sup>3</sup> Beton mit einer einzuschalenden Fläche von 32 500 m<sup>2</sup>. Gebraucht wurden 8800 m<sup>2</sup> Sperrholz, jeder Schalungsteil wurde also im Durchschnitt mehr als 3½ mal benutzt.

Für die Schalung wurden sorgfältige Entwürfe aufgestellt, und die einzelnen Schalungsteile wurden nach Zeichnungen in der richtigen Größe zurecht geschnitten. Das Sperrholz bestand aus fünf Schichten und war 1,4 cm stark. Bei dieser Stärke hatte es große Tragfähigkeit, sodaß an Ausbinde- und Versteifungshölzern gespart werden konnte und an sonstigen Hölzern nur noch Stützen und Träger nötig waren.

Die sorgfältige Ausarbeitung des Entwurfs für die Schalungen hatte den Erfolg, daß geradezu von einer Normung der Teile gesprochen werden konnte. Etwa die Hälfte der Sperrholzplatten bestand aus Teilen von 1,0 × 1,8 m Größe. Alle Teile erhielten Nummern, was zusammen mit den einheitlichen Formen das Zusammensetzen auf der Baustelle sehr erleichterte. Die Verwendung des Sperrholzes hatte noch den Vorteil, daß der Beton sehr saubere Flächen erhielt; alle Kanten sind scharf, die Balken sind genau geradlinig.

Wernecke.

### Eine ungewöhnliche alte Hängebrücke in Kolumbien.

Im Inneren Kolumbiens ist seit vier Jahrzehnten eine Hängebrücke in Betrieb, die mehrere auffallende Einzelheiten aufweist. Die „Puente del occidente“ überbrückt den Cauca, einen Nebenfluß des Magdalenaströmes, mit einer Öffnung von 287 m Stützweite und ist somit noch heute eine der am weitesten gespannten Brücken des südamerikanischen Kontinents (vgl. Abb. 1). Dieses Bauwerk ist die Leistung eines einzelnen Mannes, Dr. José Maria Villa. Villa studierte in Nordamerika und arbeitete einige Zeit mit am Bau der Brooklynbrücke in New York. Er erbaute nach seiner Rückkehr die ersten Hängebrücken Kolumbiens, darunter die nachstehend kurz beschriebene, die eine feste Verbindung zwischen den Städten Antiochia und Sopetran herstellte.

Da die Hilfsmittel des Landes sehr beschränkt und die vom Auslande einzuführenden Baustoffe sehr teuer waren, vor allem wegen der schwierigen Transports, der z. B. von New York bis an die Baustelle selbst bei den günstigsten Umständen etwa acht Monate erforderte, mußten die Transportverhältnisse für die Wahl des Brückensystems und auch der Baustoffe aller einzelnen Konstruktionsteile ausschlaggebend sein. Die einzuführenden Konstruktionsteile kamen mit den Schiffen den Magdalenaström hinauf, gingen eine kurze Strecke über die Eisenbahn und zuletzt auf Saumtieren bis an die Baustelle. Der

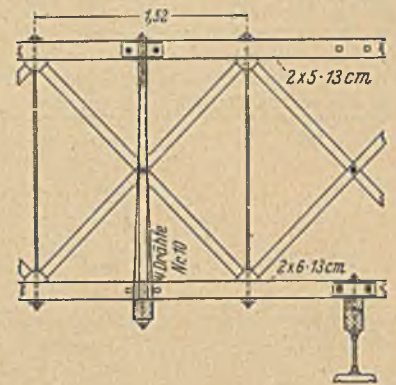
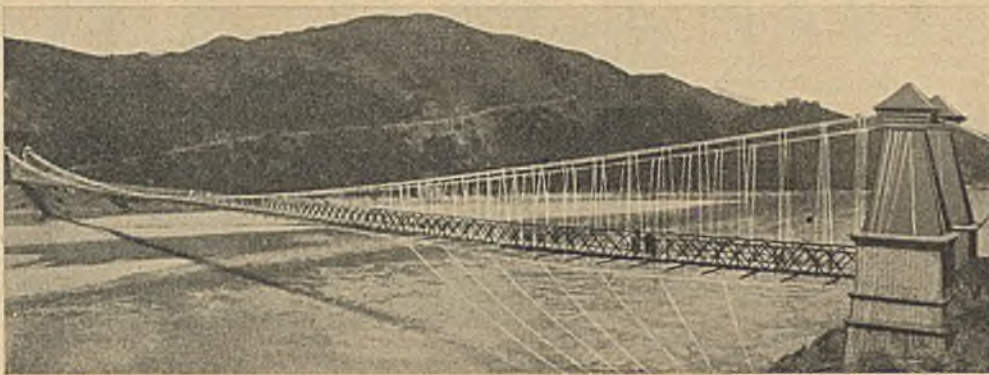


