

DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang

BERLIN, 12. Juni 1928

Heft 25

Alle Rechte vorbehalten.

Fortschritte in der Ausführung neuzeitlicher Holzkonstruktionen.

Von Dr.-Ing. Theodor Gesteschi, Beratender Ingenieur in Berlin.

I. Allgemeines.

Wenn man die Entwicklung der neuzeitlichen Holzbauweisen etwa in den letzten zehn Jahren betrachtet und zunächst von der Erforschung der Eigenschaften des Baustoffs selbst absieht, so erkennt man eine allmähliche Verfeinerung in der Ausführung der Holzkonstruktionen, im besonderen der Verbindung der einzelnen Teile der Tragwerke, seien sie vollwandig oder gegliedert.

Bei den Vollwandkonstruktionen hat sich seit ihrem Schöpfer Otto Hetzer die Verbindung von Brettern und Bohlen durch Kaltteim allgemein eingebürgert und, im Verein mit Nagelungen, Verschraubungen und Verdübelungen, bis heute erhalten.

Welche Leistungen hier erzielt worden sind, zeigt z. B. die von der Firma Karl Kübler A.-G., Stuttgart, im Jahre 1925 ausgeführte Reithalle in Münster i. W.¹⁾ Die vollwandigen Bogenbinder besitzen eine Stützweite von 37 m und eine Pfeilhöhe von 8,5 m. Der Querschnitt ist I-förmig und aus einer Stegbohle 13/40 cm gebildet, die durch Doppelkegeldübel an die beiden Flanschbohlen 14/30 cm schubsicher angeschlossen ist; der Querschnitt wird durch dünne Bolzen zusammengehalten.

Ein weiteres Beispiel mit Vollwandträgern, jedoch in anderer Ausführungsart, wird später unter den Bauausführungen der Firma Christoph & Unmack A.-G., Niesky O.-L., gebracht.

Für Tragwerke größerer Spannweiten und schwerer Belastungen dient häufig das Fachwerk, dem im Holzbau im allgemeinen die größere Bedeutung zukommt.

Vielfach werden zur Bildung von Vollwandquerschnitten und Fachwerken die gleichen Verbindungsmittel (Runddübel) verwendet.

Auch in der Ausbildung von Tragkonstruktionen in Fachwerk sind Fortschritte zu verzeichnen. Es handelt sich hier in erster Linie um die Stabanschlüsse, die mit Rücksicht auf die Festigkeitseigenschaften des Baustoffs eine Verfeinerung erfahren haben.

Bekanntlich haftet den Holzgliedern die unangenehme Eigenschaft an, infolge der Abgabe von Feuchtigkeit quer zur Faser stark zu schwinden. Dem sucht man zu begegnen, indem man die Holzstäbe in der Querrichtung möglichst nicht belastet. Schon Kübler und Brösel schalten zu diesem Zwecke Zwischen- und Überlaghölzer ein, wodurch die Stabkräfte umgeleitet und längs zur Faser abgegeben werden.

Weiter gehen in dieser Beziehung, wie später noch näher erläutert wird, Seydel und die Siemens-Bauunion, die eine Gelenkwirkung herbeiführen bzw. richtige Gelenke ausbilden. Beide schließen Zug- und Druckkräfte unmittelbar an das Gelenk an, das bei Seydel durch den Holz- oder Eisenrunddübel, bei der Siemens-Bauunion durch ein besonderes Stahlgelenk gebildet wird, das sich in seinen Einzelheiten durch besonders genaue Arbeit auszeichnet.

In einzelnen Fällen der Ausbildung von Knotenpunkten verwendet auch Schulz sogenannte Gelenkdübel²⁾, wodurch er einen Anschluß von mehreren Stäben in einer Ebene erzielt.

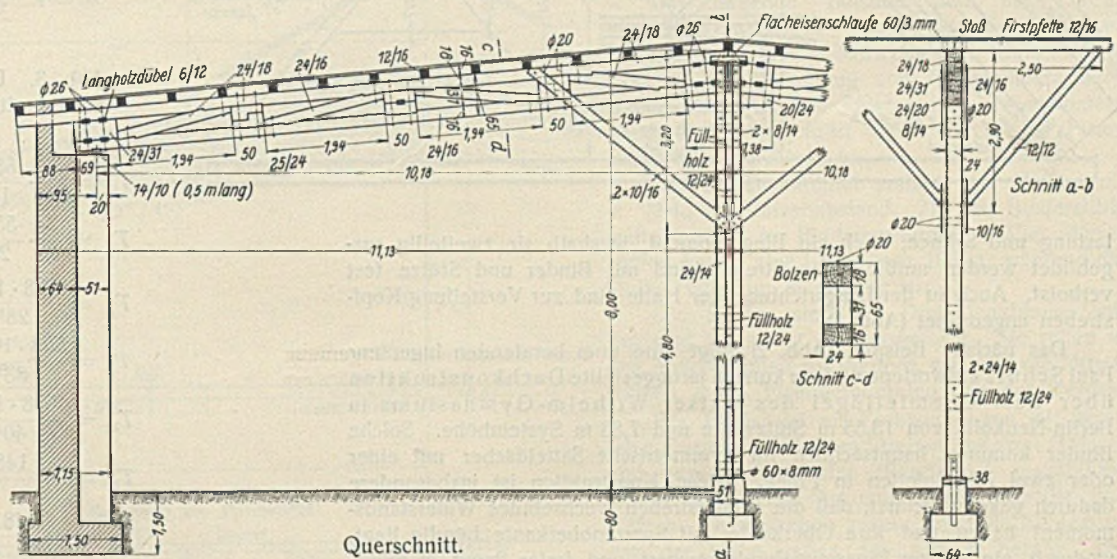
Ganz abweichend von den bisher üblichen Dachkonstruktionen mit Bindern, Pfetten und sonstigen Zwischengliedern ist das Zollbau-Lamellendach des Europäischen Zollbau-Syndikats A.-G., Berlin, das ein räumliches, gewölbartiges System eigener Art darstellt. Obwohl die Einzelheiten dieser Bauweise, die später noch ausführlich behandelt wird, sehr sinnreich erdacht sind, ist diese Ausführungsart doch einfach, da sie sich stets gleicher Stabelemente bedient, die durch eine einfache Bolzenverbindung zusammengehalten werden.

Daß es auch Konstruktionen gibt, die in die bisher gekennzeichneten Systeme nicht ohne weiteres eingereiht werden können, bei denen aber die neuzeitlichen Ausführungsgrundsätze zur Anwendung gelangt sind, zeigen die im ersten Abschnitt gebrachten Ausführungsbeispiele. Ihre Einzelheiten ergeben sich beim Entwurf aus den vorliegenden Verhältnissen.

Zur weiteren Erläuterung des zunächst allgemein Gesagten mögen die folgenden Ausführungen dienen.

II. Verschiedene nach neuzeitlichen Grundsätzen durchgebildete Dachkonstruktionen.

Vielfach ist der Ingenieur gezwungen, die bisher üblichen Konstruktionsweisen der älteren Tragwerkformen zu verlassen, um an ihrer Stelle neuzeitliche zu verwenden. Hierzu nötigen ihn entweder örtliche Verhältnisse, also die Forderung, bestimmte Räume freizuhalten, oder auch wirtschaft-



Querschnitt.

Abb. 1. Hofscheune in Louisenfelde.

Längenschnitt a-b.

liche Gesichtspunkte, da es vielfach möglich ist, eine Konstruktion unter geringerem Holzverbrauch bei gleicher Sicherheit des Tragwerks auszubilden.

Ein Beispiel bezeichneter Art ist in Abb. 1 dargestellt. Es handelt sich um eine vom Verfasser entworfene und von der Firma Victoria-mühle Schwedt in Louisenfelde (Neumark) 1922 ausgeführte zweischiffige Halle (Hofscheune). Die Außenwände waren schon vorhanden und mußten wieder benutzt werden. Als Binderhöhe waren höchstens 65 cm zugelassen, woraus sich bei den für Ober- und Untergurt errechneten Querschnitten von 24/18 und 24/16 cm eine Systemhöhe von $65 - 9 - 8 = 48$ cm, d. i.

der Binderstützweite, ergab. Damit die sehr flachen Streben des Fachwerkbinders genügend Anlagefläche erhalten, sind die Pfosten als Klötzel ausgebildet. Letztere sind 50 cm lang und, wie üblich, aus Langholz, und zwar zweiteilig, hergestellt. Sie werden mit den Gurt-hölzern durch je zwei Bolzen 20 mm Durchm. mit großen Unterlagsplatten verbunden und so in die Lage versetzt, das durch die Streben erzeugte Drehmoment aufzunehmen. An den Binderenden und über der Mittelstütze sind die rd. 70 cm langen Klötzel mit Ober- und Untergurt durch je zwei Längsdübel und zwei Bolzen 26 mm Durchm. mit Unterlagsplatten verbunden. Die Klötzel sind hier aus einem Stück hergestellt. Die Binder stellen demnach eine Kombination zwischen einem Fachwerkträger und einem Klötzelträger dar. Die 6 m entfernten Binder sind als Balken auf zwei Stützen mit einer Stützweite $l = 10,18 - 0,35 = 9,83$ m berechnet, wobei die Kopfstreben der Mittelstütze außer Acht gelassen sind. Letztere treten erst bei Windbelastung auf eine Längswand in Wirkung, wobei der Winddruck zu je einem Drittel auf die beiden Torpfeiler und die Mittelstütze verteilt angenommen ist. Die aus dem Streben-druck infolge von Wind in den Bindern entstehenden Zusatzbeanspruchungen sind untersucht, erwiesen sich aber als nur gering. Die Mittelstütze erhält infolge Winddrucks, neben den Achsialkräften infolge ständiger Be-

¹⁾ Gesteschi: Hölzerne Dachkonstruktionen. 4. Aufl., S. 129. Berlin 1928. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

²⁾ Ebenda, S. 83.

Abb. 2.
Binderkonstruktion der Kaiser-Wilhelm-Gymnasiums in Berlin-Neukölln.

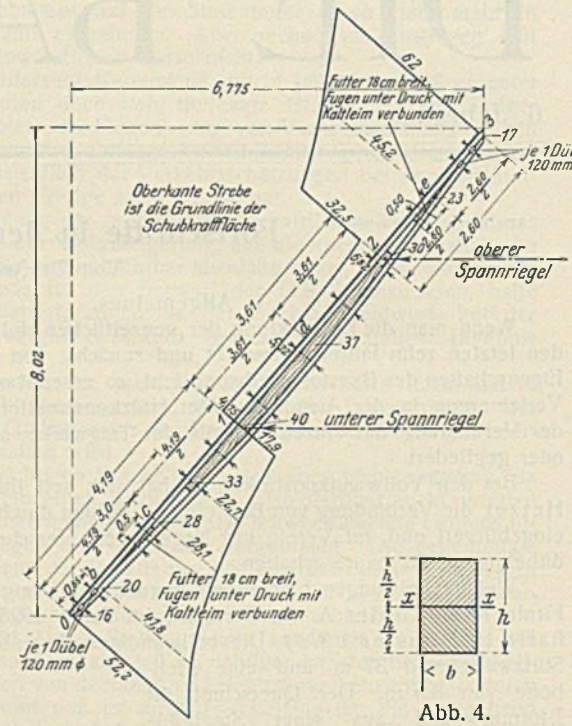
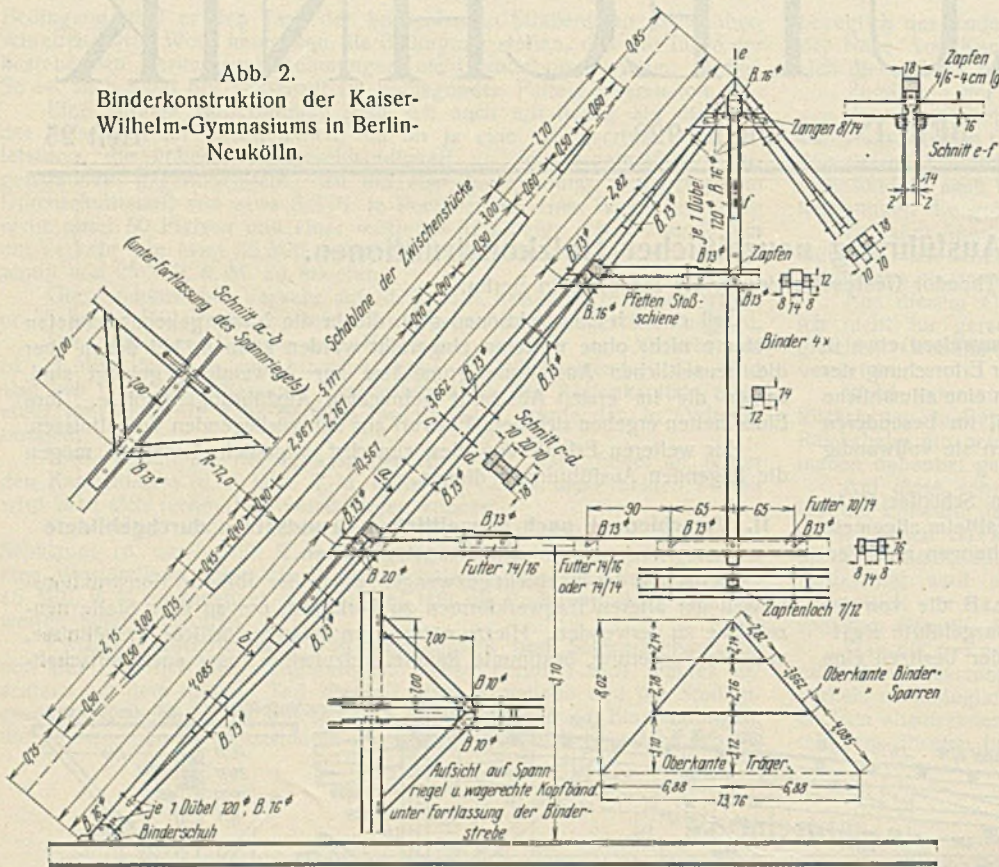


Abb. 3. Darstellung der luvseitigen Schubkraftfläche des Binders Abb. 2.

Abb. 4.

lastung und Schnee, noch ein Biegemoment, weshalb sie zweiteilig ausgebildet werden mußte. Die Streben sind mit Binder und Stütze fest verbolzt. Auch in der Längsrichtung der Halle sind zur Versteifung Kopfstreben angeordnet (Abb. 1).

Das nächste Beispiel (Abb. 2) zeigt eine vom beratenden Ingenieur Paul Schulz entworfene und vor kurzem fertiggestellte Dachkonstruktion über dem Chemieflügel des Kaiser Wilhelm-Gymnasiums in Berlin-Neukölln von 13,55 m Stützweite und 7,88 m Systemhöhe. Solche Binder kommen hauptsächlich für symmetrische Satteldächer mit einer oder zwei Mittelpfetten in Frage. Diese Konstruktion ist insbesondere dadurch gekennzeichnet, daß die Binderstreben wechselndes Widerstandsmoment haben und ihre Oberkante mit Sparrenoberkante bündig liegt, wodurch ein ganzes Sparrengebilde erspart und freier Raum in größtmöglichem Ausmaße geschaffen wird. Diese Binderart stellt sich auch gegenüber den zimmermannmäßig, als doppeltes Sprengwerk ausgeführten Bindern äußerst günstig, und zwar war bei der Verdingung in Neukölln das Preisverhältnis 3:5. Der Binder ist in seinem Stoffverbrauch so günstig, daß er sogar mit einem normalen stehenden Dachstuhl in Wettbewerb treten kann, wodurch er auch für gewöhnliche Wohnhäuser in Betracht kommt.

Die Stützweite des Binders beträgt 13,55 m, die Systemhöhe 7,88 m. Der Binderabstand mißt 4,80 bis 5,70 m. Die Eindeckung besteht aus Pfannen. Das Auflager wird auf beiden Seiten durch einen Breitflanschträger gebildet, der gleichzeitig als Zugband dient.

Der größte Strebenquerschnitt besteht (Abb. 2) aus einem Steg 14/20 cm und zwei Flanschen 18/10 cm; die Verbindung des so gebildeten I-Querschnitts geschieht durch in der Hauptachse angeordnete Bolzen von 13 mm Durchm.

Die Aufnahme der in Abb. 3 dargestellten Schubkräfte der Binderstrebe findet gemäß nachstehender Untersuchung statt.

Allgemein ist die Schubspannung für einen aus zwei gleichen Rechtecken zusammengesetzten Querschnitt (Abb. 4):

$$\tau_{\max} = \frac{QS}{Jb}$$

(Q = Querkraft, S = statisches Moment eines Rechteckquerschnitts für die x -Achse, J = Trägheitsmoment des ganzen Querschnitts in bezug auf die x -Achse)

oder
$$\tau_{\max} = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q}{bh}$$

hieraus ist die Schubkraft

$$T_{\max} = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q}{h}$$

Die Schubkräfte in den einzelnen Strebenquerschnitten sind somit:

$$\begin{aligned} T_0 &= \frac{3}{2} \cdot \frac{558}{16} = 52,2 \text{ kg} \\ T_b &= \frac{3}{2} \cdot \frac{558}{20} = 41,8 \text{ „} \\ T_e &= \frac{558 \cdot 10 \cdot 9 \cdot 12}{28^3 - 8^3} = 28,1 \text{ „} \\ T_a &= \frac{558 \cdot 10 \cdot 11,5 \cdot 12}{33^3 - 15^3} = 22,7 \text{ „} \\ T_{11} &= \frac{558 \cdot 10 \cdot 15 \cdot 12}{40^3 - 20^3} = 17,9 \text{ „} \\ T_{1r} &= \frac{148 \cdot 10 \cdot 15 \cdot 12}{40^3 - 20^3} = 4,75 \text{ „} \\ T_d &= \frac{148 \cdot 10 \cdot 13,5 \cdot 12}{37^3 - 17^3} = 5,22 \text{ „} \\ T_{2l} &= \frac{148 \cdot 10 \cdot 10 \cdot 12}{30^3 - 10^3} = 6,82 \text{ „} \\ T_{2r} &= \frac{703 \cdot 10 \cdot 10 \cdot 12}{30^3 - 10^3} = 32,5 \text{ „} \\ T_e &= \frac{703 \cdot 10 \cdot 6,5 \cdot 12}{23^3 - 3^3} = 45,2 \text{ „} \\ T_3 &= \frac{3}{2} \cdot \frac{703}{17} = 62,0 \text{ „} \end{aligned}$$

Die Zusammenstellung der Schubkräfte ergibt:

1. Im unteren Strebenteil:

$$\begin{aligned} T_{0-1} &= 65(52,2 + 41,8) \frac{32}{65} + 144,5(41,8 + 28,1) \frac{71}{144,5} \\ &= 209,5(28,1 + 17,9) \frac{104}{209,5} = 3000 + 4970 + 4780 = 12750 \text{ kg.} \end{aligned}$$

2. Im oberen Strebenteil:

$$\begin{aligned} T_{1-2} &= -\frac{361}{3}(4,75 + 5,22 + 6,82) = -2020 \text{ kg} \\ T_{2-3} &= -\frac{130}{2}(32,5 + 45,2 + 62) = -12000 \text{ „} \\ \text{Summe} &= -14020 \text{ kg.} \end{aligned}$$

Außer durch die Bolzenverbindung des über 5,0 m langen, mittleren Steges wird die Schubkraft an jedem Strebenende mittels folgender Verbindungsmittel aufgenommen:

2 Dübel, System Schulz ³⁾ , 120 mm Durchm.,	
mit einer Tragkraft	= 6100 kg
Verleimtes Stegfutter, 50 cm lg.: 50 · 18 · 10	= 9000 „
	zusammen 15100 kg.

³⁾ Gesteschi: Hölzerne Dachkonstruktionen. 4. Aufl. S. 81. Berlin 1928. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

Abb. 5. Binderkonstruktion für ein Einfamilienhaus in Berlin-Dahlem (ausgeführt 1928).

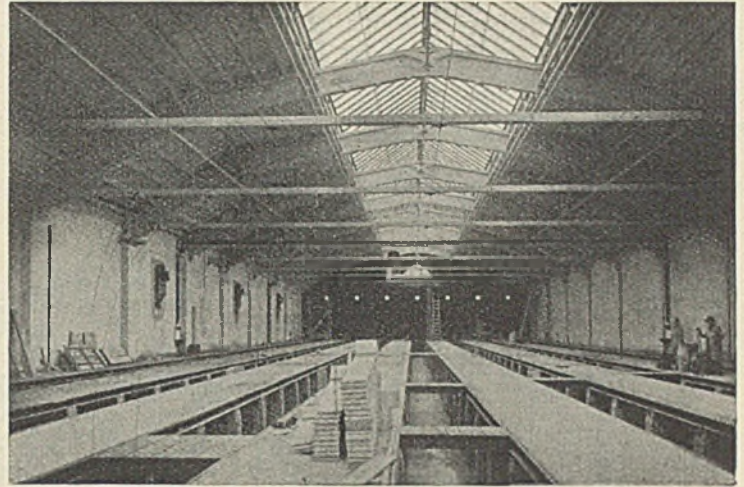
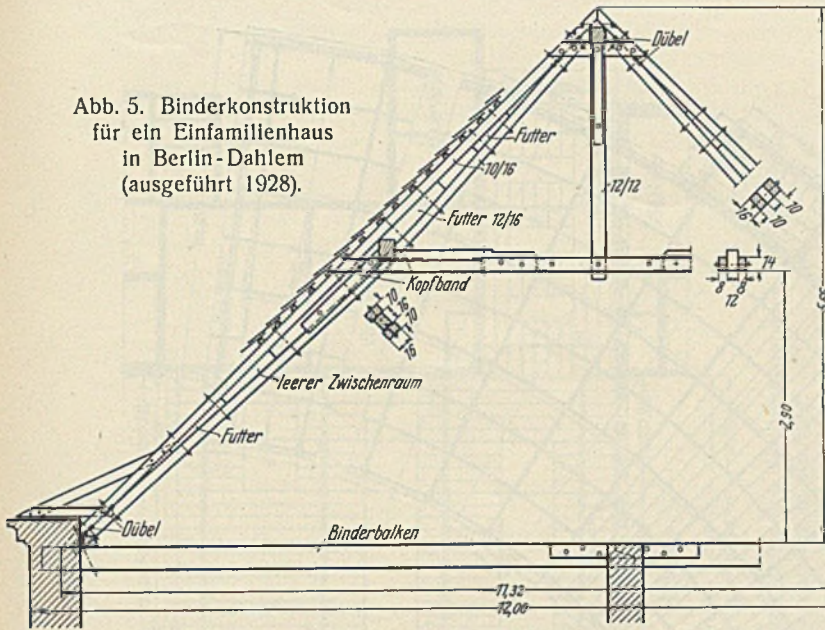


Abb. 7 Innenansicht des Straßenbahnhofs Dachauer Straße.