Abb. 1. Ansicht der „Puente del Occidente“ über den Caucafluß bei Antiochia, Kolumbien.

Abb. 2. Ansicht des Versteifungsträgers.

gleiche Transportweg erfordert auch heute noch mindestens drei Monate Zeit, woraus bei ungünstigen Umständen oft sechs werden.

Wegen dieser Umstände machte Villa den Vorschlag, Holz und Ziegelsteine als Baustoffe auch für Konstruktionsteile zu verwenden, für die sonst nur Stahl oder Gußeisen in Frage gekommen wären. Geeignetes Bauholz war in der Nähe der Baustelle vorhanden, wenn es auch auf dem Rücken der Tragtiere herangebracht werden mußte. Das Bauwerk war nach vierjähriger Arbeit fertig und wurde 1894 dem Verkehr übergeben.

Diese Kabelbrücke hat das ganz ungewöhnliche Pfeilverhältnis von rd. 1 : 27, das damit begründet wurde, daß die Windspannungen verkleinert werden mußten. Der Versteifungsträger ist ein Howescher

Die untenstehende Abbildung zeigt eine Ansicht und einen Längsschnitt mit Grundriß. Die Brücke, welche eine Breite von 6 m hat, wurde für eine Einzellast von 30 t mit vierfacher Sicherheit bemessen. Bei



Abb. 1. Ansicht der Brücke.

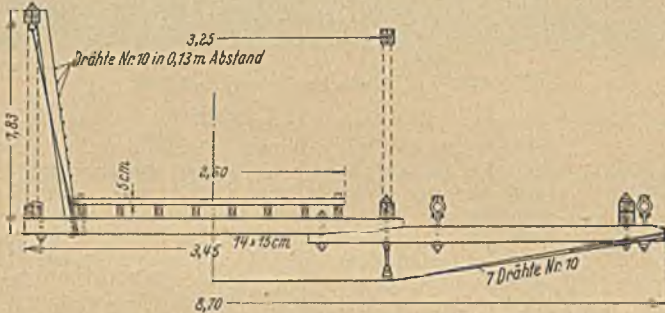


Abb. 3. Querschnitte der Brücke: Links an den Zwischenquerträgern, rechts an den Hauptquerträgern in Brückenmitte.

Träger aus Holz (vgl. Abb. 2) und hat die außergewöhnlich geringe Höhe von  $\frac{1}{13}$  der Stützweite. Der Abstand der beiden Versteifungsträger, die in Entfernungen von je 3,05 m an  $\frac{3}{4}$ " Runden aufgehängt sind, beträgt nur  $\frac{1}{32}$  der Stützweite (vgl. Abb. 3). Bei diesen auffallenden Verhältniszahlen ist allerdings zu berücksichtigen, daß die angenommene Nutzlast (Saumtiere und Vieh) verhältnismäßig klein ist. Das Eigengewicht des Überbaus wird zu 160 t angegeben, die theoretische Tragfähigkeit an Nutzlast mit 255 t. Neuerdings fahren auch Kraftfahrzeuge mit 1,5 t Höchstgewicht über die Brücke.

Das Tragsystem der Brücke ist durch eine größere Zahl von Abspannseilen versteift, die in besonderen Fundamenten am Flußufer verankert sind. Ferner ist noch ein waagerechter Verband vorhanden, der in Abb. 1 und 3 zu erkennen ist. Die Tragkabel, vermutlich Paralleldrahtkabel, haben 10,2 cm Durchmesser und sind auf den Pylonen unverschieblich gelagert. Weitere Einzelheiten der Brücke sind aus den beigegebenen Abbildungen ersichtlich. (Nach Civil Engineering, Bd. 4, Heft 1, Januar 1934.) Ferd. Schleicher, Hannover.