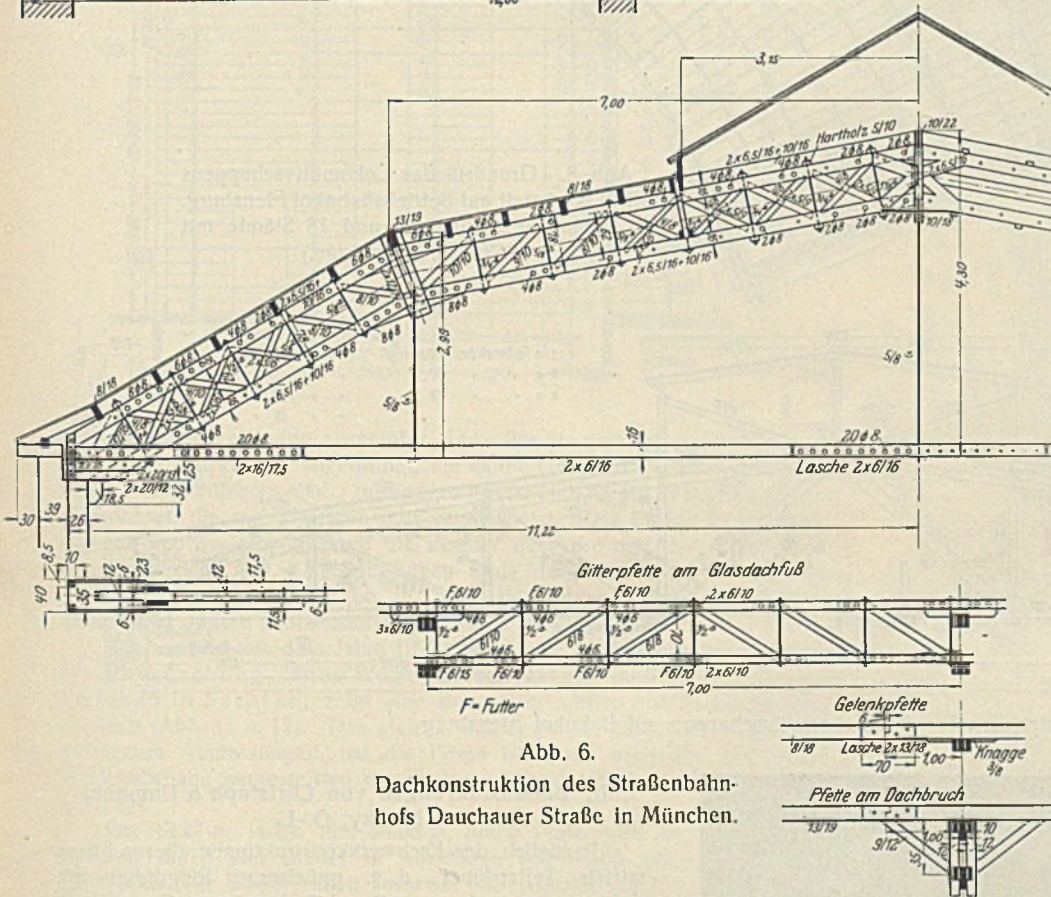


Abb. 6. Dachkonstruktion des Straßenbahnhofs Dauchauer Straße in München.

Abb. 6a. Binder des Straßenbahnhofs Dachauer Straße. Stabkräfte max S und min S.

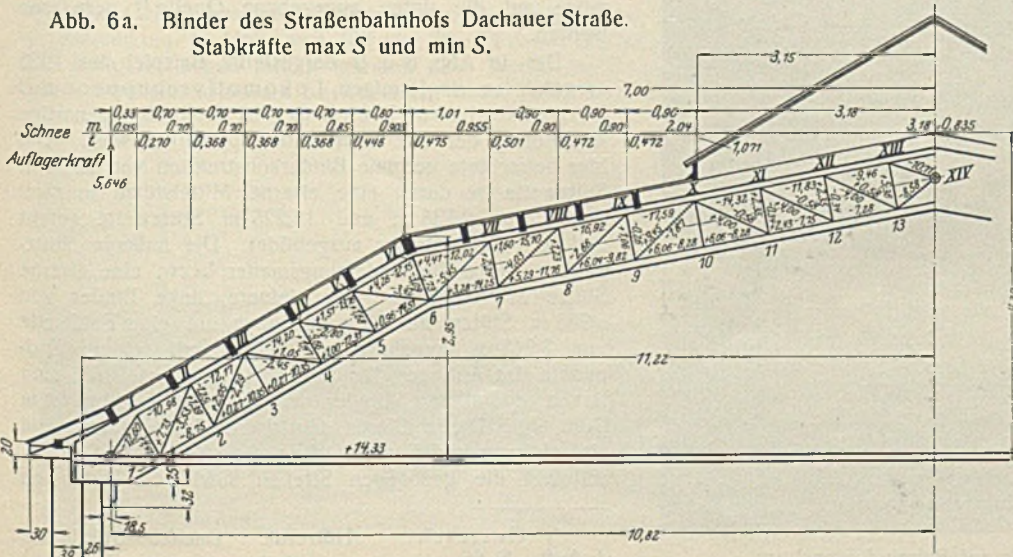


Abb. 5 zeigt ein Beispiel gleicher Ausbildung, jedoch mit nur einem wagerechten Druckstab (Spannriegel).

Das folgende Beispiel stellt die Dachkonstruktion für den Straßenbahnhof Dachauer Straße in München dar (Abb. 6 u. 6a). Es zeigt die Anordnung von Bogenbindern nach Howescher Art mit Pfosten aus anspannbarem Rundisen. Ausgeführt 1927 durch die Firma Math. Weiss, München.

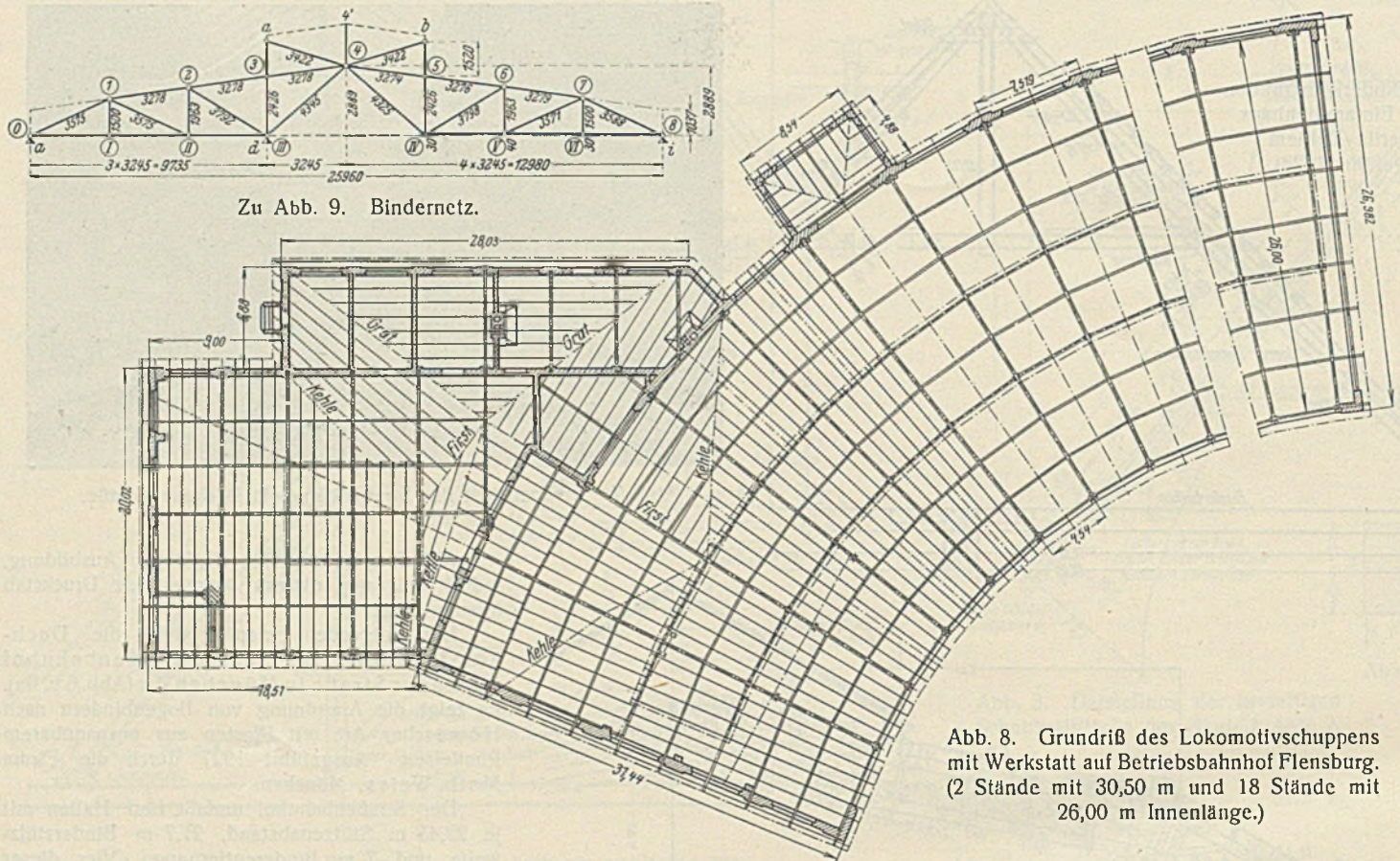
Der Straßenbahnhof umfaßt fünf Hallen mit je 22,45 m Stützenabstand, 21,7 m Binderstützweite und 7 m Binderentfernung. Vier dieser Hallen haben eine Länge von 105 m, während die fünfte Halle nur 49 m lang ist.

Die Binder sind als Dreigelenkbinder mit Zugband berechnet und ausgeführt. Sie ruhen in den Außenwänden auf Pfeilern, während die Mittelstützen durch Eisenbetonsäulen gebildet werden.

Der Binder ist als Fachwerkbogen mit parallelen Gurten, gedrückten Streben aus zwei Hölzern und gezogenen Pfosten (Rundisen) ausgebildet. Wo in den Streben Spannungswechsel eintritt, sind einfache Gegenstreben angeordnet. Die Abmessungen der Stäbe gehen aus Abb. 6 hervor. Die Bindergurte sind dreiteilig: 10/16 + 2 · 6,5/16. Die Verbindung der drei Teile geschieht durch runde Hartholzdübel mit einem Durchmesser von 83 mm und einer Stärke von 35 mm und Bolzen. Das Zugband besteht aus zwei Hölzern 6/16, die durch Holzlaschen an den Binder angeschlossen sind (Abb. 6); es ist in der Mitte gestoßen, wobei gleichfalls Holzlaschen und Hartholzrunddübel verwendet sind. Das Zugband ist an drei Stellen am Bogen durch Rundisen aufgehängt. Die Querversteifung der Binder geschieht am Fuße des Oberlichts durch eine Gitterpfette, ferner im Knickpunkte durch eine einfache Pfette mit Kopfstreben. Im übrigen sind die Pfetten 8/18 als Gelenkpfetten ausgebildet und durch seitliche Knaggen 3/8 gegen seitliche Verschiebung auf dem Obergurt gesichert.

Die statische Berechnung wurde durch Oberingenieur Gall, München, aufgestellt, während die konstruktive Durcharbeitung durch die ausführende Firma besorgt ist. Die Bestimmung der Binderstabkräfte wurde zeichnerisch durchgeführt. Es wurden gezeichnet ein Kräfteplan für Vollbelastung durch Schnee (hieraus Stabkräfte infolge ständiger Belastung), für einseitige Belastung durch Schnee und für Windbelastung. Hieraus wurden die größten positiven und negativen Stabkräfte ermittelt (Abb. 6a). Die größte Beanspruchung für den Kernquerschnitt der eisernen Binderpfosten beträgt 1240 kg/cm².

Die Binder wurden zwischen den Gurten verschalt, so daß die Füllglieder unsichtbar werden und, wie die Innenansicht einer Halle (Abb. 7) erkennen läßt, das Aussehen von vollwandigen Bindern haben.



Zu Abb. 9. Bindernetz.

Abb. 8. Grundriß des Lokomotivschuppens mit Werkstatt auf Betriebsbahnhof Flensburg. (2 Stände mit 30,50 m und 18 Stände mit 26,00 m Innenlänge.)

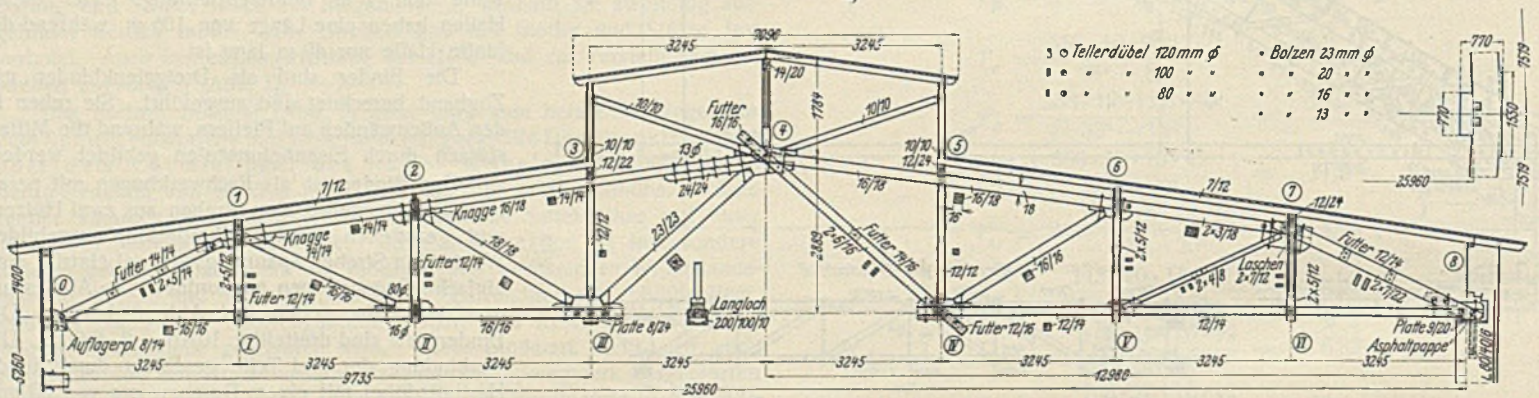


Abb. 9. Binderkonstruktion für den Lokomotivschuppen auf Bahnhof Flensburg.

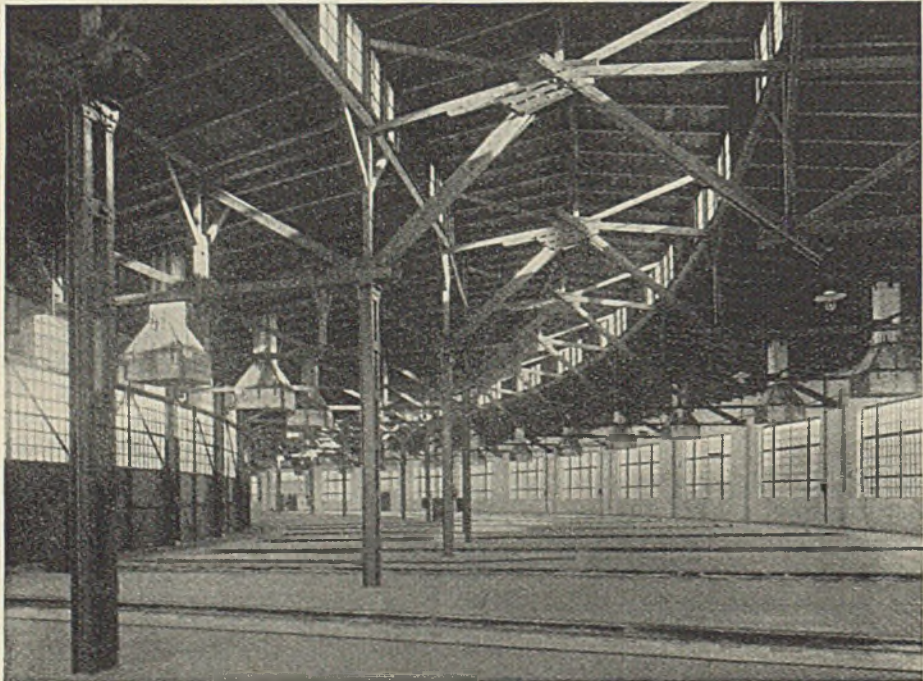


Abb. 10. Innenansicht des Lokomotivschuppens auf Bahnhof Flensburg.

III. Bauausführungen von Christoph & Unmack, Niesky, O.-L.

Bezüglich der Fachwerkkonstruktionen dieser Firma mittels Tellerdübel, d. s. gußeiserne Ringdübel mit T-förmigem und neuerdings L-förmigem Querschnitt, möge auf die unten angegebene Quelle ⁴⁾ verwiesen werden.

Das in Abb. 8 u. 9 dargestellte Beispiel des 1925 ausgeführten ringförmigen Lokomotivschuppens auf Betriebsbahnhof Flensburg ist durch die eigenartige Ausbildung der Dachkonstruktion bemerkenswert. Die hier betrachtete normale Binderkonstruktion von 25,96 m Stützweite ist durch eine eiserne Mittelstütze in zwei Felder von 9,735 m und 16,225 m Stützweite geteilt und als Gelenkträger ausgebildet. Die äußeren Stützpunkte bilden die Umfassungsmauer bzw. eine eiserne Stütze mit Konsole. Der kleinere, linke Binder von 9,735 m Stützweite ist nach innen um eine Feldweite von 3,245 m vorgekragt und bildet mit seinem Endpunkte das Auflager für den rechten, symmetrisch zum linken gestalteten Binder von 12,980 m Stützweite (Abb. 9). Die mittleren Gurtstäbe des Binders sind einfach ausgebildet, desgleichen die gedrückten Streben, während die gezogenen Streben sowie die äußersten

⁴⁾ Gesteschi: Hölzerne Dachkonstruktionen. 4. Aufl. S. 66.

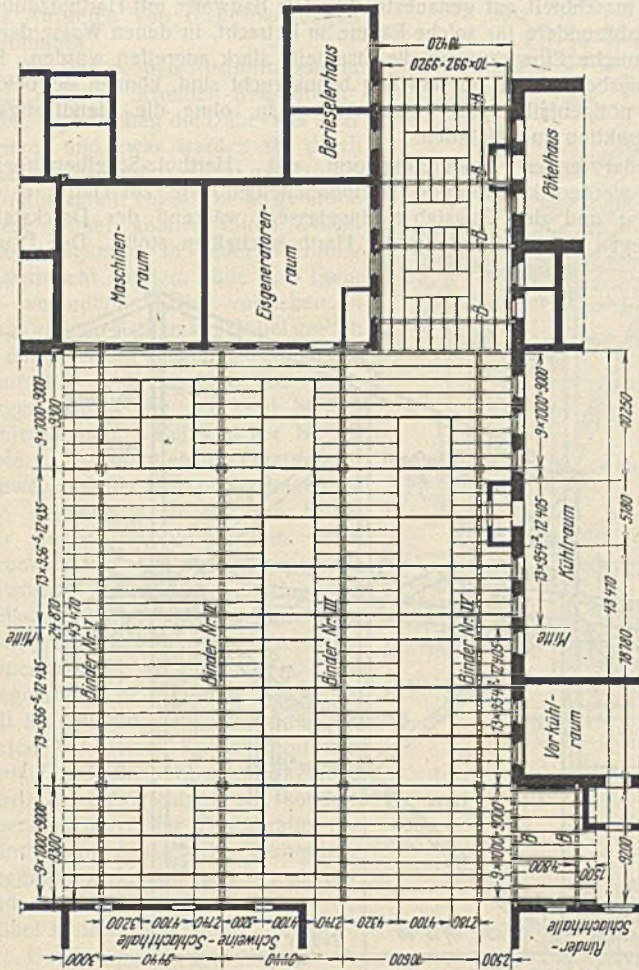


Abb. 11. Grundriß der Überdachung des Wagenhalteplatzes im Schlachthof zu Zwickau in Sachsen.

Obergurtstäbe zweiteilig ausgeführt sind. Für die gedrückten Streben sind besondere Druckstücke angeordnet, die an die Gurte durch Tellerdübel und Bolzen angeschlossen sind. In Bindermitte ist eine rd. 6,5 m breite Laterne angeordnet, die mit Seitenfenstern versehen ist. Das übrige Licht erhält der Lokomotivschuppen durch die Fenster der Tore und der Außenwand (s. Innenansicht Abb. 10). Am linken Ende des Schuppens, wo sich die Werkstätten anschließen (Abb. 8), sind die Binder anders ausgebildet, wobei eine andere Stützenstellung gewählt ist.

Eine zweite aus dem Jahre 1927 stammende Ausführung dieser Firma, die Überdachung eines Wagenhalteplatzes im Schlachthof zu Zwickau in Sachsen, zeigt eine Bogenkonstruktion aus flachliegenden Brettern (Abb. 11 u. 12). Das gleiche Bindersystem, jedoch in wesentlich geringeren Abmessungen, hat die Firma bei ihren nach den Normalien der Reichsbahn hergestellten zweistieligen Bahnsteighallen zur Ausführung gebracht.

Der 43,47 m lange und 34,98 m breite Platz wird in der Längsrichtung durch vier Binder in Abständen von 10,60 bzw. $2 \times 9,44$ m überdeckt. Die Binder ruhen auf zwei Mittelstützen aus Holz im Abstand von 24,87 m und kragen beiderseitig je 9,30 m vor. Da sie in Bogenmitte ein Gelenk besitzen, stellen sie, unter Annahme von theoretischen Gelenkpunkten in Höhe von 400 mm über Fundamentoberkante, äußerlich Dreigelenkbogen mit Kragarmen dar. Durch die Form des Untergurtes wird ein Schub auf beide Gurte übertragen. Die Biegemomente



Abb. 13. Wagenhalteplatz Zwickau während der Ausführung.

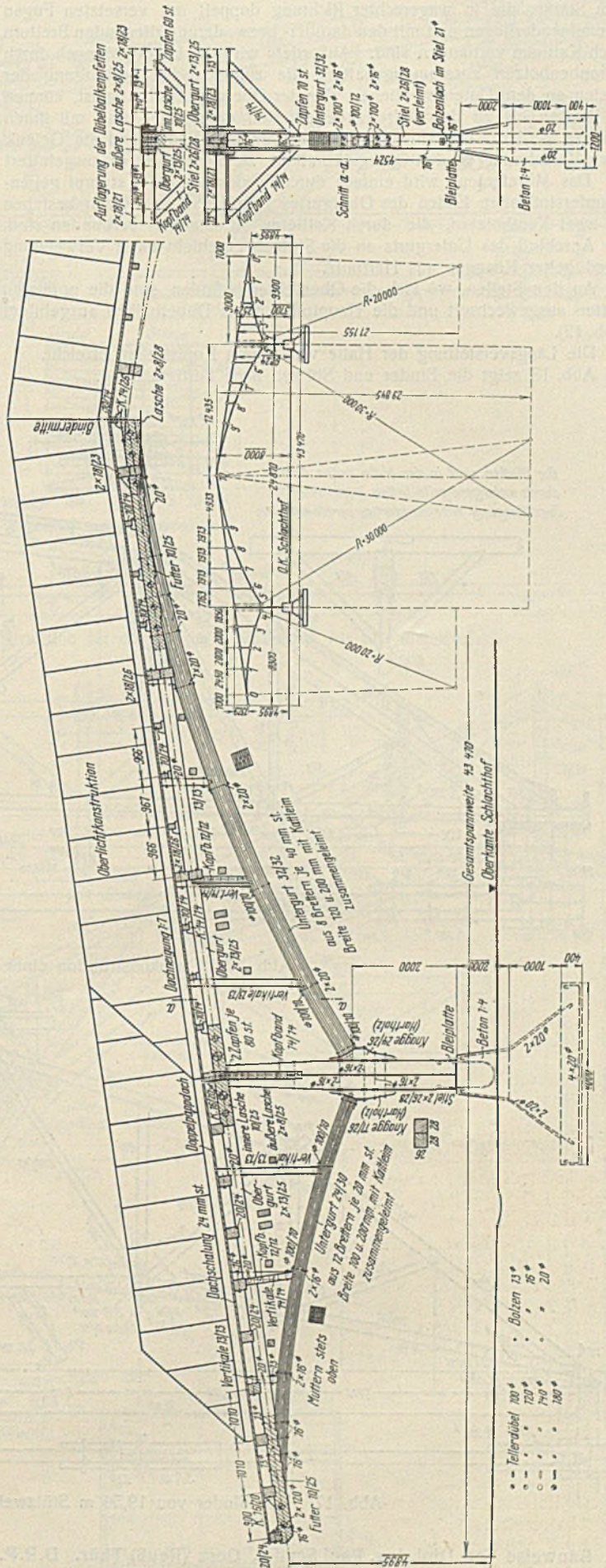


Abb. 12. Bogenbinder für die Überdachung des Wagenhalteplatzes zu Zwickau in Sachsen.

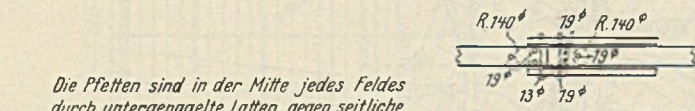
können von beiden Gurten entsprechend ihren Trägheitsmomenten aufgenommen werden, so daß das ganze System als statisch bestimmt behandelt werden darf.¹⁾ Der bogenförmig gestaltete Untergurt besteht aus wagerecht liegenden Brettflamellen von 2, 3 bzw.

¹⁾ Vgl. auch: Der Bauingenieur 1926, Heft 41.

4 cm Stärke, die in wagerechter Richtung doppelt mit versetzten Fugen nebeneinanderliegen und mit den darüber- bzw. darunterliegenden Brettern durch Kaltleim verbunden sind. Außerdem wird der Untergurt noch durch Schraubenbolzen zusammengehalten, die zugleich zur Befestigung der Pfosten an dem Untergurt dienen. Da der Obergurt zweiteilig ist, können die Pfosten bis zu den betreffenden Pfetten durchgehen und mit ihnen verbolzt werden. Der Untergurt schließt an den Enden und am Gelenk durch Verzahnung an den Obergurt an, der zu diesem Zweck ausgefurcht ist. Das Mittelgelenk wird einfach durch Verlaschung der stumpf gegeneinanderstoßenden Enden des Obergurtes gebildet. Die Stützen bestehen aus zwei Kanthölzern, die durch Kaltleim miteinander verbunden sind. Der Anschluß des Untergurtes an die Stützen geschieht unter Verwendung angedübelter Knaggen aus Hartholz.

An den Stellen, wo sich die Oberlichter befinden, sind die normalen Pfetten ausgewechselt und die Hauptpfetten als Dübelbalken ausgebildet (Abb. 12).

Die Längsversteifung der Halle wird durch Kopfstreben erreicht. Abb. 13 zeigt die Binder und Stützen nach Fertigstellung.



Die Pfetten sind in der Mitte jedes Feldes durch untergenagelte Latten gegen seitliche Durchbiegung miteinander zu verbinden.

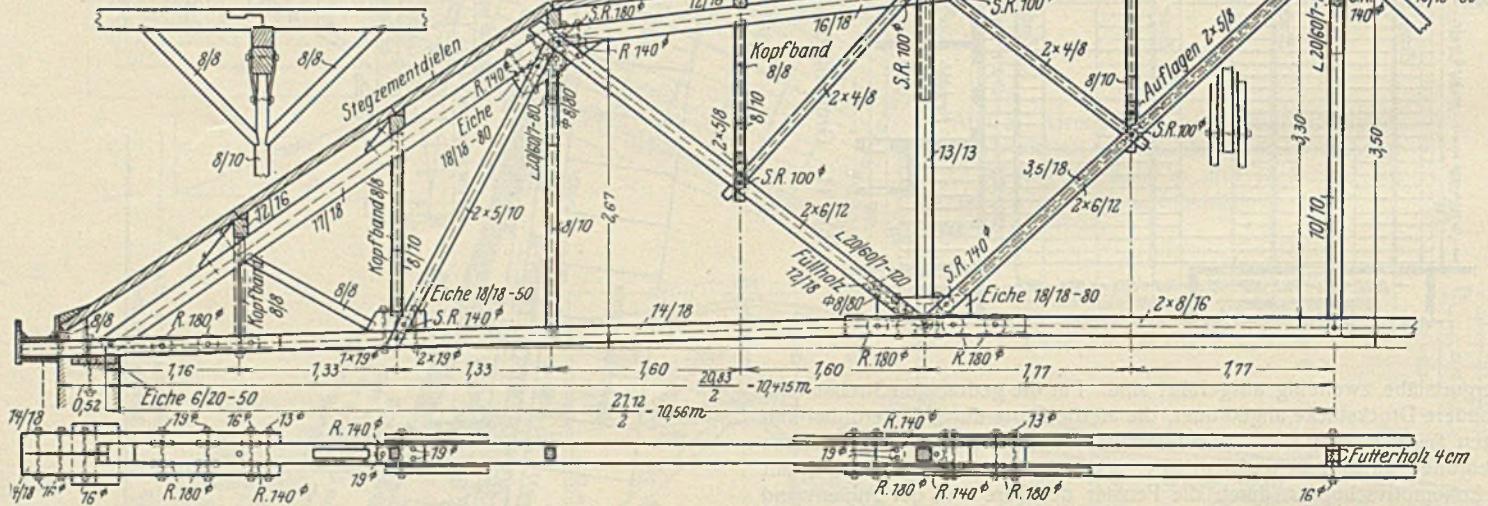


Abb. 16. Dachkonstruktion einer Fabrikhalle von 21,12 m Stützweite.

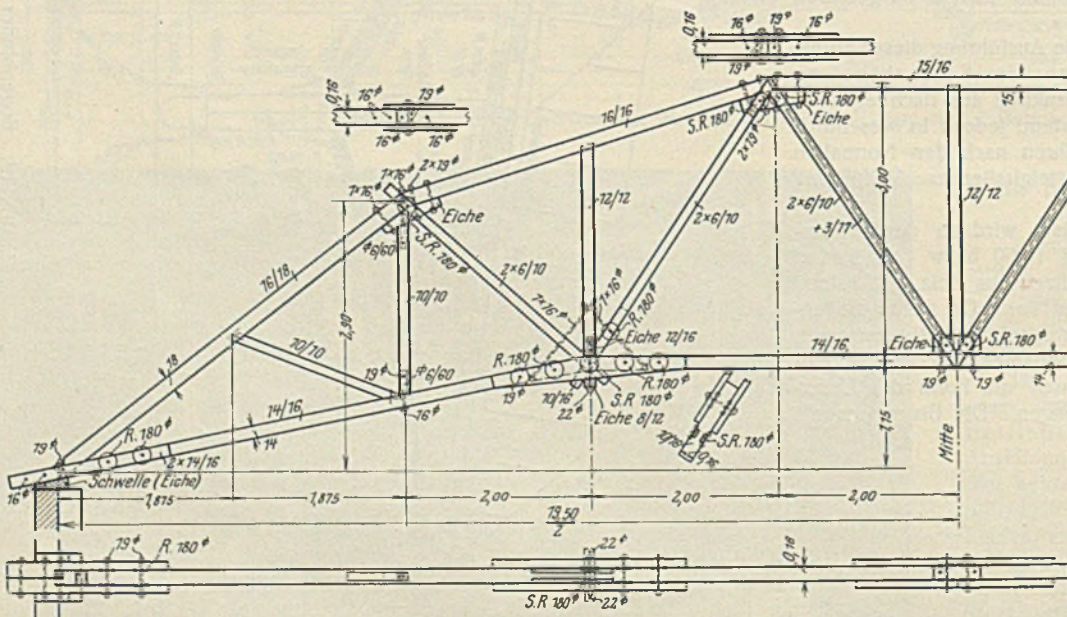


Abb. 17. Dachbinder von 19,50 m Stützweite.

geschieht maschinell auf genaueste Art. Die Bauweise mit Hartholzdübeln kommt insbesondere für solche Räume in Betracht, in denen Wasserdampf oder chemische Einwirkungen die Eisenteile stark angreifen würden. Die Verbindungsbolzen, die nur auf Zug beansprucht sind, können bei beiden Bauarten nötigenfalls später erneuert werden, ohne die Standfestigkeit der Konstruktion zu gefährden.

Bei der ersten Ausführungsform mit „Hartholz-Scheibendübeln“ (Abb. 14) werden kreisförmige Hartholzscheiben *d* je zur Hälfte in die Gurtstäbe *a* und den Zugstab *c* eingelassen, während der Druckstab *b* stumpf gegen eine Ablachung der Hartholzscheiben stößt. Der Druck-

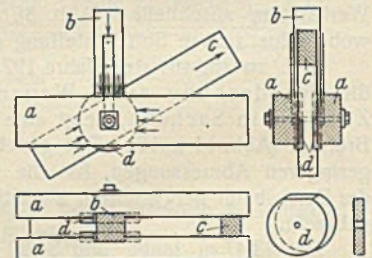


Abb. 14. Seydelscher Hartholz-Scheibendübel.

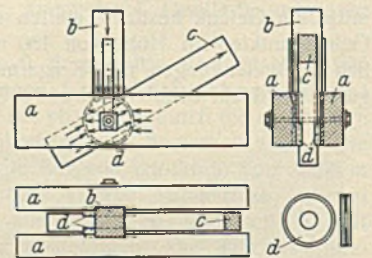


Abb. 15. Seydelscher eiserner Scheiben-Ringdübel.

IV. Bauweise von Dipl.-Ing. Paul Seydel, Gera (Reuß)/Thür. D.R.P.

Bei dieser Bauweise werden die Fachwerkstäbe durch Runddübel aus Hartholz oder Eisen derart verbunden, daß sämtliche Hölzer nur in der Richtung der Fasern beansprucht, die Schwinderscheinungen somit ausgeschaltet werden. An allen Verbindungsstellen wirken nur Druckkräfte von Hirnholz auf Hartholz oder Eisen. Die Knotenpunkte sind gelenkartig ausgebildet, wodurch Nebenspannungen (Biegespannungen in den Stäben) nicht auftreten können. Die Herstellung der Dübelhöhlungen

stab ist durch Flacheisenlaschen gegen seitliche Verschiebung und Verdrehung gesichert und vermag auch geringe Zugspannungen aufzunehmen. Sämtliche Stäbe stoßen mit Hirnholz gegen die Druckflächen der Hartholzdübel. Die einzelnen Hölzer können beim Trocknen nach der Mitte zu schwinden, ohne eine Veränderung der Längen im Fachwerksystem zu verursachen. An jedem Dübel treten mindestens drei verschieden gerichtete Kräfte auf, die sich gegenseitig im Gleichgewicht halten und innerhalb des Dübels in ihre Seitenkräfte zerlegt werden. Die Stäbe sind um den Knotenmittelpunkt drehbar, so daß sie sich immer selbst-

tätig in die richtige Lage einstellen und das Auftreten von Biegespannungen verhindern.

Bei der zweiten Ausführungsform mit „eisernen Scheiben-Ringdübeln“ (Abb. 15) bestehen die Dübel aus zwei Teilen, und zwar werden sie durch Zusammensetzung eines geschlossenen Ringes mit einer Scheibe gebildet. Diese Dübel können durch Druck- oder Zugkräfte in jeder Richtung beansprucht werden, ohne ihre Form zu verändern. Die vorstehenden ringförmigen Kanten der Dübel greifen in entsprechend ausgefräste Nuten der Gurtstäbe und Zugstäbe und übertragen die Kräfte an zwei Stellen hintereinander. Bei gleicher Nutentiefe, d. h. bei gleicher Querschnittschwächung der Hölzer übertragen sie die doppelte Kraft wie die Dübel der ersten Ausführungsform. Die Druckstäbe stoßen stumpf gegen die gewölbten Außenflächen der Ringe und müssen an den Enden entsprechend hohl ausgefräst oder mit besonderen Druckstücken versehen sein. Im Gegensatz zu anderen Bauweisen mit Ringdübeln oder Scheibendübeln treten bei dieser Konstruktion niemals Druck-, Schub- oder Zugkräfte quer zur Faserrichtung auf, sondern überall wirken nur Druckkräfte von Hirnholz auf Eisen. Die Verbindung der Stäbe wirkt ebenfalls gelenkartig, und die Kräfte werden innerhalb der Dübel in ihre Seitenkräfte zerlegt.

Durch die Ausschaltung von Zwischenstücken bei den Stabanschlüssen ist die Konstruktion mittels Seydelscher Dübel unbedingt zuverlässig gegen nachträgliche Formänderungen bzw. Senkungen.

Beide Bauarten eignen sich für ein-, zwei- oder mehrteilige Gurtungen.

Ein Beispiel einer nach der geschilderten Bauweise ausgeführten Dachkonstruktion ist in Abb. 16 dargestellt. Der Dachbinder ist als Balkenbinder von 21,12 m Stützweite und 3,30 m Systemhöhe ausgeführt; er hat in der Mitte eine Sprengung von 20 cm, also etwa $\frac{1}{100}$ der Stützweite erhalten. Der Binderabstand mißt 5,0 m. Das Hauptfachwerk ist unterteilt, indem die Lastpunkte der Zwischenpfetten durch Zwischenposten nochmals gestützt sind. Die Dachkonstruktion trägt ein mittleres Satteloberlicht von 7,1 m Weite, das seitlich mit festen Lüftungsjalousien versehen ist. Die Eindeckung des Daches besteht aus Stegzementdielen.

Der Binder hat eine unbeabsichtigte Probebelastung glänzend überstanden; bei der Aufstellung der Maschinen sind in der Mitte Einzelasten von etwa 4 t mittels Flaschenzuges aufgehängt worden, ohne daß der Binder irgendeine Beschädigung oder Senkung gezeigt hätte. Ausgeführt im Jahre 1923.

Das nächste Beispiel (Abb. 17) zeigt gleichfalls einen Balkenbinder von 19,50 m Stützweite und 5,14 m Binderabstand, der 1923 ausgeführt wurde.

Dieser Binder ist insofern bemerkenswert, als vom Architekten die

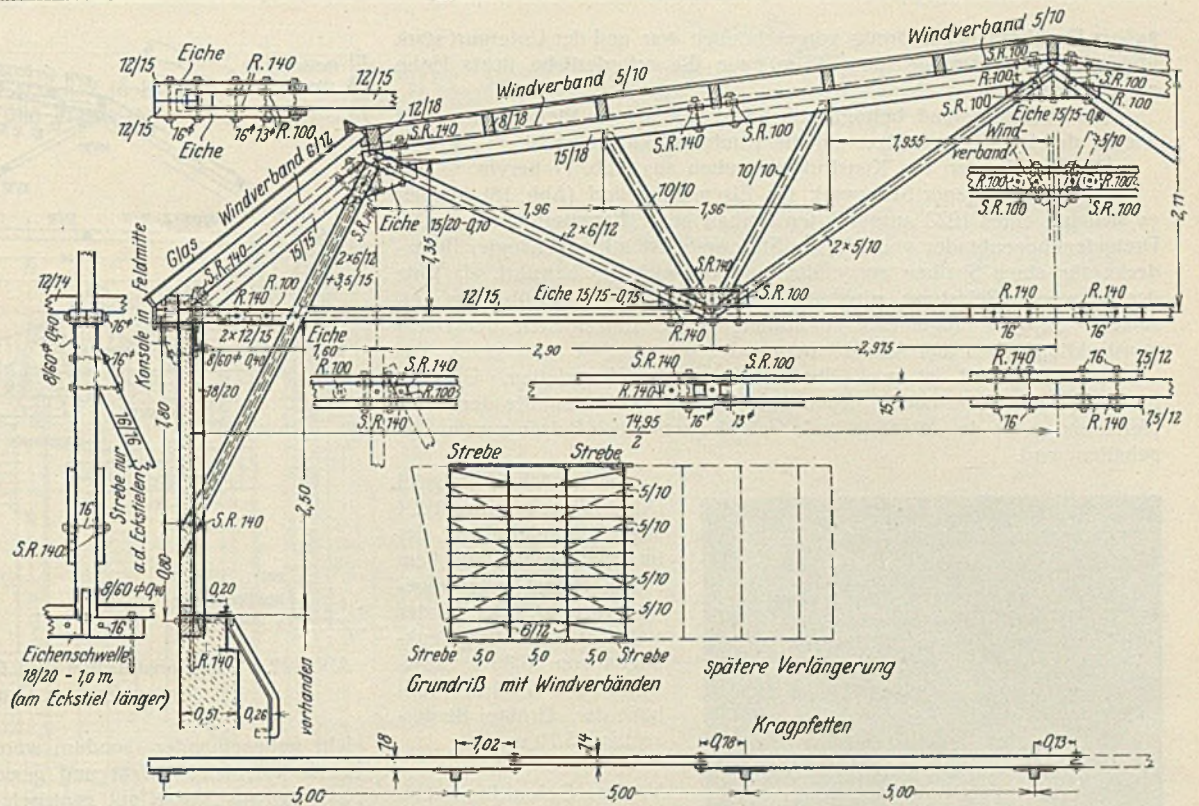


Abb. 18. Dachkonstruktion für das Siegener Stanzwerk für Eisenbahnbedarf.

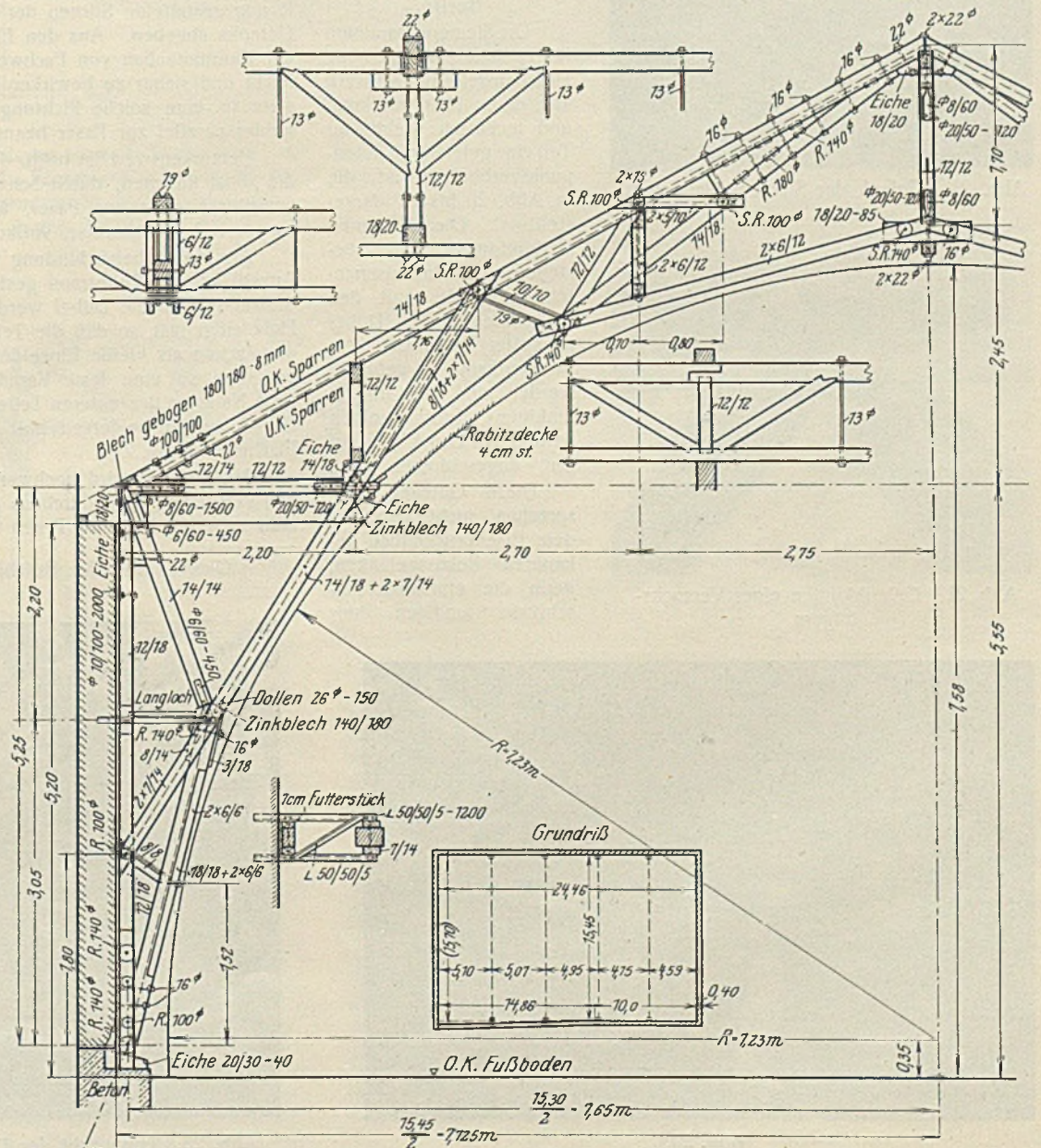


Abb. 19. Dachkonstruktion für einen Saalbau.

äußere Dachform bogenförmig vorgeschrieben war und der Untergurt stark überhöht werden mußte (um 1,15 m), um die erforderliche lichte Höhe zu erhalten.

Der Pfettenabstand beträgt 1,88 bzw. 2,00 m; die Pfettenlasten sind wieder durch Zwischenhölzer auf die Knotenpunkte gebracht.

Die Einzelheiten der Konstruktion gehen aus Abb. 17 hervor.

Bei dem Siegener Stanzwerk für Eisenbahnbedarf (Abb. 18) handelt es sich um einen 1923 ausgeführten Umbau bzw. Erweiterungsbau. Der Dreigelenkbogenbinder von 14,95 m Stützweite ist mit angehängter Betondecke für einen Saalbau ausgeführt und hat sich gut bewährt, da trotz der schweren Belastung nirgends ein Riß in dem Stucküberzug entstanden ist. Die allgemeine Anordnung sowie Einzelheiten der Dachkonstruktion gehen aus Abb. 18 hervor.

Bemerkenswert ist noch die Anordnung der Kragpfetten. Die eingehängten Pfetten schieben sich mit den Enden in Ausschnitte der Kragpfettenenden, wo das so entstehende Gelenk durch einen Bolzen zusammengehalten wird.

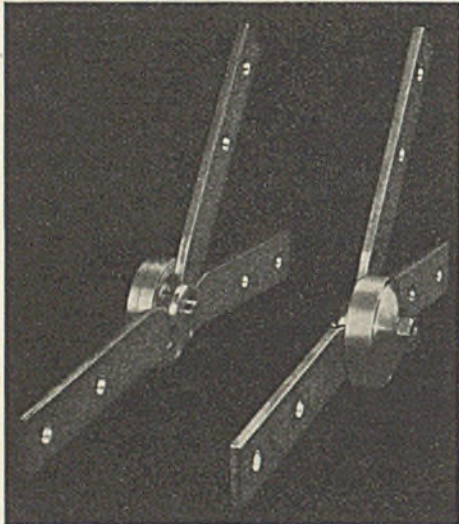


Abb. 20. Gelenk der Siemens-Bauunion.