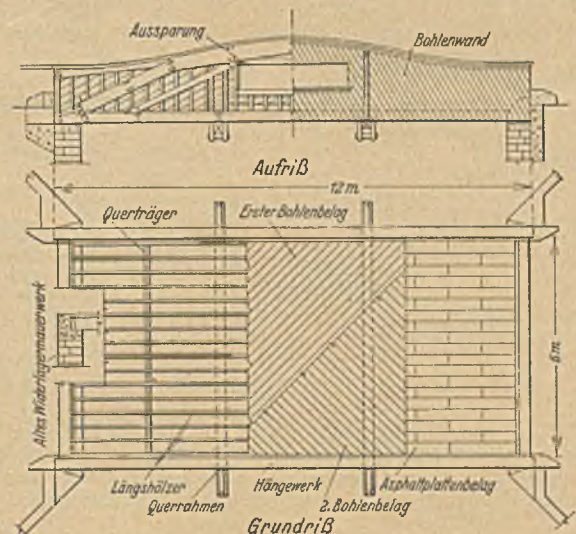


Abb. 2.

### Neuartige hölzerne Landstraßenbrücke in Ohio.

In der Nähe der Stadt Sidney, Ohio, wurde kürzlich eine neuartige Holzkonstruktion beim Bau einer rd. 12 m weit gespannten Landstraßenbrücke verwendet. Von ihren Erfindern wird sie als „mehrfaches Verbund-Hängewerk“ bezeichnet. Das Bauwerk besteht aus einem mehrfachen hölzernen Hängewerk, dessen Balken auf beiden Seiten mit schrägen Bohlen beschlagen sind, so daß jede Tragwand eine Art geschlossenen Kastenquerschnittes bildet. Bohlen und Balken sind miteinander verleimt, vernagelt und verbolzt, so daß eine einheitliche statische Wirkung beider Konstruktionsglieder sowie große Festigkeit und Steifigkeit des gesamten Tragwerkes gewährleistet ist. Weiter wird die Tragfähigkeit der Brücke erhöht durch besondere Querrahmen, die die Träger der Fahrbahntafel, welche mit zwei diagonalen Bohlenlagen abgedeckt sind, mit den beiden Hauptträgern verbinden. Ein anderer Vorteil der Konstruktion besteht darin, daß sie unter Aufrechterhaltung des Verkehrs durch Hinzufügen weiterer Hängewerke und Bohlenbeschläge verstärkt werden kann.

der Probelastung zeigte sich unter 26 t Last keinerlei meßbare Durchbiegung. Das gesamte Bauwerk wurde in 31 Tagen erstellt und wiegt nur 33 t. Es bildete den Ersatz für eine veraltete Eisenbrücke, deren Widerlager wieder benutzt wurden. Beim Umbau mußte der Verkehr nur acht Stunden unterbrochen werden, da die neue Konstruktion um die alte herum gebaut werden konnte. Gegen Witterungseinflüsse sind die Obergurte der Träger mit Zinkblech abgedeckt, außerdem wurde ein wasserfester Kaseinleim verwendet. Sämtliche Holzkonstruktionsglieder wurden gegen Insekten- und Feuerangriff chemisch behandelt. (Nach Eng. News-Rec., Vol. 112, Nr. 18 vom 3. Mai 1934.)

Dr.-Ing. H. Brandt.

### Neuer Flughafen der Stadt New-Orleans.

Im Februar d. Js. wurde der neue Flughafen von New-Orleans nach zweijähriger Bauzeit fertiggestellt. Die Anlage ist dadurch bemerkenswert, daß das Gelände durch Anlandung aus dem Pontchartrain-See im

Norden der Stadt gewonnen wurde. Die Gründe, die hierfür bestimmend waren, sind vorwiegend verkehrstechnischer Natur: 1. Es ist nicht zu befürchten, daß der Flugplatz einer späteren Entwicklung der Stadt einmal störend im Wege stehen könnte. 2. Gutes Anschwebegebiet für die Flieger. 3. Der Platz ist für Land- und Seeflieger verwendbar.