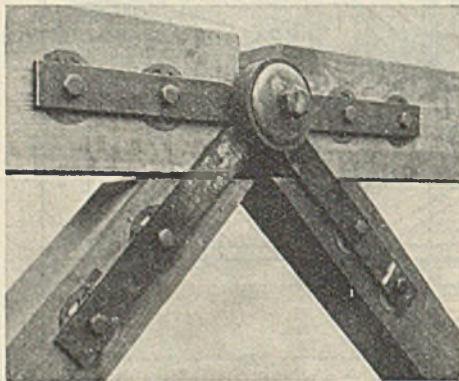


Abb. 21 Gelenknoten eines Versuchs-trägers

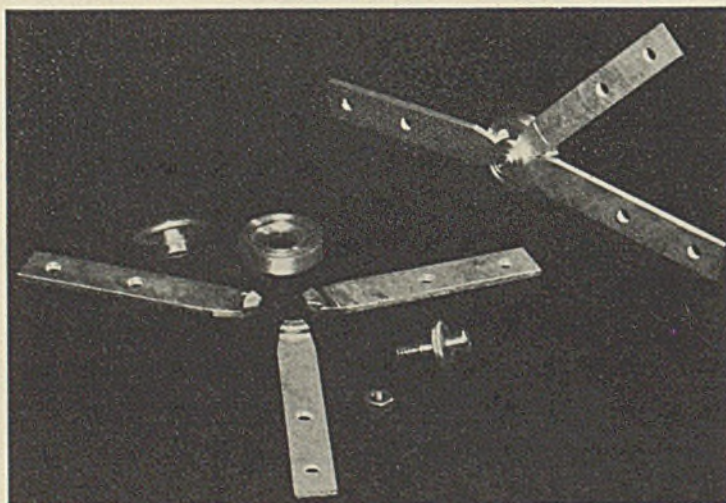


Abb. 20a. Gelenk der Siemens-Bauunion in die Einzelteile zerlegt.

Das nächste Beispiel (Abb. 19) zeigt einen 1924 ausgeführten Saalbau, der im Innern durch eine 4 cm starke Rabitzdecke abgeschlossen ist. Der Binder stellt einen Zweigelenkbogen von 15,30 m Stützweite und 7,70 m Pfeilhöhe dar. Größter Binderabstand 5,10 m.

V. Das Gelenkfachwerk der Siemens-Bauunion, Berlin.

Die Siemens-Bauunion führt seit kurzem eine neue Holzbauweise in Fachwerk aus, deren Hauptmerkmal und technisch wichtigster Teil eine gelenkige Knotenpunktverbindung ist, die in Abb. 20 bis 22 dargestellt ist. Diese eisernen Verbindungsstücke bestehen aus Flacheisenanschlüssen, die mit den Holzstäben durch Dübel (s. später) in festen Zusammenhang gebracht werden und die in gelenkigen Knotenpunkten sowohl auf Druck wie auf Zug angeschlossen sind.

Diese Gelenke entsprechen nicht den aus dem Eisenbrückenbau bekannten Bolzengelenken, denn die einzelnen Anschlüsse endigen hier

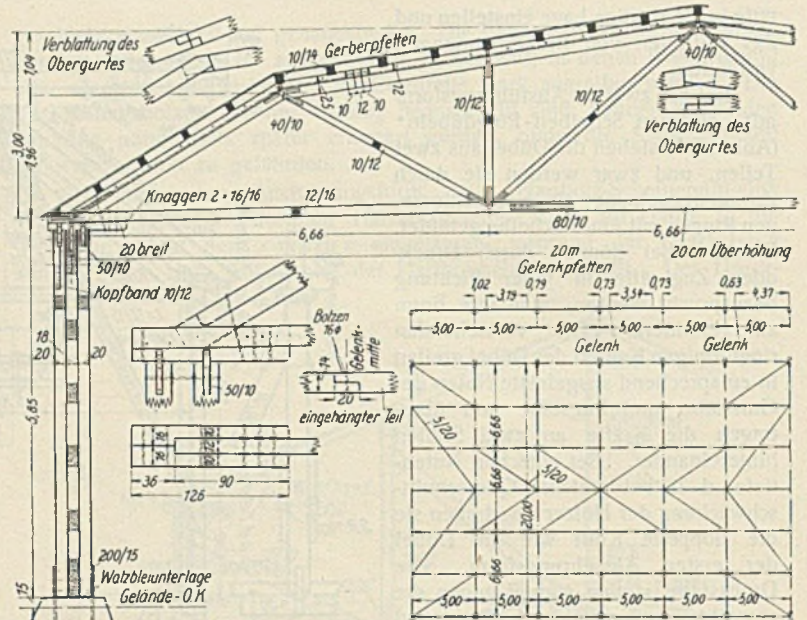


Abb. 22. Dachkonstruktion des Geräteschuppens in Berlin-Siemensstadt. Unten Rechts: Grundriß mit Windverband.

nicht nebeneinander, sondern werden hier gewöhnlich aus der gleichen Ebene kommend gefaßt und gesichert. Im Gelenk selbst endigen die Flacheisenanschlüsse mit zentrisch verlaufenden Anstauchungen, die mit den unterschrittenen Anliegeflächen die Zugkräfte und mit den bogenförmig gestalteten Stirnen der Köpfe die Druckkräfte an das Gehäuse des Gelenks abgeben. Aus den Einzelheiten des Gelenks ist ersichtlich, daß der Zusammenbau von Fachwerken mit diesen gelenkigen Knotenpunkten leicht und sicher zu bewirken ist, und daß ferner die Flacheisenanschlüsse stets in eine solche Richtung gebracht werden können, daß das Holz immer parallel zur Faser beansprucht wird.

Bemerkenswert ist noch, daß durch die unmittelbaren Druckanschlüsse die sonst üblichen, durch Schwinden des Holzes beeinträchtigten Druckanschlüsse quer zur Faser, ähnlich wie bei der vorher geschilderten Seydelschen Bauweise, vollkommen ausgeschaltet sind.

Als Holzdübelverbindung werden in diesem System Teller mit einer Anzahl auf den Tellerrand gestellten Zacken (Greimsche Krallenscheibe⁵⁾) verwendet. Diese Dübel werden bis zur Tiefe des Tellerrandes in das Holz eingefräst, so daß die Tellerunterkante mit dem Holz bündig liegt; die Zacken als kleine Einzeldübel werden in das Holz eingedrückt und bewirken so eine feste Verankerung des Gesamtdübel im Holz. Die feste Nabe an der unteren Tellerfläche übermittelt die Kräfte des hölzernen Gurtes auf die beiderseits mit entsprechenden Bohrungen angeschlossenen Flacheisen (Abb. 21).

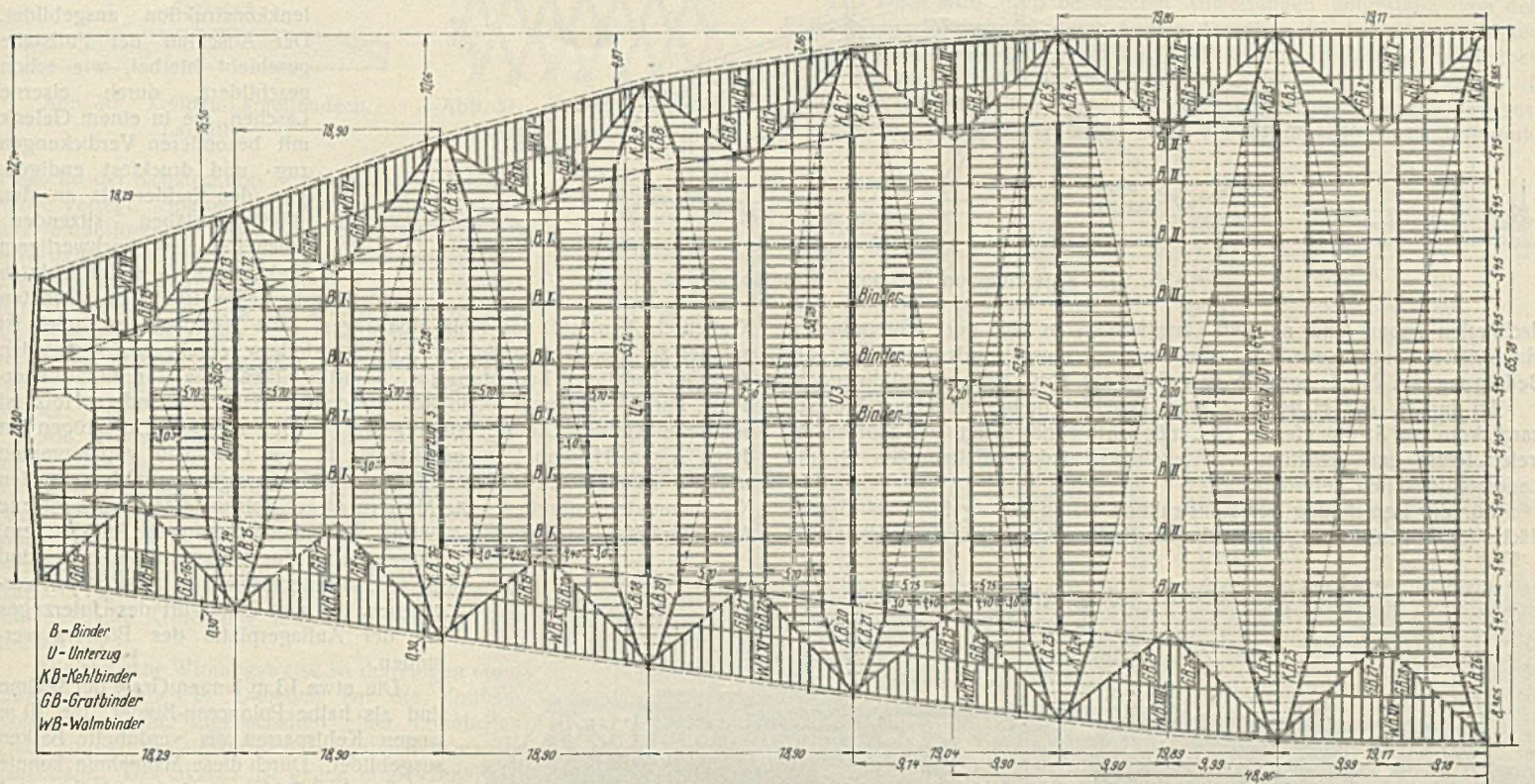
Als Baustoff wird hochwertiger Stahl verwendet. Eine große Anzahl von Versuchen ergab durchaus günstige Werte. Bei zwei Versuchsträgern fand in einem Falle der Bruch im Flacheisenanschluß des mittleren Unter-

⁵⁾ Gesteschi: Der Holzbau, S. 128 (Verlag von Julius Springer).



Abb. 23. Untersicht der Dachkonstruktion des Geräteschuppens in Berlin-Siemensstadt.

Abb. 24. Kajeschuppen 13a am Hafen 2 in Bremen.
Grundriß mit Sparrenlage und Pfettenzügen.



gurtstabes statt, im zweiten Falle im mittleren Untergurtstab selbst (an einer Aststelle). In beiden Fällen waren die Einzelverbindungen und Anschlüsse an die Holzquerschnitte ohne irgendwelche Merkmale von Zerstörung nach dem Bruch geblieben. Im ersten Falle war die Bruchsicherheit eine mehr als dreifache, im zweiten Falle eine 2 $\frac{1}{2}$ fache.

Was die Ausführung dieser Fachwerkstrukturen betrifft, so wird der Hauptteil werkstattmäßig angefertigt. In der Werkstatt wird die Gesamtkonstruktion mit dem Einbau der wichtigsten Verbindungsmittel fast ausschließlich durch maschinelle Bearbeitung hergestellt.

Die Aufstellung auf dem Bauplatz besteht nur im Zusammenschrauben der Gelenke und läßt sich in kurzer Zeit bewirken. Etwa schadhaft gewordene Fachwerkstäbe lassen sich leicht auswechseln.

Für transportable Bauwerke, wie vor allem Hilfsrüstungen, ist diese gelenkartige Knotenpunktverbindung besonders geeignet, da sie den schnellsten und zuverlässigsten Abbau und Wiederaufbau gewährleistet.

Eine Anwendung der geschilderten Bauweise zeigt der Geräteschuppen in Berlin-Siemensstadt, der im Herbst 1927 hergestellt ist (Abb. 22).

Die Binderstützweite beträgt rd. 20 m, der Binderabstand 5 m. Die unten eingespannten Holzstützen sind 5,85 m hoch und stehen mittels Walzbleiunterlagen auf Betonfundamenten.

Der Obergurt ist durch beiderseits angebolzte Kanthölzer T-förmig gestaltet und so in die Lage versetzt, die Biegebeanspruchungen durch die Pfetten einwandfrei aufzunehmen.

Die Pfetten sind als Gerberträger ausgebildet. Abb. 23 zeigt die fast vollendete Dachkonstruktion von unten gesehen.

Ein weiteres sehr bemerkenswertes Beispiel für die beschriebene Bauweise stellt der 1927 errichtete Kajeschuppen 13a am Hafen 2 in Bremen dar.

Der Grundriß (Abb. 24) des Schuppens hat durch die im Bremer Hafen bedingte Führung der Gütergleise die Form eines Bügeleisens erhalten. Die überdachte Grundrißfläche beträgt rd. 7100 m². Die Außenwand an der Landseite ist gemauert mit Eisenbetongesims; an der Spitze des Gebäudes befindet sich ein gemauerter Pegelturm. Die Außenwand

der Wasserseite hat eiserne Stützen mit Schiebetoren und Wellblechverkleidung erhalten.

Die Bedachung besteht aus einem doppellagigen Pappdach mit Hobel-dielenschalung. Die ganze Dachfläche wurde in sieben parallel an-

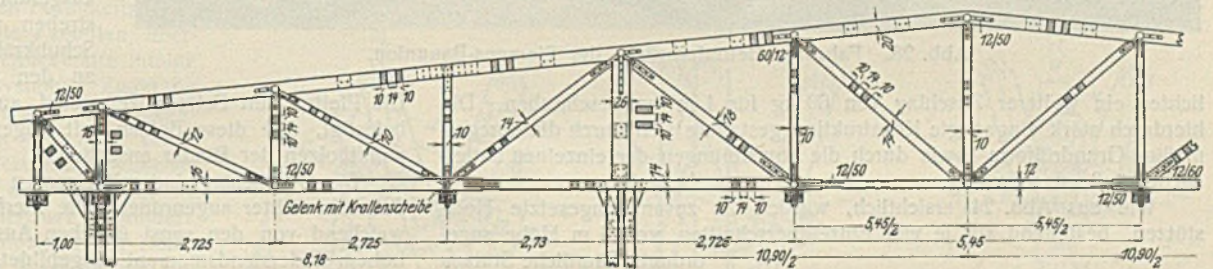


Abb. 25. Kajeschuppen Bremen. Unterzug 5.

geordnete Satteldächer mit Satteloberlichtern über den Firsten aufgeteilt (s. Grundriß und Teillängsschnitt in Abb. 24). Der Firstverlauf ist etwa rechtwinklig zur Längsfront des Gebäudes. An den beiden Traufen auf den Längswänden des Bauwerks wurden alle sieben Satteldächer ab-



Abb. 26. Kajeschuppen Bremen.
Innenansicht gegen einen Unterzug mit Stützen.

bogenartig gekrümmten Gewölbefläche liegt. Es wird hergestellt aus unter sich gleichen Einzelteilen, den Lamellen (Abb. 30), die aus handelsüblichen Brettern gewonnen und, unabhängig von der Spannweite, handelsübliche Längen von 1,70 bis 2,50 m besitzen⁷⁾. Wie bemerkt, sind sämtliche

Bohrmaschine (u. U. Fräsmaschine), möglichst im Sägewerk. Vormontage auf dem Werkplatz ist nicht erforderlich. Die Lamellen sind, wie schon erwähnt, einseitig kurviert, an den Enden abgeschragt und geschmiegt, an den Enden mit Bohrungen und in der Mitte mit Langloch versehen (Abb. 30).

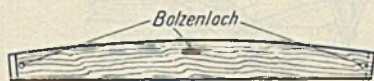


Abb. 30. Zollbau-Lamellendach. Lamelle.



Abb. 31. Zollbau-Lamellendach. Netzwerk.

Das Dach wird nach besonderen Anweisungen aufgestellt, von den Fußschwellen ausgehend, durch Aneinanderreihen der fertig zugerichteten Lamellen.⁸⁾ Die an Fußschwelle und Giebelbogen erforderlichen halben Lamellen werden durch Teilung normaler Lamellen erhalten. Zum Aufstellen ist lediglich eine leichte Arbeitsrüstung, jedoch kein Lehrgerüst erforderlich. Die Arbeitsrüstung kann bei langen Hallen als Verschieb-

Tragteile der Konstruktion in die gekrümmte Dachfläche verlegt. Sparren, Pletten und Binder fallen fort (binderloses System). Das Netzwerk (Abb. 31) wird gebildet durch rautenförmiges Zusammenfügen der hochkant gestellten Lamellen. Durch einseitiges Krümmen der Lamellen an den Enden abgeschragten (geschmiegt) Lamellen wird eine Krümmung des Netzwerks erzielt; diese gibt der Konstruktion die Wirkungsweise und damit Tragfähigkeit eines Gewölbes.

Als Querschnittform des Daches ergibt sich hieraus der Rundbogen (Segmentbogen) oder der Spitzbogen mit beliebiger Stichhöhe und Krümmungshalbmesser und Spannweiten bis zu 35 m und mehr. Walme, Kreuzgewölbe und Zeltdächer werden unter Zuhilfenahme von Graten gebildet. Kuppeln sind durch Anpassung der Lamellen an die räumliche Krümmung ohne Schwierigkeit herstellbar.

Die statische Wirkungsweise ist derjenigen eines Gewölbes ähnlich⁹⁾. Daneben hat die Zollbau-Konstruktion die Eigenschaften einer räumlichen Platte infolge des netzartigen Zusammenhanges der Einzelteile. Das System ist gegen ungleichmäßige Belastung (z. B. durch Einzellasten) hochgradig statisch unbestimmt; hierdurch tritt bei Ausparungen oder zufälligen Durchbrechungen (Brand!) eine bei Binderkonstruktionen nicht denkbare, vorteilhafte Kräfteverteilung ein. Der Gewölbeschub des Daches wird durch die Wandkonstruktion oder den Grundbau oder durch Zugstangen aufgenommen.

Die Konstruktion ist statisch den Festigkeitseigenschaften des Holzes angepaßt. Die Lamellen übertragen aufeinander in erster Linie Druckkräfte infolge der Gewölbewirkung des Gesamtsystems. Zugkräfte treten an den Knotenpunkten nicht auf. Den Biegebeanspruchungen gegenüber bietet der hohe Brettquerschnitt den erforderlichen Widerstand. Seitliches Ausknicken eines Lamellenzuges aus seiner Ebene wird durch die anlaufenden Lamellenzüge verhindert. Die Schalung oder Lattung zur Aufnahme der Dachendeckung ist normalerweise ein wesentlicher Bestandteil der Gesamtkonstruktion.

Die Verbindung der Lamellen ist einfach und gegen Zufälligkeiten (Setzen, Schwinden des Holzes) unempfindlich. Je drei Lamellen werden in den Kreuzungspunkten der Lamellenzüge, den Knotenpunkten, durch handelsübliche Schloß- oder Maschinenschrauben, den Knotenpunktbolzen, unter Zuhilfenahme von Unterlagsplatten miteinander verbunden. Letztere sind meist mit Krallen versehen und rhombisch gestanzt.

Die Fußschwellen bestehen aus Kantholz. Die Giebel- oder Ortbogen werden aus krummgeschnittenen handelsüblichen Brettern, den Lamellen, ähnlich hergestellt. Die Fußpunktkeile bestehen aus mechanisch bearbeiteten Harthölzern. Die Firstbohle bei Spitzbogendächern ist parallel besäumt und unbearbeitet.

Die Zurichtung der Lamellen geschieht mit Kreissäge, Bandsäge und

⁷⁾ Neuerdings wird die Lamellenkonstruktion auch in Eisen ausgeführt, und zwar in Form des „Junkers-Zollbau-Lamellendaches“, das von ihrer Herstellerin, den Junkers-Werken, Dessau, in Interessengemeinschaft mit dem Europäischen Zollbau-Syndikat A.-G., Berlin, vertrieben wird.

⁸⁾ Prof. Otzen, Hannover, hat das Verhalten des räumlichen Netzwerks unter verschiedenen Belastungen theoretisch und durch Versuche erstmalig untersucht und eine angenäherte Berechnungsweise aufgestellt. Weitere Belastungsversuche unter Leitung von Zivilingenieur Dipl.-Ing. Haber-Schaim, Berlin, führten zu einer Vervollständigung der Berechnungsverfahren, die das elastische Verhalten bei verschiedenen Dachlängen, Stichhöhen und Krümmungshalbmessern berücksichtigen.

⁹⁾ Ausführliche Beschreibungen und Unterlagen hierüber werden von dem Europäischen Zollbau-Syndikat A.-G. an Interessenten abgegeben.

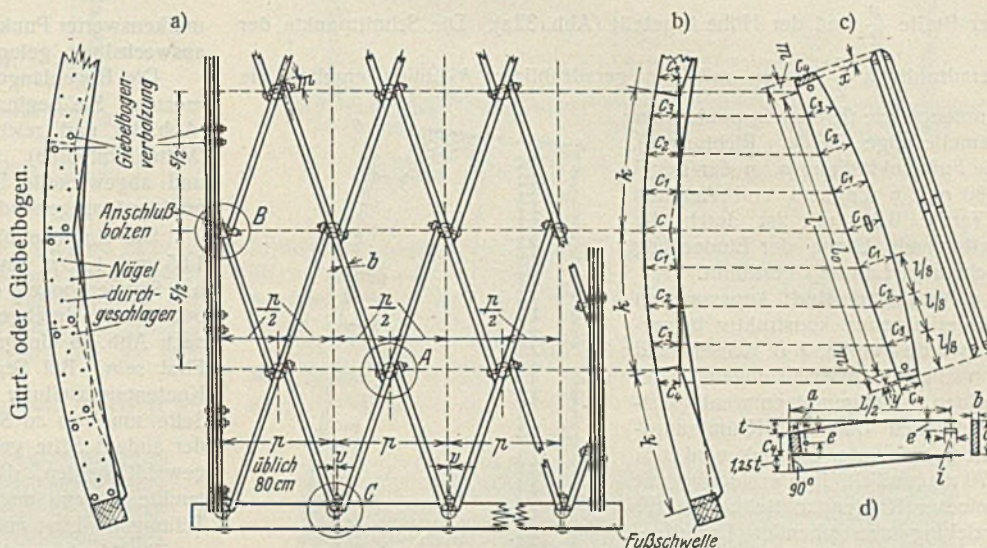


Abb. 32. Allgemeine Anordnung des Netzwerks des Zollbau-Lamellendaches.

rüstung ausgebildet werden. Bei Wohnhausdächern wird von der Balkenlage aus montiert.

Das Zollbaudach kann im Bedarfsfalle leicht abmontiert und an anderer Stelle wieder aufgestellt werden. Beschädigungen von Einzelteilen treten hierbei nicht auf; Verlust oder Transportbeschädigung einzelner Stücke beeinträchtigt die Wiederherstellung nicht. Die Austausch-

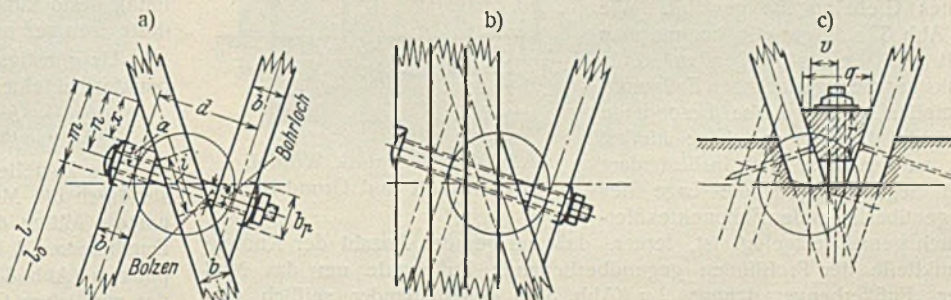


Abb. 33. Knotenpunktanordnung.

barkeit der Elemente schließt Behinderung infolge von Verwechslung aus.

Über die Einzelheiten der Konstruktion sei folgendes ausgeführt. Abb. 32 stellt die allgemeine Anordnung des Netzwerks, vom Giebelbogen ausgehend, dar. Zur Ermittlung der System- bzw. Knotenpunkte wird die Abwicklung der Dachfläche (Dachmantelfläche) in Rechtecke von



Abb. 34. Systempunkt für Bogenmaße.

Abb. 35. Zollbaudach.

Abb. 37. Firstpunkt bei nicht aufgehender Knotenpunktteilung.

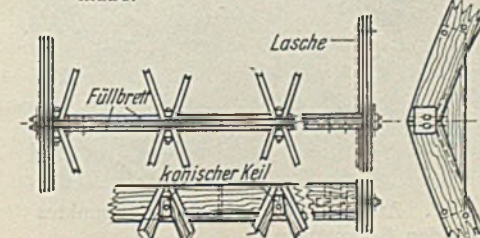


Abb. 36. Firstpunkt bei aufgehender Knotenpunktteilung.

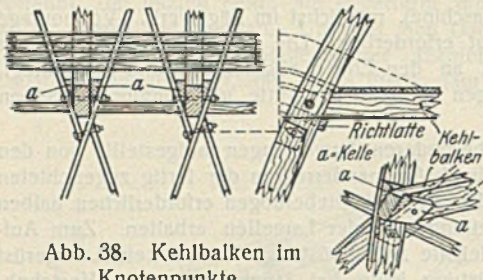


Abb. 38. Kehlbalken im Knotenpunkte.

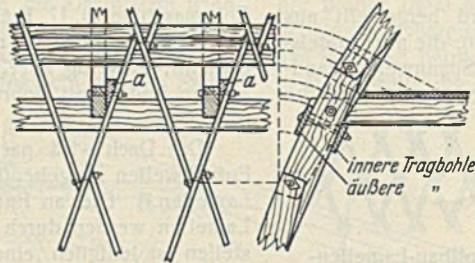


Abb. 39. Kehlbalken über dem Knotenpunkte.

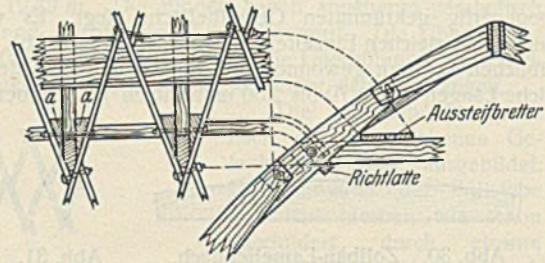


Abb. 40. Befestigung der Firstknagge.

der Breite $\frac{p}{2}$ und der Höhe k geteilt (Abb. 32a). Die Schnittpunkte der geradzahlgigen $\frac{p}{2}$ -Linien mit den geradzahlgigen k -Linien ergeben die Knotenpunkte (Kreuzungspunkte der Lamellenzüge beider Richtungen), die Fußpunktteilung p , in der Regel 0,80 m (in England und Amerika 1 Yard = 0,914 m), ist durch die freitragende Länge der Eindeckung (Schalung, Lattung) bestimmt.

Ausnahmen sind: Anpassung an wiederkehrende konstruktiv bemerkenswerte Punkte, z. B. Achsabstand von Fensterauswechslungen. Bei kleinen, im allgemeinen wenig wirtschaftlichen Dächern (Krümmungshalbmesser unter 6,50 m) wird $p = 0,70$ m gewählt, in Verbindung mit kleinerer Knotenpunktteilung k zur Erzielung ausreichender Lamellenendbreiten c_1 , (mindestens 10 cm) (Abb. 32). Bei sichtbarer Lamellenkonstruktion, insbesondere bei schwach belasteten Innengewölben und bei Zollbaukuppeln, wird ferner aus innenarchitektonischen Gründen p erhöht auf 1,00 bis 1,20 m.

Als Ausgangspunkt der Teilung wird in der Regel die Innenkante eines Giebelbogens gewählt. Wie in Abb. 32a dargestellt, beginnt man mit nach rechts steigenden, d. h. links geschmiegtten ganzen Fußpunkt-lamellen, wenn keine besonderen Gründe dagegen sprechen; hierbei ist zu beachten, daß insbesondere bei Segmentbogen die Lage des gegenüberliegenden Fußpunktes hierdurch genau festgelegt ist, ferner, daß bei gerader Anzahl der Knotenpunktteile der Profilinien gegenüberliegende Fußpunkte um das Maß der „Fußkerbenversetzung“ $2v$ (Abb. 33c) gegeneinander seitlich verschoben sind. Ausnahmen in der Wahl des Anfangspunktes der Fußschwelleinteilung werden zweckmäßig, wenn die Wahl konstruktiv be-

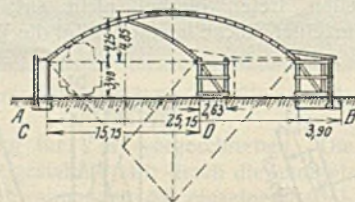
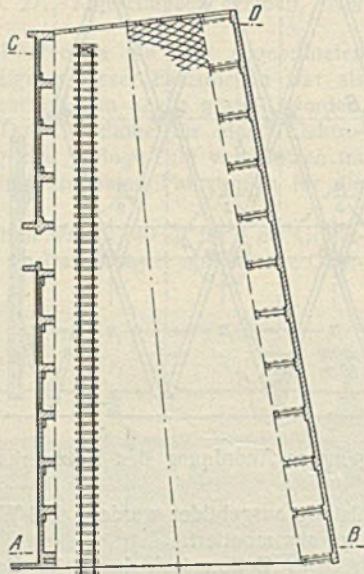


Abb. 41. Faßfabrik Würdel. Querschnitt und Grundriß.

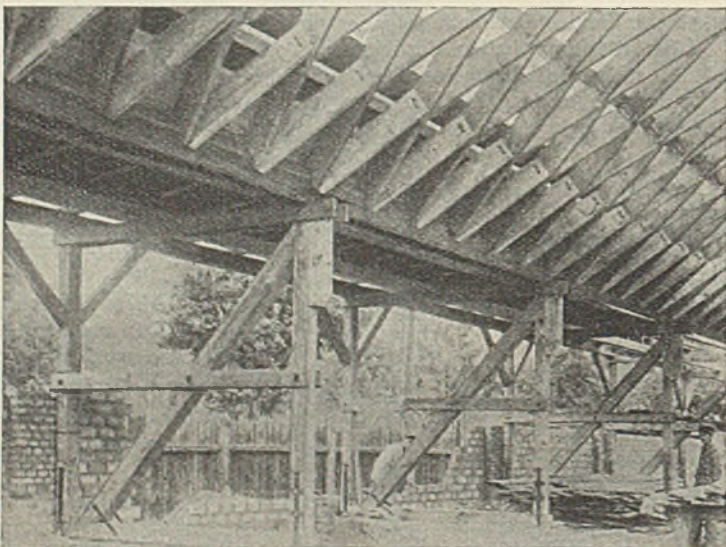


Abb. 42. Faßfabrik Würdel. Anordnung des Gewölbefußpunktes über den Bockstützen.

merkenswerter Punkte (Fensterauswechslungen, Kehlan schnitt, Schornstein-auswechslung, gelegentlich auch Dachmitte) Vereinfachungen bringt.

Die Bogenlänge (Systemlänge) wird an der Lamellenaußenkante gemessen. Sie beginnt an der Wurzel der Einkerbung für die Fußlamelle (Abb. 34) und reicht bis Spitzbogen bis zum theoretischen Firstpunkte (Mitte Firstbohle). Spannweite, Stich, Krümmungshalbmesser, Bogenlänge und abgewinkelte Dachmantelfläche werden stets von diesen „Systempunkten“ ausgehend gemessen.

Die Knotenpunktteilung k wird zu $0,9p$ bis $1,6p$, besser zwischen $1,05$ und $1,40p$ gewählt und auf dem Ortbogen aufgetragen. Sie muß bei Segmentbogen ein ganzzahliger Bruchteil der Bogenlänge, bei Spitzbogen mit durchgehender Firstlamelle oder mit geradem Firstanschluß nach Abb. 36 ein ganzzahliger Bruchteil der Bogenlänge von Schwelle zu First sein. Bei Segmentbogen mit zwar ganzzahliger, aber ungerader Knotenpunktteilung ist zu beachten, daß die Fußpunktmitten der einen Seite um $\frac{1}{2}p$ an Stelle des normalen Maßes von $2v$ gegen diejenigen der andern Seite verschoben sind. k soll bei Wohnhausdächern stets so gewählt werden, daß die Kehlbalkenlage nach Abb. 37 in dem Knotenpunkte liegend angeordnet werden kann, ohne Rücksicht darauf, ob die Teilung im First aufgeht oder nicht.

Die Knotenpunktteilung wird unter Berücksichtigung der angegebenen Regeln so gewählt, daß die Lamellenlänge mit möglichst geringem Verschnitt gewonnen wird.

Wählt man z. B. für einen Spitzbogen ohne Kehlbalken, mit einer Fußpunktteilung 0,80 m, Lamellenstärke 3 cm und einer Lagerlänge 4,45 m: $k = 0,97$ m, so ergeben sich zwei Lamellen zu 2,19 m Länge, insgesamt 4,38 m. Der Verschnittverlust für Luftrisse beträgt an den Enden 0,07 m.

Je größer die Teilung k innerhalb der genannten Grenzen gewählt wird, desto länger werden die einzelnen Lamellen (geringerer Arbeitslohn), desto kürzer, aber auch stärker werden die Knotenpunktbolzen und desto weniger und damit leichter die Unterlagsplatten.

Als günstigste Maße gelten unter Beachtung der genannten Gesichtspunkte bei einer Fußpunktteilung von 0,80 m und einer Lamellenstärke

$b = 3$ cm	4 cm	5 cm	6 cm
$k = 95$ "	100 "	105 "	110 "

Die Lamellenmittellinien verbinden je drei Knotenpunkte derart, daß sie durch die Mitte des mittleren Knotenpunktes hindurchgehen und den um die Mitten der anderen Knotenpunkte gezogenen Hilfskreis mit dem Durchmesser (Abb. 33) und durch zeichnerische und rechnerische Ermittlung der wirklichen Größen die Form der Lamelle (Abb. 32c u. d).

Was die Lage der Lamelle im Raume betrifft, steht die Lamelle in ihrer Mitte genau senkrecht zur Dachfläche bzw. deren Tangentialebene, an den Enden ist sie gegen die Dachfläche bzw. deren Tangentialebene schwach geneigt. Dies ist bei der Bestimmung des Maßes y der Endabschrägung (Schmiegenrichtung) zu berücksichtigen (Abb. 32c).

Der Verbindungsbolzen steht senkrecht zu der gestoßenen Lamelle (Abb. 33). Der Hilfskreisdurchmesser d ist so klein wie möglich, jedoch so anzunehmen, daß das Bohrloch außerhalb der Schmiege liegt. Bei starken Lamellen ist es zulässig, daß das Bohrloch teilweise in die Schmiege fällt; i. M. ist $d = 2b + 3$ (bei k zwischen 95 und 105 cm).

Bei Lamellen von mehr als 22 cm Breite (17 cm Endbreite) sind zwei Knotenpunktbolzen anzuordnen.

Der gerade Ortbogenanschluß B (Anschluß bei aufgehender Fußpunktteilung) und der Fußpunkt C (Abb. 33) ergeben sich aus dem normalen Knotenpunkte A durch Halbierung nach der lotrechten bzw. wagerechten Mittellinie. Die Fußpunkteinschnitte können entweder in die Fußschwellen eingekerbt oder durch Aufnageln von Füllbrettern von 3,5 bis 4 cm Stärke hergestellt werden. Das Einkernen ist stets erforderlich, wenn die Schwelle nicht radial, sondern mit wagerechter Oberfläche verlegt wird (Abb. 35). Die Füllbretter bei der zweiten Ausführungsart müssen genau nach richtiger Schablone abgelängt, geschmiegt und sorgfältig aufgenagelt werden.

Der ungerade Ortbogenanschluß (Abb. 32a, rechts) (Anschluß bei nicht aufgehender Fußpunktteilung) ist wegen der Verschnittverluste möglichst zu vermeiden.

Die Fußlamellen sollen in den Fußpunkteinschnitten mit je zwei langen Stchnägeln befestigt werden.

Der gerade Firstanschluß (Abb. 36) wird bei aufgehender Knotenpunktteilung wie der normale Fußpunkt unter Verwendung von Hartholzkeilen hergestellt. Er ist wegen seiner Schwierigkeit wenig zu empfehlen und wird daher meist durch den ungeraden Firstanschluß (Abb. 37) bei nicht

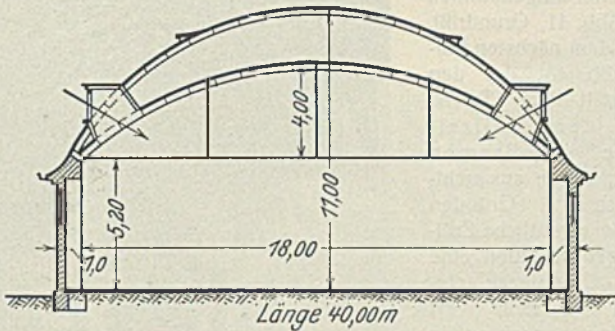


Abb. 43. Querschnitt der Turnhalle der Polizeikaserne in Bremen.

aufgehender Knotenpunktteilung ersetzt, bei der die Lamellen nicht mit einem Knotenpunkt an den First anschließen. Die Zwischenräume zwischen den Lamellen werden mit paßrecht beschnittenen, aufgenagelten Füllbrettern ausgefüllt. Die Lamellen sind an Ort und Stelle auf Paßlänge zu schneiden. Die Firstbohlenstöße sind so zu legen, daß sie durch Füllbretter gedeckt werden.

Die Firstbohlenverankerung ist am Ortbogen zug- und druckfest her-

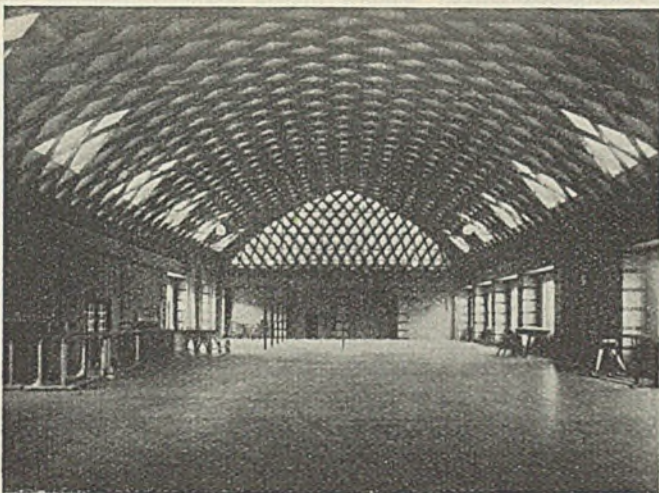


Abb. 44. Turnhalle der Polizeikaserne Bremen. Innenansicht.

zustellen. Eine einfache Ausführung ergibt sich mittels Flacheisenlaschen, Flacheisenquerdübel, Gewinde und Muttern (Abb. 36 u. 37).

Die Befestigung des Kehl balkens im bzw. dicht über dem Knotenpunkte (Abb. 38) geschieht unter Verwendung genügend großer, eingepaßter Holzkeile und langer Bolzen. Sie werden an den Enden, der Lamellenneigung folgend, „angespitzt“. Eine Richtbohle unter der Kehl-

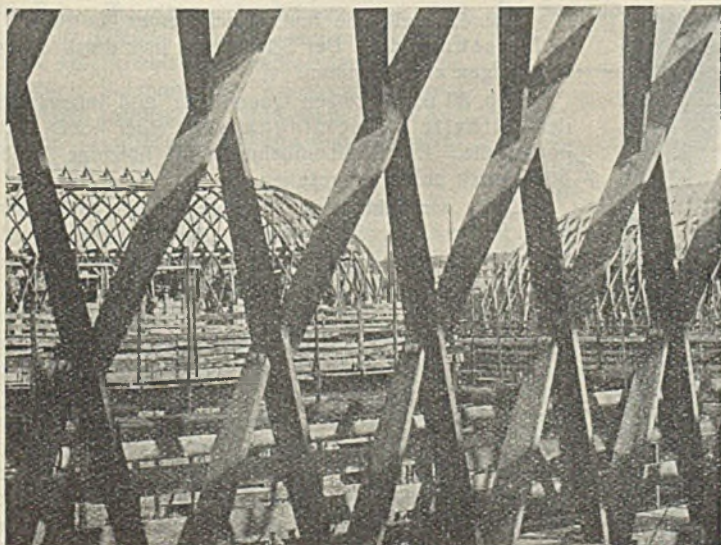


Abb. 47. Wohnhausdach in Frankfurt a. M. während der Ausführung.

balkenlage erleichtert das Verlegen der Kehl balken „in der Wage“. Sorgfältiger Aufbau ist unbedingt erforderlich.

Die Kehl balkenbefestigung über dem Knotenpunkte (Abb. 39) ist möglichst zu vermeiden. Wenn sie nicht zu umgehen ist, wird die

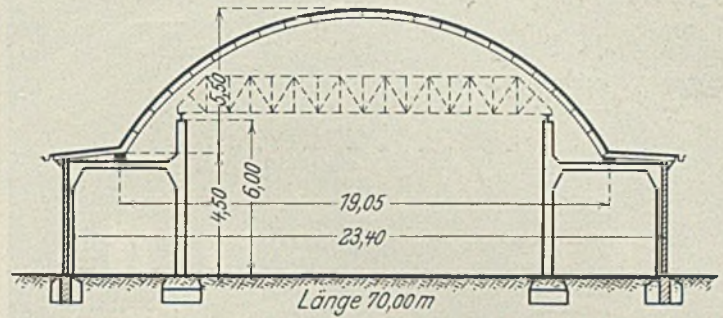


Abb. 45. Querschnitt der Maschinenfabrik Ziemann in Ludwigsburg.

Unterstützung durch eine äußere Tragbohle, die mit der inneren verbolzt ist, verstärkt. Die Kehl balken sollen auch auf diese Bohle aufgekämmt werden. Die Tragbohlen müssen mit beiden Lamellenscharen durch Holzschrauben verbunden werden.

Die Befestigung der Firstknagge (Abb. 40) geschieht ebenso wie die Befestigung der Kehl balken, jedoch stets im Knotenpunkte. Die Bolzen sind wie bei der Kehl balkenlage hinreichend stark zu wählen, im all-



Abb. 46. Maschinenfabrik Ziemann. Innenansicht.

gemeinen mit der doppelten Querschnittfläche des Knotenpunktbolzens bzw. beider Knotenpunktbolzen. Sie haben Zug und Druck der Knaggen auf die Lamellen zu übertragen.

An die Stelle der Tragbohle tritt als Montageerleichterung eine Richtlatte. Die Knaggenebene selbst erhält bei hohen Spitzbogen (Scheunen usw.) meist eine Benagelung durch je zwei Aussteifbretter 3/12 bis 4/18 cm,

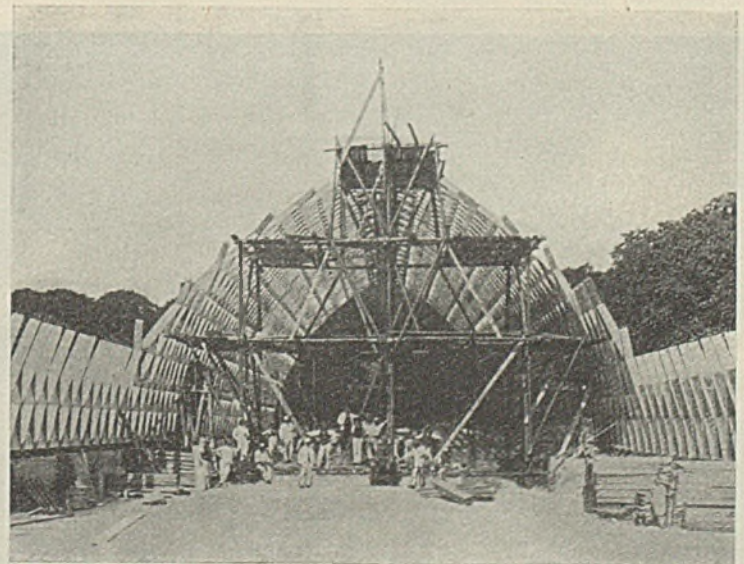


Abb. 48. Scheune in Hovdingsgaard während der Aufstellung.

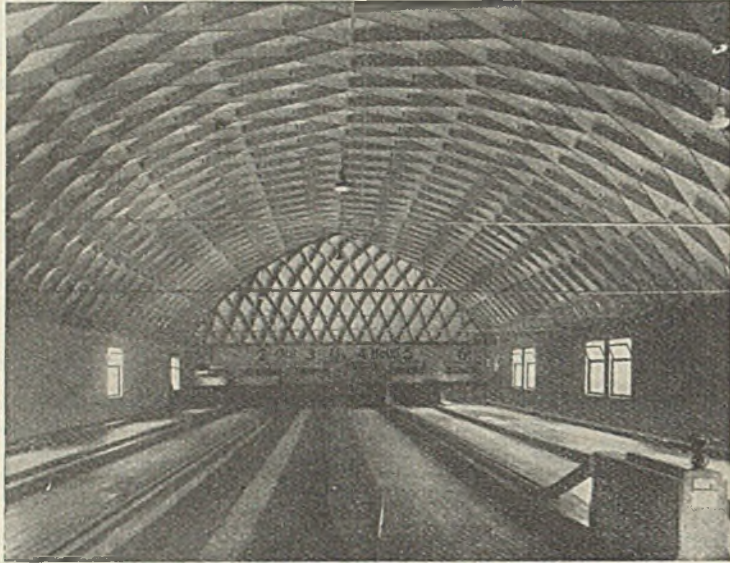


Abb. 49. Innenansicht einer Kegelhalle in Merseburg.

deren Stöße gegeneinander versetzt sind. Erforderlichenfalls kann auch eine Diagonalbenagelung benutzt werden. In der Regel genügt es, die Aussteifbretter durch je vier Nägel auf jede Knagge aufzunageln.