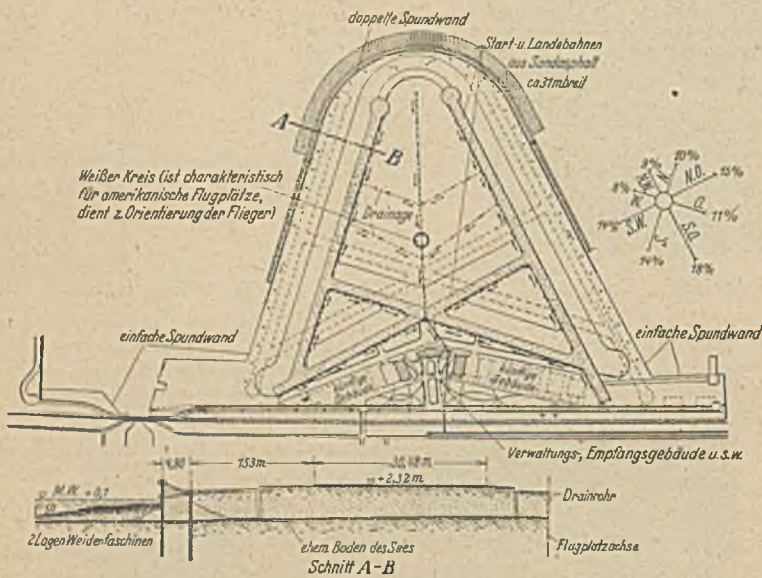


Abb. 1. Lageplan.

Auf Grund von jahrelangen meteorologischen Beobachtungen wurden die Windrichtungen in ihrer Häufigkeit beobachtet (vgl. Windrose) und dementsprechend die Richtung der Start- und Landebahnen ge-



Abb. 2 a. Doppelte Spundwand mit Erdkern.



Abb. 3 a. Einfache Spundwand.

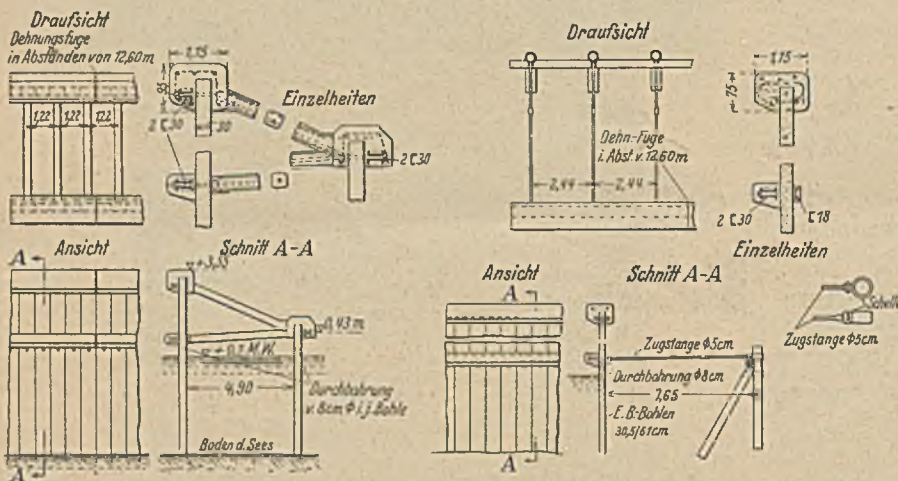


Abb. 2. Doppelte Spundwand mit Erdkern.

Abb. 3. Einfache Spundwand.

wählt. (Start und Landung erfolgen in Amerika durchweg nicht auf der Grasnarbe, sondern auf straßenmäßig befestigten Bahnen.)