Nachstehend mögen einige Ausführungsbeispiele erwähnt werden.

Abb. 41 zeigt den Querschnitt und Grundriß der Faßfabrik Wördel in Berlin-Spandau. Die Halle ist bemerkenswert durch die eigenartige Grundrißgestaltung. Die örtlichen Verhältnisse verlangten die Überdachung

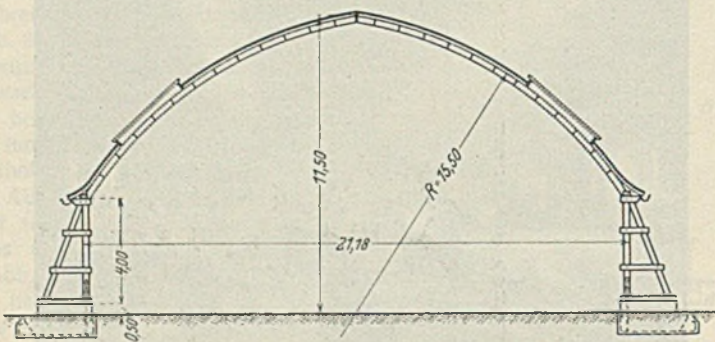


Abb. 50. Querschnitt der Reithalle in Recklinghausen.

eines Grundrisses mit verjüngt zulaufenden Längswänden. Die Aufgabe wurde dadurch gelöst, daß ein Segmentprofil allmählich in ein Spitzbogenprofil übergeführt wurde (Abb. 41, Querschnitt). Die Stützeinteilungen beider Seiten sind voneinander unabhängig und, den örtlichen Verhältnissen entsprechend, verschieden ausgeführt worden. Bei dem ganzen Gewölbe findet trotz der Verjüngung des Grundrisses nur eine Sorte von Lamellen Verwendung. Die bei Bindern erforderliche Austragung verschiedener Spannweiten fällt beim Lamellendach weg. Abb. 42 läßt die Anordnung des Fußpunktes des Gewölbes über den Bockstützen zur Aufnahme des

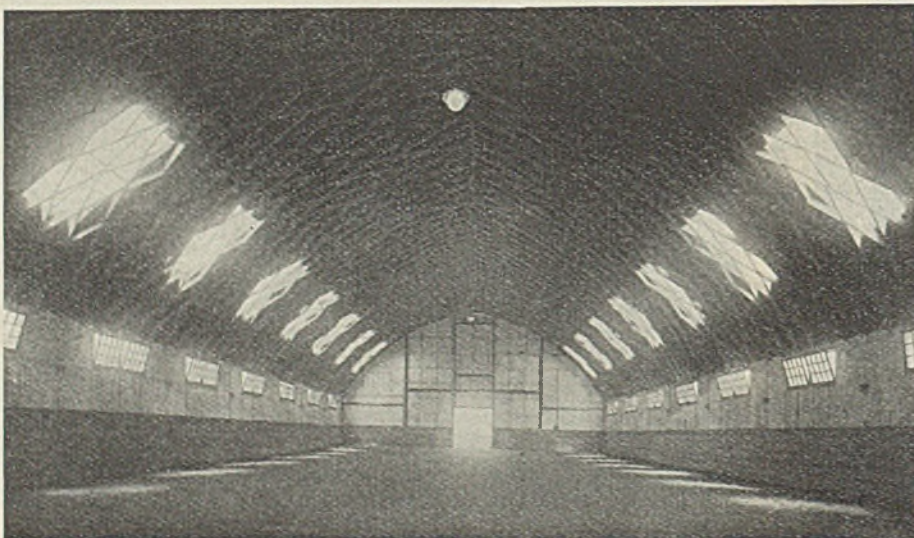


Abb. 51. Innenansicht der Reithalle in Recklinghausen.

Schubes im Lichtbilde erkennen. Auf der anderen Seite wird der Horizontalschub durch massive Eisenbetonpfeiler aufgenommen (vergl. Abb. 41, Grundriß).

Bei dem nächsten Beispiel Abb. 43, das den Querschnitt der Turnhalle der Polizeikaserne in Bremen darstellt, wurde aus architektonischen Gründen unter die eigentliche Zollbau-Tragkonstruktion eine Zollbau-Unterdecke eingezogen, da man Wert darauf legte, nach außen eine eindrucksvolle Erscheinung des Bauwerks zu erzielen, während im Innern eine Einschränkung der Höhe wünschenswert erschien. Vergleichende Kostengegenüberstellungen zeigten überdies, daß die Lamellenzwischen- decke erheblich billiger war als eine gleichwertige, an dem Außendach aufgehängte Rabitzdecke. Der wagerechte Schub ist durch Zugstangen aufgenommen, die durch glückliche Farbgebung gegen das Rautennetzwerk nahezu vollständig verschwinden.

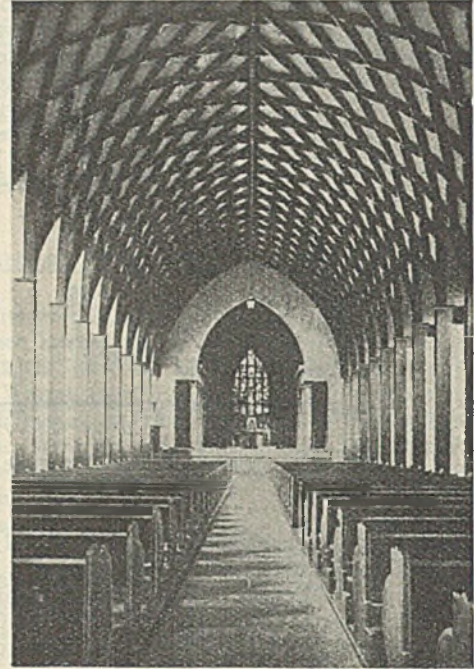


Abb. 52. St. Augustinerkirche in Heilbronn. Innenansicht.

Abb. 44 zeigt eine Innenansicht der Turnhalle, die sich hier infolge der Abwalmung der Giebelwand als Spitzbogendach zeigt, während das Innendach tatsächlich als Segmentbogen ausgeführt ist. Die Belichtung geschieht in architektonisch bemerkenswerter Weise durch vorgesetzte Fenstergauben, die das Licht durch dreieckige Aussparungen der Verschalung des Innengewölbes werfen (vergl. auch Abb. 43).

Bei der Fabrikhalle der Maschinenfabrik A. Ziemann in Ludwigsburg, Württ. (Abb. 45), ist die Freiräumigkeit des Zollbaudaches in der Weise ausgenutzt, daß im Innenraum der Dachkonstruktion eine Krananlage untergebracht ist. Die Kranstützen bilden mit den Außenstützen Rahmenkonstruktionen, die als Auflager des Zollbaudaches dienen und zugleich dessen Schub in die Fundamente überzuleiten haben; diese Portale sind in Eisenkonstruktion ausgeführt.

Wie die Innenansicht der Halle (Abb. 46) zeigt, ist die Belichtung durch vorgesetzte schrägliegende Oberlichtflächen vorzüglich durchgeführt.

Die folgenden Beispiele zeigen einige bemerkenswerte Ausführungseinzelheiten und Anwendungen der Zollbau-Konstruktion.

Abb. 47 läßt die Einzelheiten des Rautennetzwerks an einem in Ausführung begriffenen Wohnhausdach in Frankfurt a. M. erkennen.

Abb. 48 zeigt die Aufstellung einer Scheune in Hovdinggaard (Dänemark) mittels dreigeschossiger Rüstung auf sechs Feldbahnwagen. Die lichte Spannweite der Scheune beträgt 17,52 m, die Gesamtbreite 18,6 m, die Pfeilhöhe 12,07 m und die Länge 66 m.

Abb. 49 stellt die Innenansicht einer Kegelhalle in Merseburg dar. Der Schub wird hier durch eiserne Zugstangen aufgenommen.

Abb. 50 u. 51 zeigen Querschnitt und Innenansicht der Reithalle in Recklinghausen, einer hohen Spitzbogenhalle. Zur Schubaufnahme sind hölzerne Strebeböcke nach außen vorgesehen.

Eine architektonisch hervorragende Anwendung gibt ferner Abb. 52, nämlich die Innenansicht der St. Augustinuskirche in Heilbronn, die von Regierungsbaumeister Herkommer entworfen ist.

Auch für Kuppeln kann die geschilderte Bauweise Verwendung finden. Es tritt das Problem der doppelten Krümmung des Netzwerks auf, das nur in Form einer Verjüngung der Rautenbreite nach oben gelöst werden kann. Als Beispiel einer derartigen Ausführung ist in Abb. 53 die Kuppel für die Friedhofskapelle in Friedrichsfeld gezeigt, aus der diese Verjüngung deutlich ersichtlich ist. Den Abschluß der Konstruktion im Scheitel bildet ein Druckring, der gleichzeitig als Laternenuntersatz dient. Vorliegende Ausführung ist von einem Zimmermeister an Hand eines Modells in

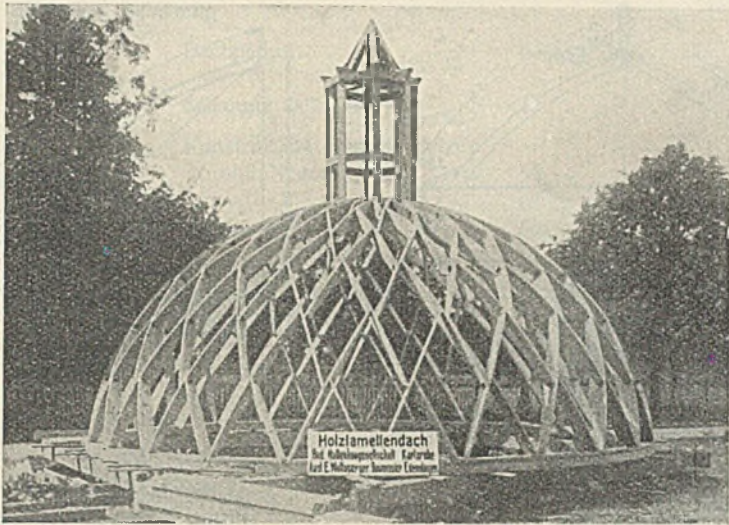


Abb. 53. Kuppel der Friedhofskapelle in Friedrichsfeld auf dem Werkplatz aufgestellt.

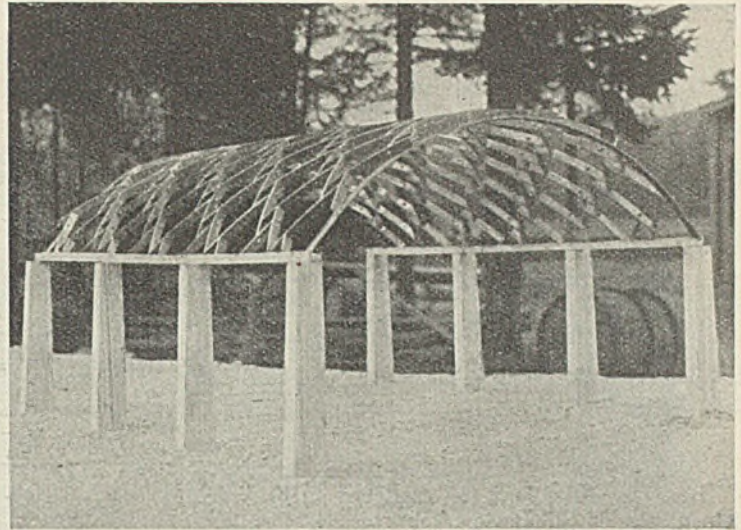


Abb. 55. Rautendach. Grundform a.

vorbildlicher Weise räumlich ausgetragen worden. Die zunächst auf dem Werkplatz aufgestellte Kuppel (Abb. 53) wurde für den Transport zerlegt und an Ort und Stelle in zwei Arbeitstagen wieder zusammengebaut.

Schließlich zeigt Abb. 54 die Kuppelinnenansicht der Festhalle in Koblenz. Als Verlängerung der eigentlichen Halle ist ein tonnenförmiges Segmentbogendach erstellt worden, dessen Abschluß die ge-

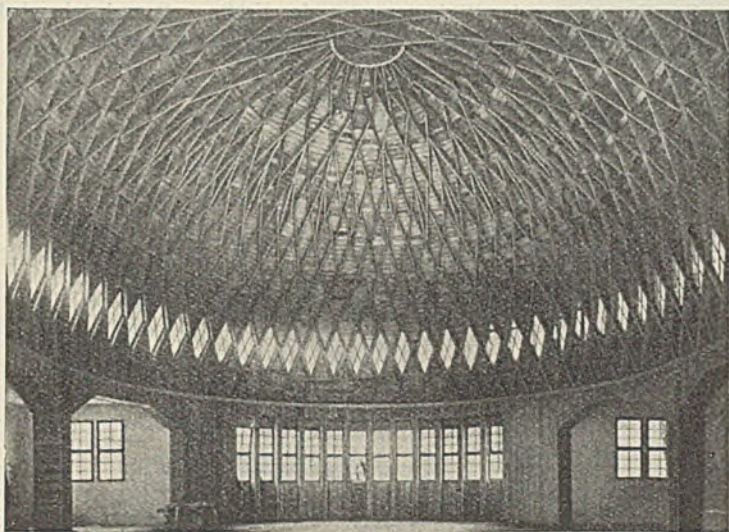
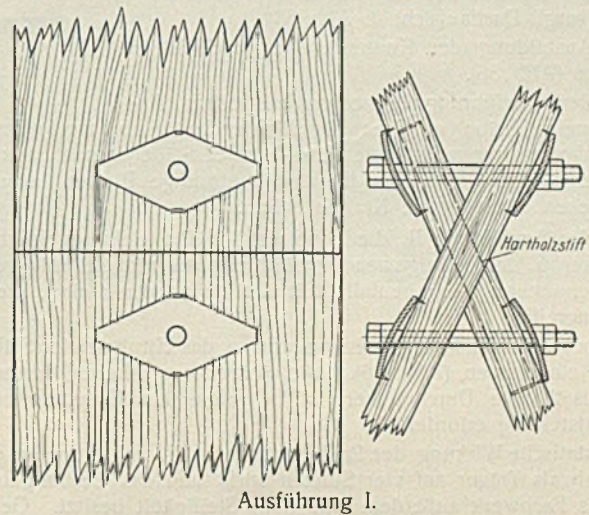
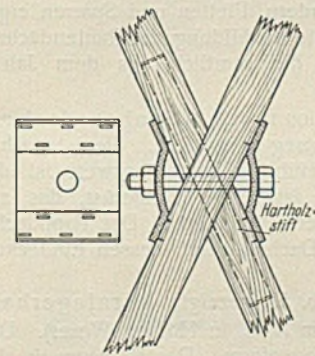


Abb. 54. Kuppelinnenansicht der Festhalle in Koblenz.

zeigte Kuppel bildet. Hier ist das Problem der Verjüngung nach oben durch den Zwang, die Knotenpunkte dem normalen Segmentbogen entsprechend zu wählen, erschwert worden. Infolgedessen war die in $\frac{2}{3}$ der Höhe sichtbare Auswechslung jedes zweiten Knotenpunktes erforderlich. Bei dieser Ausführung sind auch die rautenförmigen, im Kreis angeordneten Fenster bemerkenswert, die auf die Möglichkeit einer außerordentlich mannigfaltigen Belebung der Konstruktion durch vorgesetzte Lichtflächen hinweisen, deren Begrenzung in irgendeiner Weise den Netzwerklinien folgt.



Ausführung I.



Ausführung II.

Abb. 56. Knotenpunkt-ausbildung beim Rautendach.

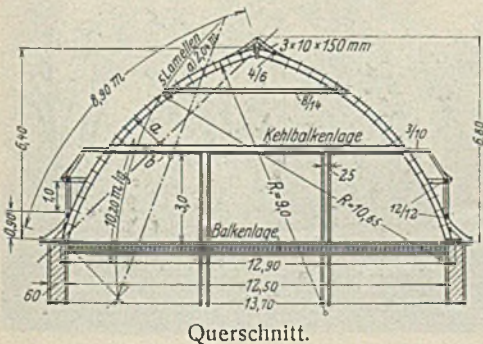
VII. Das Rautendach von Dipl.-Ing. E. Hünnebeck, Hösel. D. R. P.¹⁰⁾

(Ausführung: Ruferos Holzbau-Gesellschaft, Hösel.)

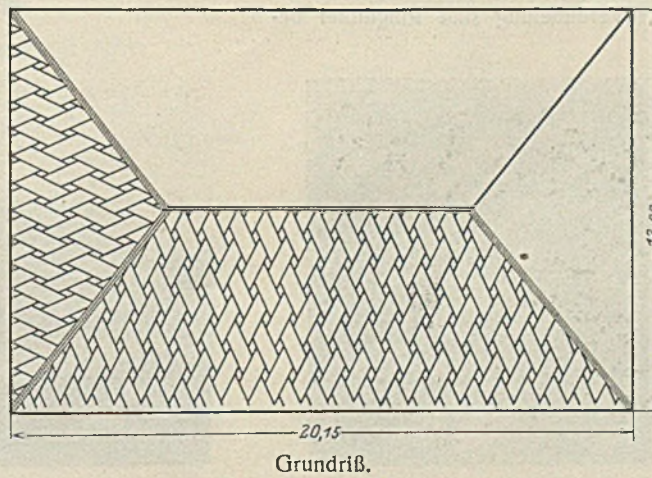
Das Rautennetzwerk wird in zwei verschiedenen Grundformen ausgeführt.

Die Grundform a ist aus Abb. 55 zu ersehen. Bei dieser Netzwerkform werden die immer gleichen Stabeinheiten, in Stützvierecken versetzt, zusammengeschlossen, und zwar derart, daß jeder Stab an seinem Ende zweimal durch die Stäbe der anderen Richtung gefaßt wird.

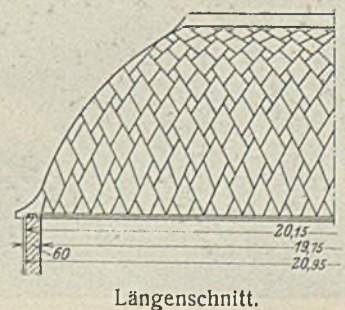
¹⁰⁾ Lizenzen durch die Rautennetz-G. m. b. H. in Essen, Lindenallee 3.



Querschnitt.

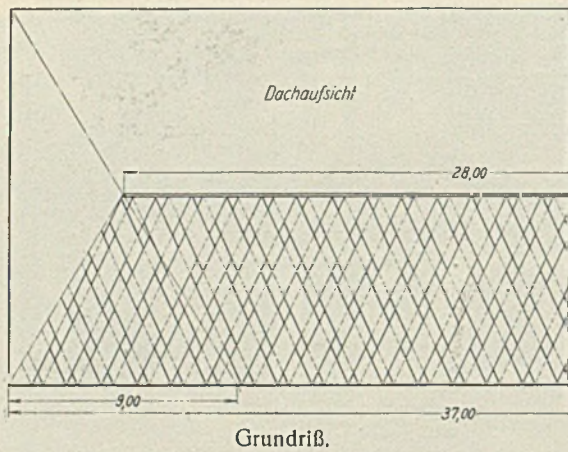


Grundriß.



Längenschnitt.

Abb. 57. Wohnhausdach auf dem Gut Neu-Kahlenberg bei Warburg.



Bei der Grundform *b* entstehen neben den kleinen Rauten (Stützvierecken) große Parallelogramme, in die Füllstäbe von halber Länge derartig eingesetzt sind, daß sich durchlaufende Systemlinien ergeben (vergl. Dachaufsicht in Abb. 58).

Die Ausbildung der Knotenpunkte geschieht in zwei Arten (Abb. 56).

Bei der Ausführung I werden bei jedem Anschluß zweier Stäbe an den durchlaufenden Stab zwei bzw. vier Schraubenbolzen verwendet, die jeweils zwei Stäbe fassen. Als Unterslagscheiben werden in diesem Falle rautenförmige Platten benutzt, die an den Ecken umgebogene Krallen haben.

Bei der Ausführung II, die hauptsächlich für kleinere Spannweiten, Wohnhäuser u. dergl., angewendet wird, werden winkelförmig gebogene Platten genommen, die ebenfalls mit Krallen versehen sind, die in die Hölzer eingreifen.

Bei beiden Ausführungsarten werden in das Hirnholz der Stäbe Hartholzstifte eingelassen (Abb. 56). Die Anwendung dieser Hartholzstifte, von 16 bis 20 mm Durchmesser, ist besonders zur Erzielung einer genauen Aufstellung erforderlich.

Die statische Wirkung der Rautennetzwerke ist sehr günstig, da jeder Normalstab als Träger auf vier Stützen wirkt und das Gesamtgebilde als räumliches Fachwerk außerdem eine hohe Steifigkeit besitzt. Gegenüber den üblichen Ausführungen mit Bindern, Pfetten und Sparren ergibt sich eine Holzersparnis bis zu 40%. Die Ausbildung der Rautendächer möge an einigen Ausführungsbeispielen, die sämtlich aus dem Jahre 1927 stammen, erläutert werden.

In Abb. 57 ist die Dachkonstruktion für ein Wohnhausdach auf dem Gut Neu-Kahlenberg bei Warburg dargestellt. Sie ist nach Grundform *a* mit kleinen Rauten ausgeführt. Bemerkenswert ist die Aufstellung des Netzwerks durch ein fahrbares Krangerüst, das auf dem vorhandenen flachen Pappdach aufgerichtet wurde. Das Pappdach wurde erst nach Aufbringung des neuen Daches samt dessen Eindeckung mit Ziegeln entfernt.

Bemerkenswert ist die in Abb. 58 gezeigte Kornlagerhalle der Firma Weiler, Heineberg, Flechthelm A.-G. in Höxter (Weser). Das Dach hat, wie im vorigen Beispiel, Spitzbogenform. Das Rautenwerk, das nach Grundform *b* ausgeführt ist, setzt sich hierbei auf die auskragenden Balken des ersten Obergeschosses auf. Im Erdgeschoß ist ein zweistiliger Rahmen vorhanden, der bis auf die Fundamente hinabgeht. In Höhe des Obergeschoßfußbodens werden die Ständer durch den als verdübelten Balken ausgebildeten Riegel verbunden; zur Verdübelung sind Ringdübel be-

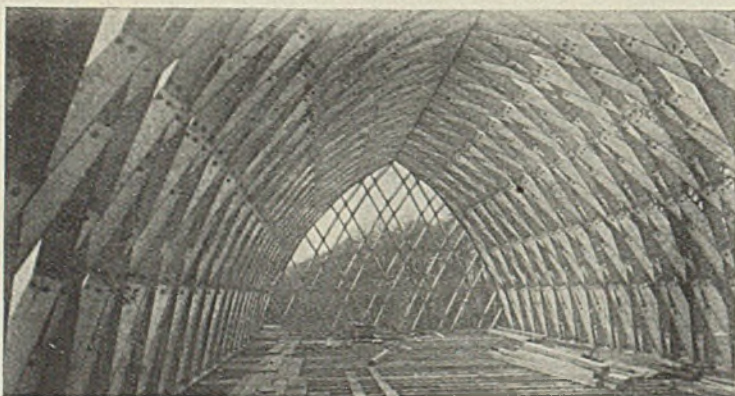


Abb. 59. Innenansicht der Kornlagerhalle während der Ausführung.

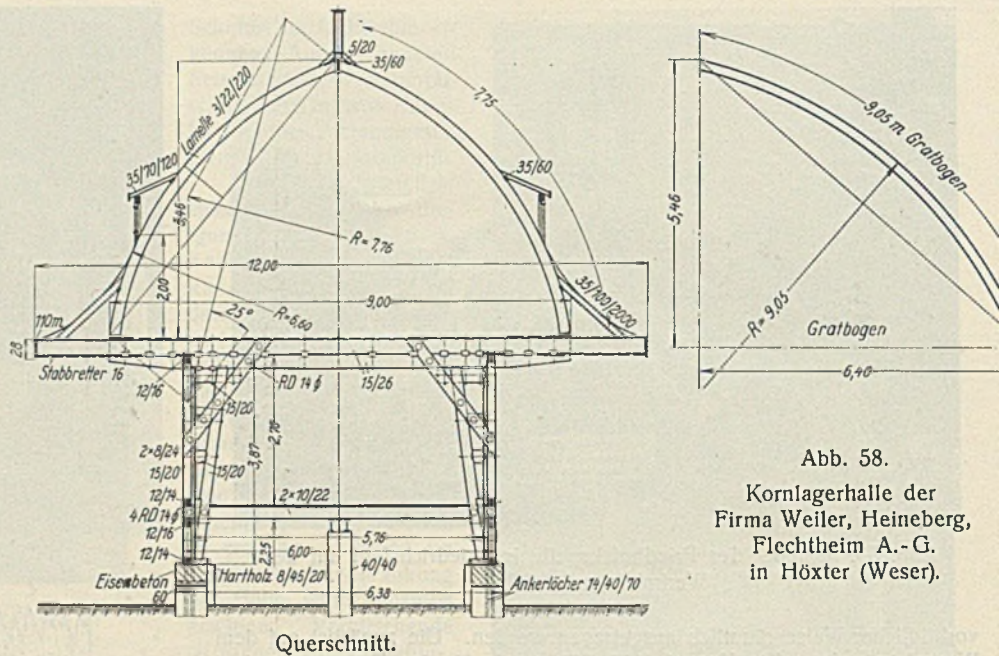


Abb. 58. Kornlagerhalle der Firma Weiler, Heineberg, Flechthelm A.-G. in Höxter (Weser).

nutzt. Ebenso sind die Zangen der Rahmenecken durch Ringdübel an Riegel und Ständer angeschlossen.

Abb. 59 zeigt die Innenansicht des vollendeten Rautennetzwerks und Abb. 60 die Giebelansicht des noch ungedeckten Daches.

Zur Erläuterung der Wirkungsweise der Kräfte soll nachstehend die statische Berechnung des Bogendaches wiedergegeben werden.

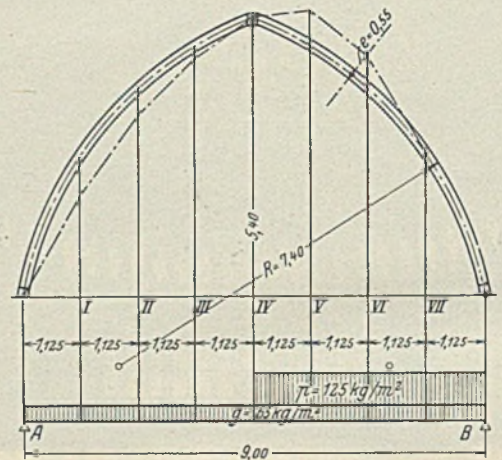


Abb. 61.

Als ungünstigste Belastung wird einseitige Schneelast + Windlast (auf derselben Seite) angenommen. Das System ist ein Dreigelenkbogen (Abb. 61).

Mittlere Neigung des Daches

$$\text{tg } \alpha = \frac{5,40}{4,50} = 1,20; \alpha = 50^\circ.$$



Abb. 60. Giebelansicht der Kornlagerhalle während der Ausführung.

Ständige Belastung

Dachpappe	$\frac{5}{\cos 50^\circ} = 8 \text{ kg/m}^2$
Schalung $0,02 \cdot 550 \cdot \frac{1}{\cos 50^\circ}$	$= 17$
Konstruktion einschl. Bolzen und Nägel	40
	<hr/>
	65 kg/m^2
Schnee	50

Wind als lotrechte Last:

$$\frac{125 \sin^2 50^\circ \approx 75 \text{ kg/m}^2}{\text{Schnee} + \text{Wind} = 125 \text{ kg/m}^2}$$

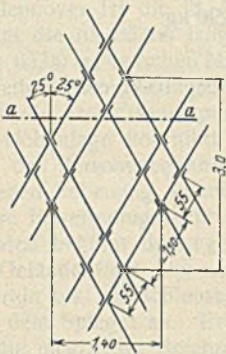


Abb. 62.



Abb. 63.

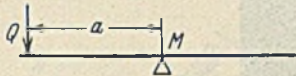


Abb. 64.

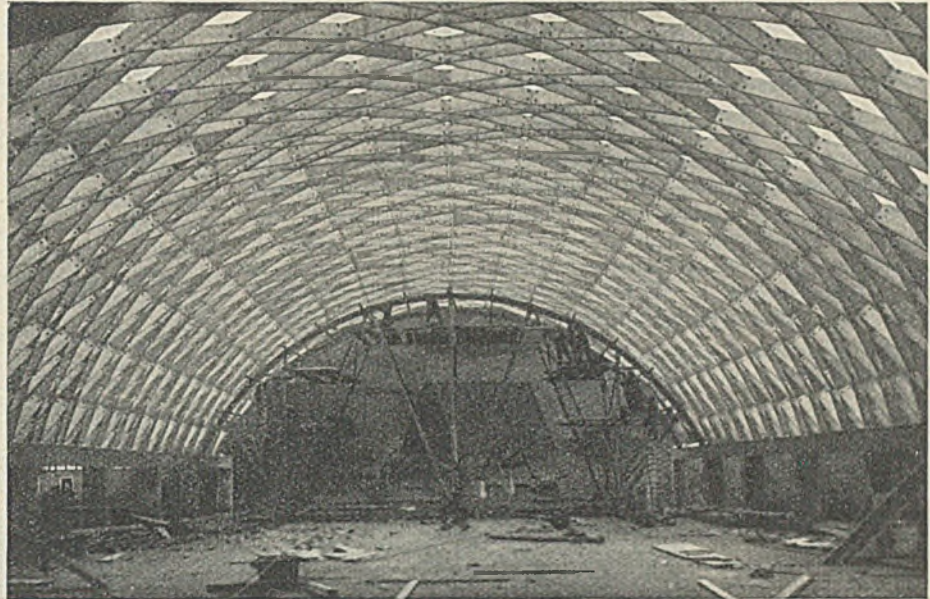


Abb. 66. Innenansicht der Volkshalle in Meggen mit fahrbarem Gerüst.

Lotrechte Auflagerdrücke:

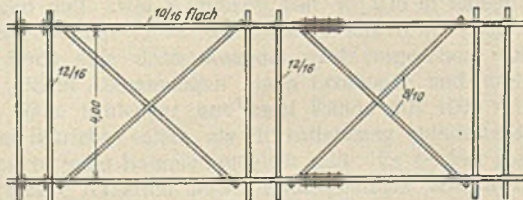
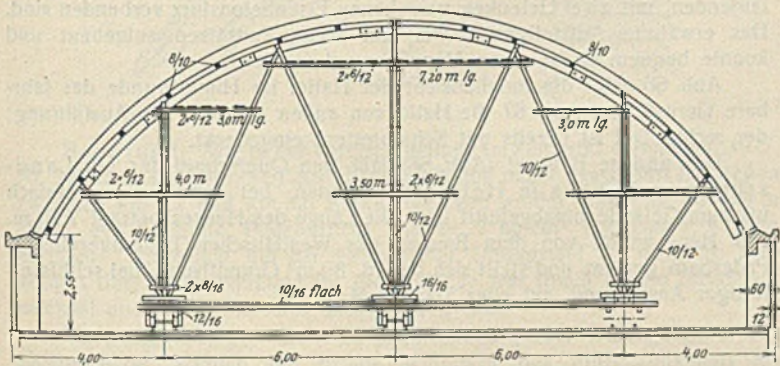
$$A = 65 \cdot \frac{9,0}{2} + 125 \cdot \frac{4,5^2}{2 \cdot 9,0} = 434 \text{ kg}$$

$$B = 65 \cdot 9,0 + 125 \cdot 4,5 - 434 = 716 \text{ kg}$$

Scheitelmoment:

$$M_s = 434 \cdot 4,50 - 65 \cdot \frac{4,5^2}{2} = 1295 \text{ kgm}$$

$$\text{Wagerechter Schub } H = \frac{1295}{5,4} = 240 \text{ kg.}$$



Gerüst im Grundriß.

Abb. 65. Querschnitt der Volkshalle in Meggen mit fahrbarem Gerüst.

Bei gegebener Bogenform werden die Stützlinienordinaten für einseitige Schnee- und Windlast wie folgt bestimmt:

$$M_n = \sum_0^n P a - H y = 0$$

$$y_n = \frac{\sum_0^n P a}{H} = \frac{M_n}{H}$$

Punkt I:

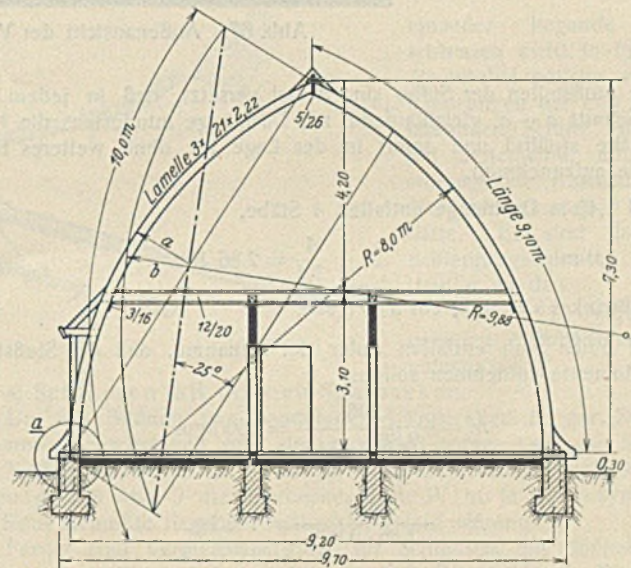
$$y_I = \left(434 \cdot 1,125 - 65 \cdot \frac{1,125^2}{2} \right) \frac{1}{240} = \frac{459}{240} = 1,91 \text{ m}$$

Punkt II:

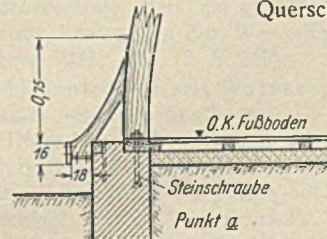
$$y_{II} = \left(434 \cdot 2,25 - 65 \cdot \frac{2,25^2}{2} \right) \frac{1}{240} = \frac{835}{240} = 3,48 \text{ m}$$

Punkt III:

$$y_{III} = \left(434 \cdot 3,375 - 65 \cdot \frac{3,375^2}{2} \right) \frac{1}{240} = \frac{1100}{240} = 4,58 \text{ m}$$



Querschnitt.



Einzelheit: Punkt a.

Abb. 68. Landarbeiterwohnhaus in Helmern.

Punkt IV:

$$y_{IV} = \frac{M_s}{H} = \frac{1295}{240} = 5,40 \text{ m}$$

Punkt V:

$$y_V = \left(716 \cdot 3,375 - 190 \cdot \frac{3,375^2}{2} \right) \frac{1}{240} = \frac{1330}{240} = 5,55 \text{ m}$$

Punkt VI:

$$y_{VI} = \left(716 \cdot 225 - 190 \cdot \frac{2,25^2}{2} \right) \frac{1}{240} = \frac{1130}{240} = 4,70 \text{ m}$$

Punkt VII:

$$y_{VII} = \left(716 \cdot 1,125 - 190 \cdot \frac{1,125^2}{2} \right) \frac{1}{240} = \frac{685}{240} = 2,85 \text{ m}$$

max M in Punkt VI.

$$N = \sqrt{V^2 + H^2}$$

$$V = 716 - 150 \cdot 2,25 = 287 \text{ kg}$$

$$N = \sqrt{287^2 + 240^2} = 374 \text{ kg}$$

Ausschlag der Stützlinie $e = 0,55 \text{ m}$

$$M = Ne = 374 \cdot 0,55 = 206 \text{ kgm.}$$

Abb. 62 zeigt das Konstruktionssystem in der Abwicklung. Es besteht aus rautenförmigen Stabgebilden mit zwei verschiedenen Stab-längen.

Stabquerschnitt 3/24 (Abb. 63):

$$F = 3 \cdot 24 = 72 \text{ cm}^2$$

$$W = \frac{3 \cdot 24^2}{6} = 288 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = \pm \frac{16000}{288} + \frac{145}{72} = \pm 56 + 2$$

$$\sigma_{\max} = 58 \text{ kg/cm}^2.$$

Querkräfte an den Stoßstellen (Abb. 64):

$$Q = \frac{M}{a} = \frac{160}{0,55} = 290 \text{ kg.}$$

Stoßverbindung: 2 Bolzen, 10 mm Durchm., mit $F = 1,57 \text{ cm}^2$.

Die Querkraft wird in der Stoßfuge durch Reibung aufgenommen.

Reibungszahl für Holz auf Holz $\mu = 0,20$

$$Z = 1,57 \cdot 1200 = 1880 \text{ kg.}$$

Reibungskraft $R = 0,2 \cdot 1880 = 380 \text{ kg} > 290 \text{ kg.}$

Schubspannung in der Bohle:

$$\tau = \frac{3}{2} \cdot \frac{290}{3 \cdot 24} = 6 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{zulässig } 10 \text{ kg/cm}^2).$$

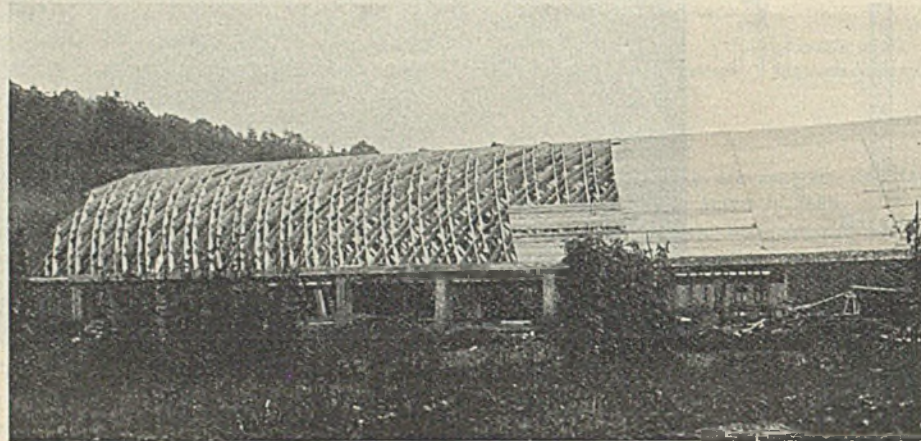


Abb. 67. Außenansicht der Volkshalle in Meggen, zum Teil eingedeckt.

Die Stoßstellen der Stäbe sind derart versetzt, daß in jedem möglichen Schnitt $a-a$ gleichlaufend zur Dachlänge mindestens die Hälfte aller Stäbe stoßfrei und somit in der Lage ist, ohne weiteres Biegemomente aufzunehmen.

Auf 1,40 m Dachlänge entfallen 4 Stäbe,

$$\cdot 1,0 \text{ m} \quad \cdot \quad \cdot \quad \frac{4}{1,4} = 2,86 \text{ Stäbe.}$$

Stoßwinkel $\alpha = 25^\circ$; $\cos \alpha = 0,906$.

Auf einen Stab entfallen unter der Annahme, daß die Stoßstellen keine Momente aufnehmen sollen:

$$M = \frac{206}{2,86} = 71,7 \text{ kgm}$$

$$N = \frac{374}{2,86 \cdot 0,906} = 145 \text{ kg.}$$

Wie schon beim ersten Beispiel angedeutet, werden die Rautendächer mittels eines fahrbaren Gerüsts aufgestellt.

Ein solches Gerüst ist in Abb. 65 dargestellt, die den Querschnitt durch die Volkshalle in Meggen (Westfalen) zeigt. Das Segmentbogendach hat eine Lichtweite von 18,56 m. Das Rautennetzwerk setzt sich hier auf seitliche Eisenbetonstützen auf, die durch einen durchlaufenden, mit zwei Gelenken versehenen Eisenbetonsturz verbunden sind. Das erwähnte Aufstellgerüst war auf sechs Radsätzen aufgebaut und konnte bequem durch einen Mann bewegt werden.

Abb. 66 zeigt die Innenansicht der Halle, im Hintergrunde das fahrbare Gerüst, und Abb. 67 die Halle von außen während der Ausführung; der rechte Teil ist bereits mit Schalbrettern eingedeckt.

Das nächste Beispiel (Abb. 68) läßt den Querschnitt für ein Landarbeiterwohnhaus in Helmern erkennen, bei dem das Rautendach bis zum Gelände hinabgeführt ist. Die Länge des Hauses beträgt 7,90 m. Das Haus wurde von dem Bauamt des Westfälischen Bauernvereins in Paderborn geplant und stellt sich bei rd. 80 m² Grundfläche, bei schlüsselfertiger Ausführung, auf etwa 7000 R.-M.

Alle Rechte vorbehalten.

Die neuen Schleusen des Mittellandkanals bei Hannover.

Von den Regierungsauräten Schonk und Rütjerodt, Kanalbauamt Hannover.

Schleuse Anderten.

I. Entwurfsgrundlagen.

Lage des Bauplatzes. Für die Fortsetzung des Mittellandkanals bei Hannover ist die in Abb. 1 gezeigte Linie gewählt. Bei Anderten beginnt die rd. 60 km lange Scheitelhaltung; ihr Wasserspiegel liegt auf NN + 65,00 m; zwischen Misburg und Anderten ist die um 15,0 m niedrigere Spiegelhöhe der Haltung Münster—Hannover (NN + 50,0 m) beibehalten, so daß die drei Eisenbahnlinien zwischen km 1,4 und 2,3 ohne Änderung ihrer Höhenlage überführt werden konnten. Wegen der unmittelbaren Nähe des Personenbahnhofs Misburg-Anderten und der bei km 2,3 vorhandenen Bebauung konnte die Schleusenanlage mit Rücksicht auf eine spätere Erweiterung nicht an dieser Stelle errichtet werden. Der untere Vorhafen beginnt deswegen erst südlich der Straßenbrücke bei km 2,5. Das Gelände liegt hier schon 10 m über dem Kanalspiegel und steigt weiterhin bis zur Schleusenbaustelle auf 16 bis 18 m Höhe über dem Spiegel an. Bei dieser erheblichen Abtragshöhe war die möglichste Beschränkung der Bauwerkabmessungen für die Entscheidung über die Bauweise mitbestimmend.

gestellt worden, dabei wurden die Bau- und Betriebskosten der verschiedenen Ausführungen, die Pumpkosten, die Leistungsfähigkeit der Schleusen und auch der Zeitverlust für die Schifffahrt verglichen; die Leistungsfähigkeit wurde sowohl für den normalen Betrieb der Doppelschleuse wie auch für den Fall gewertet, daß bei Störungen nur die eine Anlage im Betriebe ist, in beiden Fällen für „volle“ und „halbe Kreuzungen“. Bei den Berechnungen der Schleusungszeiten sind die Ein- und Ausfahrgeschwindigkeit der Schleppzüge zwischen Schleuse und Vorhafen entsprechend andernorts gemachten Betriebserfahrungen zu 0,6 m/Sek. i. M., die Überfahrtgeschwindigkeit in Schleusentreppen nach praktischen Schleppversuchen in der 350 m langen Kammer der Weserschleuse in Dörverden zu 0,3 m/Sek. i. M. angesetzt.

An den Schleusen in der durchgehenden Kanalstrecke kam eine Verteilung der im Schleppzuge ankommenden Fahrzeuge auf mehrere neben-

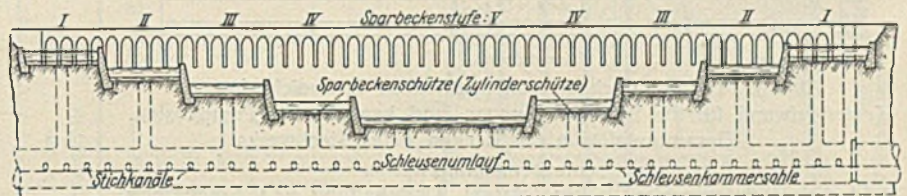


Abb. 2. Schnitt durch die Sparbecken parallel zur Kammerachse.
(Höhen im doppelten Maßstabe der Längen.)

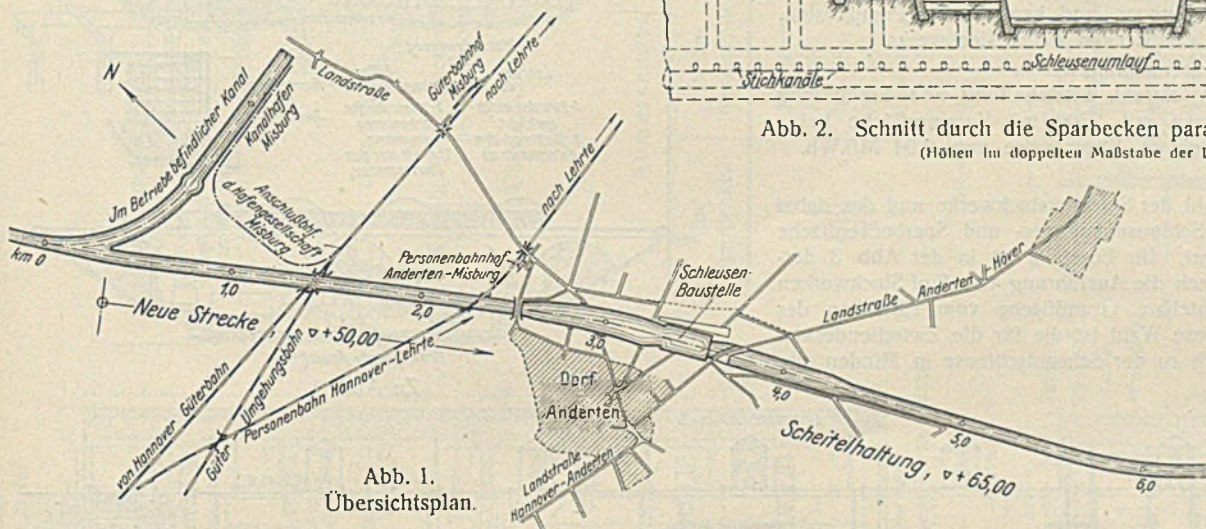


Abb. 1. Übersichtsplan.