Das durch Anlandung gewonnene Gelände wird durch einen Damm vor den Angriffen des Wassers geschützt. Die Konstruktion des Dammes

geht aus den Abb. 2 u. 3 hervor. Der größere Teil wurde nach Abb. 2 ausgeführt und besteht aus zwei im Abstand von 4,90 m voneinander geschlagenen Eisenbetonspundwänden und einem dazwischen eingebrachten Erdkern. Die Abmessungen der Spundbohlen betragen  $b/d = \text{rd. } 61/30,5 \text{ cm}$ ; ihre Länge schwankt zwischen 15 und 18 m, je nach Wassertiefe und Lage des tragfähigen Baugrundes. Die beiden Wände sind durch Zugstangen im Abstand von 1,22 m miteinander verbunden, deren Kräfte durch jeweils zwei U 30-Profile auf die Bohlen übertragen werden. An den Stellen geringerer Wassertiefe hat man sich mit einer Spundwand begnügt; die Zugbänder übertragen hier ihre Kräfte auf Pfahlbocke (Abb. 3).

Die Wasserseite des Dammes ist durch besondere Maßnahmen gegen Unterspültwerden gesichert. Unter der flachen Neigung 1 : 50 wurde eine Böschung aus Lehm und Ton bis zu 1,20 m unter Mittelwasserhöhe an den Damm angeschüttet und durch zwei Lagen rd. 60 cm starker Weidenfaschinen gesichert. Die Faschinen haben eine Steinauflast von rd. 250 kg/m<sup>2</sup>.

Zunächst wurde der Damm erbaut, und danach wurden die Erdmassen hinterfüllt. Jede Spundbohle hat eine Durchbohrung von rd. 8 cm Durchmesser, um den durch die eingebrachten Erdmassen verdrängten Wasser eine Abflußmöglichkeit in den See ohne Überflutung des Dammes zu geben. (Nach Eng. News-Rec., Vol. 112, Nr. 15 vom 12. April 1934.)

Dr.-Ing. M e h m e l, Berlin.

PATENTBERICHT.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 34 vom 23. August 1934 und vom gleichen Tage ab im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 5 c, Gr. 10/01. G 82 428. Gutehoffnungshütte Oberhausen Akt.-Ges., Oberhausen i. Rhld. Keilbock für Wanderpfeiler. 14. IV. 32.
- Kl. 20 i, Gr. 28. V 29 388. Vereinigte Eisenbahn-Signalwerke, G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Schaltung für Blockanlagen. 4. IV. 33.
- Kl. 20 i, Gr. 38. V 28 999. Vereinigte Eisenbahn-Signalwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Selbsttätiges Streckenblocksystem. 27. XII. 32.
- Kl. 35 a, Gr. 6. F 71 616. Carl Flohr A.-G., Berlin N 4. Selbsttätig durch den Fahrgast geschaltete Fahrtreppe. 6. VIII. 31.
- Kl. 37 a, Gr. 2. S 104 112. William Herbert Smith, East Molesey, England; Vertr.: Dipl.-Ing. B. Kugelmann, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Kreuzweise bewehrte Hohlsteindecke. 11. IV. 32.

- Kl. 37 a, Gr. 2. Sch 101 342. Elmar Schmitz, Berlin-Wilmersdorf. In ein bestehendes Gebäude eingebaute feuersichere Decke. 31. V. 33.
- Kl. 37 a, Gr. 45. S 19 630. Georg Zimmermann, Radolfzell a. Bodensee. Stampfwand mit bleibender Schalung aus Platten. 12. X. 31.
- Kl. 42 e, Gr. 27. T 42 221. Walter Türk, Karlsruhe i. B. Verfahren zur Messung von Geschiebebewegungen in Flüssen oder anderen strömenden Gewässern; Zus. z. Pat. 598 683. 3. III. 33.
- Kl. 81 e, Gr. 126. M 120 373. Maschinenfabrik Buckau R. Wolf Akt.-Ges., Magdeburg. Fahrbarer Absetzer. 8. VII. 32.
- Kl. 81 e, Gr. 133. Sch 100 960. Schlichtermann & Kremer-Baum Akt.-Ges. für Aufbereitung, Dortmund. Bunkeranordnung mit Betriebsbunker und Vorratsbunker. 18. IV. 33.
- Kl. 85 b, Gr. 3/02. M 117 237. Herbert Martiny, Dresden. Vorrichtung zur Regelung der Zugabe einer Zusatzflüssigkeit zu einer Hauptflüssigkeit, z. B. von Chemikalienlösungen bei der Wasserreinigung. 13. X. 31.