Baugrund. Wie in der Veröffentlichung im Zentralbl. d. Bauverw. 1927, Nr. 27, 28 u. 30, über die Baustelleneinrichtung näher ausgeführt ist, stehen zwischen km 2,2 und km 3,6 Kalkmergel von großer Härte an, so daß in Höhe der Bausohle Bodendrucke bis zu 7 kg/cm² zugelassen werden konnten. Südöstlich km 3,6 geht dieser Untergrund in weichere Tonmergel über. Der Bauplatz für die Schleuse war durch diesen Schichtenwechsel auch nach Südosten hin eng begrenzt.

Verkehrsmenge. Dem zu erwartenden großen Durchgangsverkehr entsprechend, werden die neuen Schleusen des Mittellandkanals als Doppelanlagen mit zwei Kammern von je 225 m Länge gebaut; die Kammerbreite beträgt 12 m, die Dremptiefe 3 m. Eine spätere Erweiterung durch eine dritte Kammer wird vorgesehen. Die Kammern fassen bei diesen Abmessungen einen Schlepper und drei Kähne mit 600 t oder einen Schlepper und zwei Kähne mit 1000 t Ladung. Bei 16stündigem Betriebe sollen als Höchstleistung mindestens 20 Doppelschleusungen in jeder Kammer möglich sein. Es sei hier gleich bemerkt, daß die Schleuse Anderten noch leistungsfähiger sein wird. Bei einer Ausnutzung der 2000-t-Ladefähigkeit mit 60% (volle Hinfracht, 1/8 Rückfracht) und bei 270 16stündigen Betriebstagen im Jahre befördern beide Kammern zusammen 18,1 Mill. t, wenn der Verkehr nach beiden Richtungen gleich stark ist („volle Kreuzungen“); 13,6 Mill. t, wenn der gesamte Verkehr nur nach einer Richtung geht; 15,6 Mill. t, wenn die eine Richtung die andere doppelt im Verkehr übertrifft („halbe Kreuzungen“).

Wahl der Bauart. Nach den Speisungsplänen für die Scheitelhaltung des Mittellandkanals wird der gesamte Wasserverbrauch der Schleusenanlage bei Anderten in die obere Haltung zurückzuführen sein.

Es sind eingehende Untersuchungen zwecks Auswahl der unter dieser Voraussetzung wirtschaftlichsten Bauweise für die neuen Schleusen an-

einander liegende Einzelschleusen nicht in Frage, da die hierbei nötigen vielfachen Kreuzungen der ein- und ausfahrenden Schiffe, besonders bei Seitenwind, eine glatte, störungsfreie Abwicklung des Verkehrs unmöglich gemacht hätte. Es sind daher nur Schleppzugschleusen berücksichtigt worden.

Für die in Anderten gegebenen Verhältnisse sind untersucht:

a) Schleusen mit offenen Sparbecken.

Um die Bildung von pendelnden Längswellen in der Schleusenkammer einzuschränken und eine möglichst ruhige Lage der Schiffe in der Schleusenkammer zu erreichen, sind Anordnungen entworfen, bei denen gemäß Abb. 2 die Sparbecken I bis IV in je zwei symmetrisch zur Schleusenmitte liegende Teilbecken geteilt werden.

Ferner sind Vergleichsentwürfe für Schleusen mit doppelten Umläufen aufgestellt, bei denen die einzelnen Sparbecken ihr Wasser dem Betriebsumlaufe stets am gleichen Punkte zuführen (vergl. den Aufsatz über die Bauten des Ems-Weser-Kanals bei Minden i. W. in der Zeitschr. f. Bauw. 1921, Abb. 18, S. 249).

b) Schleusen mit Wasserspeichern, d. h. stockwerkweise übereinander liegenden Sparbecken.

Diese Sparbecken können nach dem Vorbilde der Mindener Schleuse so gebaut werden, daß die Zwischendecken in allen Speichern auf gleichen Höhen liegen; es sind jedoch auch Vergleichsentwürfe — gemäß einem Vorschlage des Zivilingenieurs Br. Schulz in Berlin-Grünwald — untersucht, bei denen statt der fünf Beckengruppen von 1,8facher Kammerfläche, die die Schleuse Anderten erhalten hat, acht Beckengruppen von 0,8facher Kammerfläche angeordnet waren. Die halbe Anzahl der Speicher enthielt dann nur die Becken der Gruppen 1, 3, 5 und 7, die andere die der Gruppen 2, 4, 6 und 8. Bei dieser Anordnung — die den gleichen Wasserverbrauch ergibt — wird eine Zwischendecke in jedem Speicher erspart, dagegen geht der Vorteil verloren, daß die Schleusenkammer das Speicherwasser bei allen Schleusungsstufen an denselben Zuflußstellen erhält und abgibt.

c) Zweistufige Schleusentreppen, wobei jede Schleuse von 7,5 m Gefälle zwei Sparbeckenstufen in offener oder in Speicherform erhielt.

d) Für ein Hebwerk lag ein Entwurf vor, der von den Firmen Dyckerhoff & Widmann in Biebrich, der Demag in Duisburg, der Gute-Hoffnungshütte in Oberhausen und den Siemens-Schuckert-Werken gemeinsam bearbeitet war. Er sah einen eisernen Trog von nur 145 m Nutzlänge vor, der an Drahtseilen mit Gegengewichten hängen und durch drei Spindeln an jeder Trogseite bewegt werden sollte.

Auf die Vergleiche und ihre Zahlenergebnisse einzugehen, fehlt der Raum. Als die wirtschaftlichste und bei wechselnden Betriebsverhältnissen anpassungsfähigste Bauweise für Anderten ergab sich die doppelte Schachtschleuse mit zwei voneinander vollkommen unabhängigen Kammern und mit Sparbecken in Speicherform nach dem Mindener Vorbilde.

bei 14,68 m Höchstgefälle nur vier Stockwerke aufweist, beschränkt worden und bei Ausarbeitung des endgültigen Bauentwurfs eine abweichende Konstruktion der Decken und eine engere Stützenstellung notwendig geworden.

Hydraulische Angaben. Bevor auf Einzelheiten des Bauwerks eingegangen wird, seien einige Angaben über die hydraulischen Verhältnisse der Schleuse eingeschoben:

Die gesamte Fläche einer Schleusenammer beträgt rd. 2800 m², die Wasserfüllung rd. 42 000 m³. Die gesamten Sparbecken eines Stockwerkes haben eine Grundfläche, i. L. zwischen den Umfassungsmauern der Speicher gemessen, von rd. 5900 m², gleich dem 2,1fachen der Kammer-

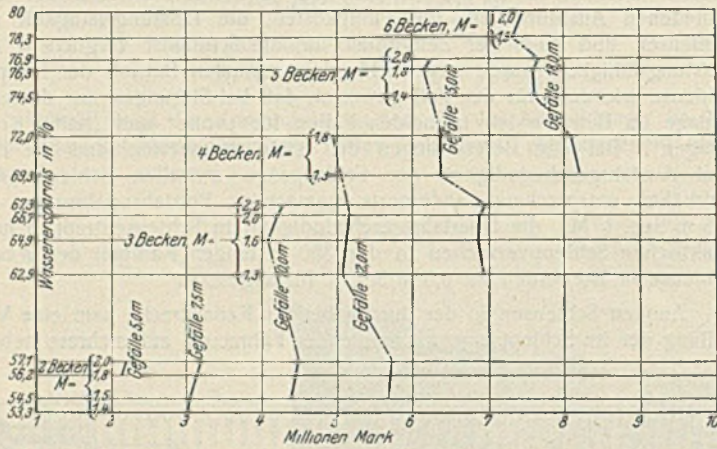


Abb. 3. Wirtschaftlichkeit von Sparbecken in Speicherform. Kostenaufwand für die Spareinrichtungen und kapitalisierte Pumpkosten. $M = \frac{\text{Gesamtnutzfläche der Becken eines Stockwerkes}}{\text{Schleusenammerfläche}}$. 1,2fache Vorkriegspreise, gültig (einschl. Unterhaltung und Erneuerung der Anlagen) für eine Schleuse mit 2800 m² Kammerfläche bei 6000 Schleusungen/Jahr und einem Strompreise von 0,04 M/kWh.

Auch für die günstigste Anzahl der Speicherstockwerke und das dabei günstigste Verhältnis zwischen Schleusenammer- und Sparbeckenfläche sind Untersuchungen durchgeführt. Ihr Ergebnis ist in der Abb. 3 dargestellt. Für Anderten ist hiernach die Ausführung von fünf Stockwerken festgelegt worden, die eine nutzbare Grundfläche vom 1,8fachen der Kammerfläche haben. Durch diese Wahl ist die für die Zwischendecken verfügbare Bauhöhe im Vergleich zu der Schachtschleuse in Minden, die

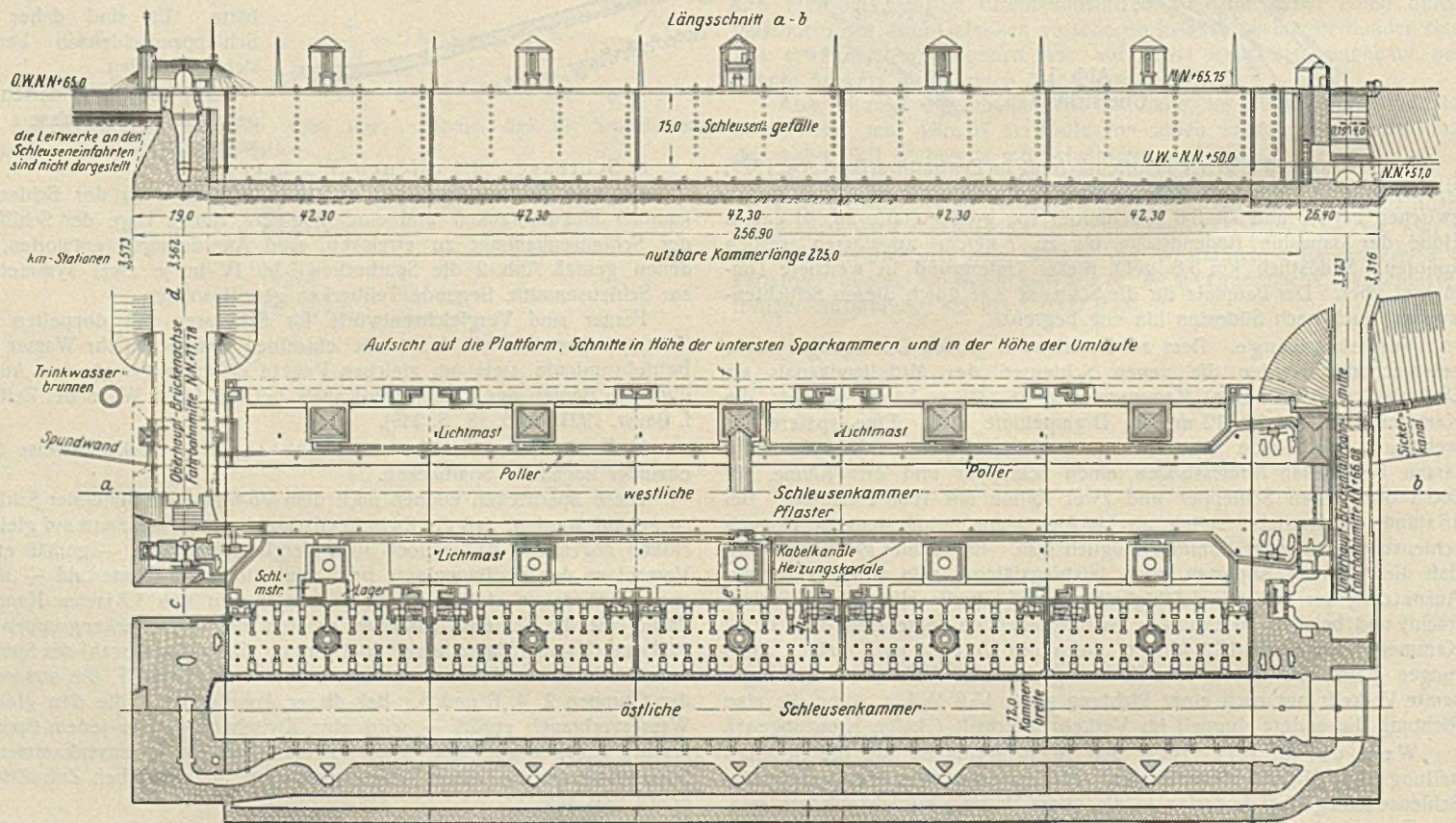
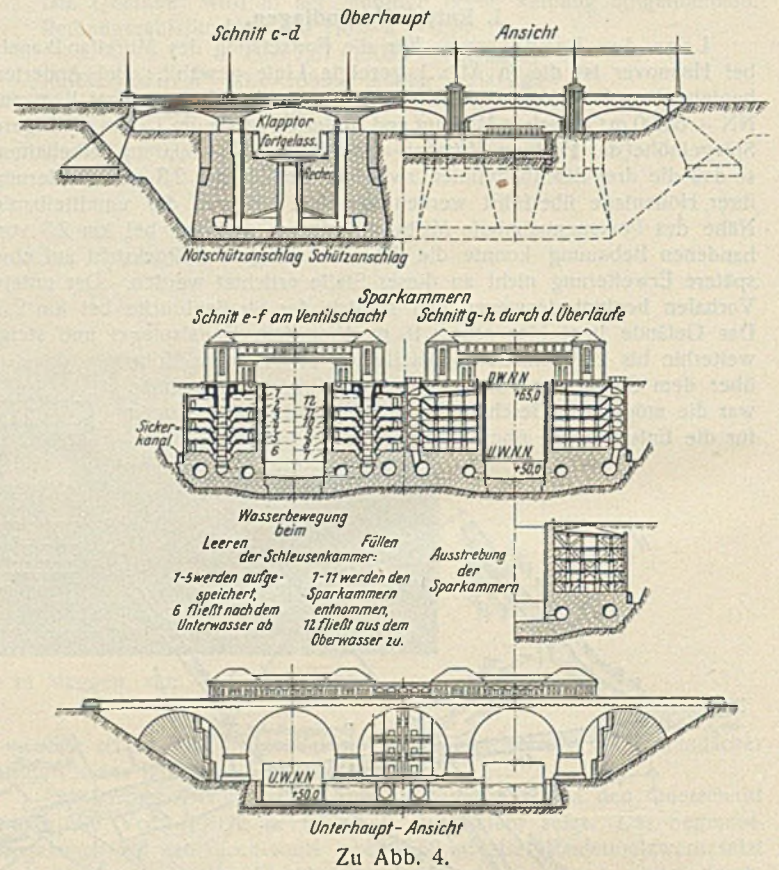


Abb. 4. Schleuse Anderten.

fläche. Die Stützen, Streben, Mittelquermauern, Treppenhäuser und Überfallschächte nehmen hiernach eine Grundfläche von i. M. dem 0,3fachen der Kammerfläche ein. Die Ausspiegelung zwischen der Schleusenammer und den Sparbecken wird bei 0,15 m Restgefälle unterbrochen; die Becken speichern hierbei rd. 31 500 m³ Wasser, d. s. 75% der Kammerfüllung, auf. Die Zeit für das Füllen bzw. Leeren einer Sparbeckenstufe ist auf 75 Sek. einschließlich von 2 · 10 Sek. für die Ventilbewegungen bemessen. Die mittlere Hubgeschwindigkeit in der Schleuse beträgt hierbei 3 cm/Sek., die größte etwa 6 cm/Sek. Diese hohen Werte sind nach den Erfahrungen in Minden zulässig, da den Schleusenumläufen das Wasser aus den Sparbecken stets an denselben Punkten und verteilt über die ganze Schleusenlänge zuströmt. In dieser ohne Störung der ruhigen Schiffslage ermög-

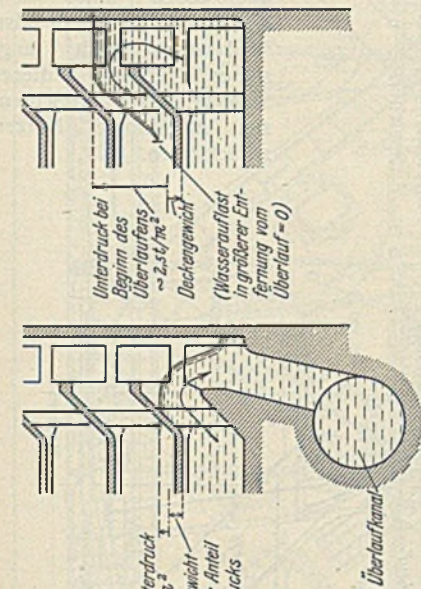
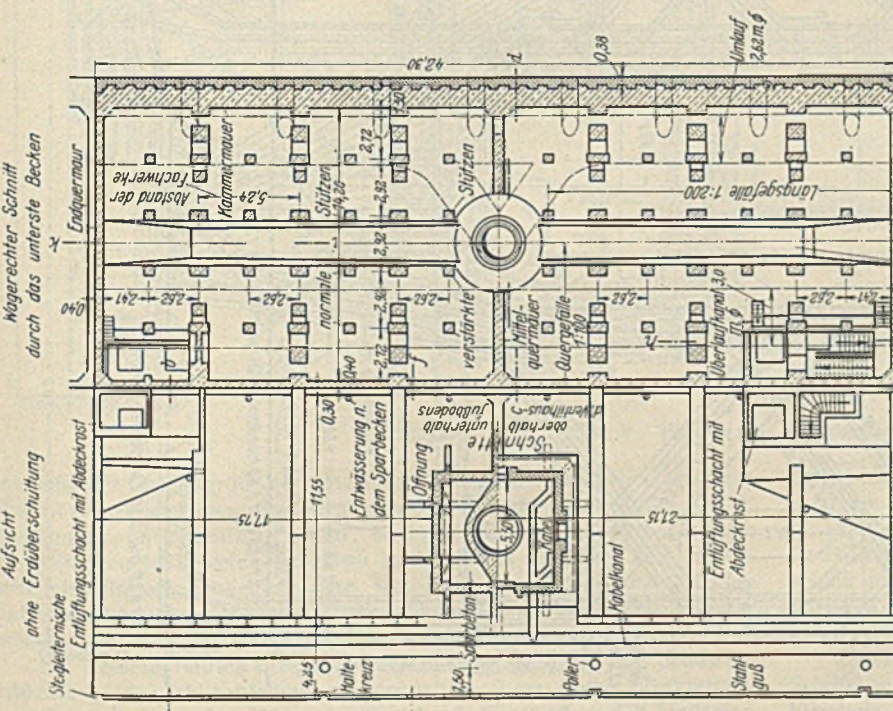
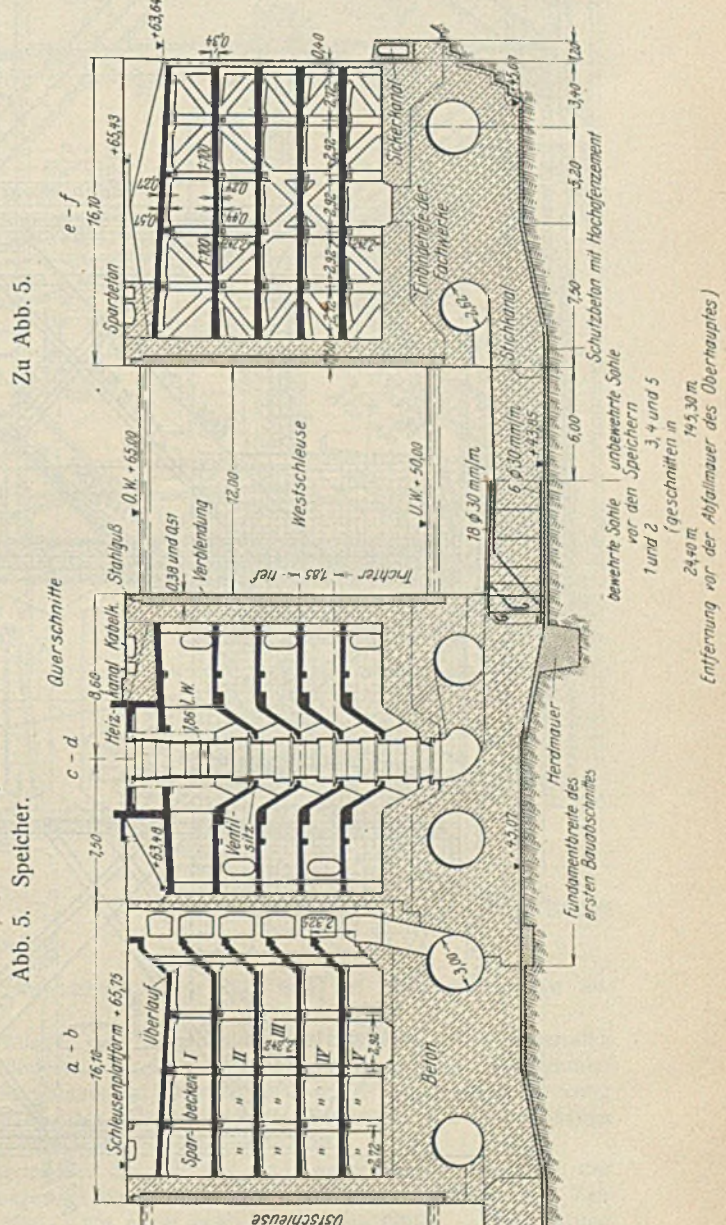
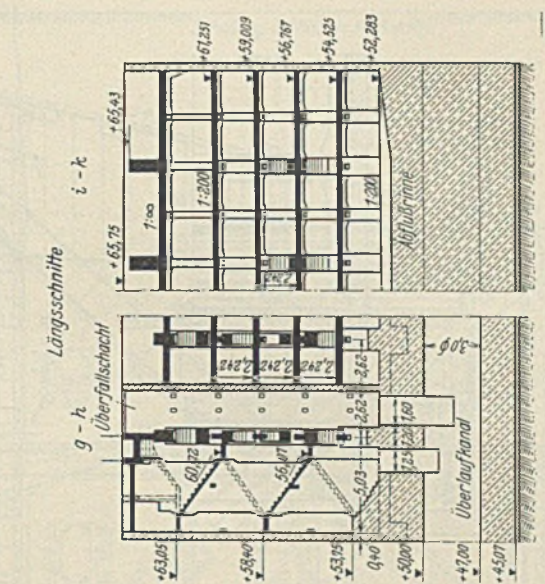


Abb. 6. Unterdruckbelastung der untersten Speicherdecke bei Ventilbruch im untersten Becken mit Überlaufkanal, ohne Überlaufkanal.

Zu Abb. 5.
Abmessungen der normalen Stützen.

im Sparbecken	Betonquerschnitt	Bewehrung
I	36 · 36 cm	8 R.-E. 14 mm
II	43 · 43 "	8 " 16 "
III	45 · 45 "	4 " 18 " + 4 R.-E. 16 mm
IV	50 · 50 "	4 " 20 " + 4 " 18 "
V	55 · 55 "	8 " 20 "



lichten hohen Hub- und Senkgeschwindigkeit liegt einer der Hauptvorteile der gewählten Schleusenbauart. Für den Ausgleich der letzten rd. 3,8 m Gefälle mit den Kanalhaltungen ist die Abflußmenge auf 40 m³/Sek. beschränkt, um zu starke, der Schifffahrt gefährliche Schleusungswellen in den Haltungen zu verhüten. Die Schleusen haben, wie es durch die Anordnung der Speicher ohnehin bedingt war, Umläufe und Stichkanäle auf die gesamte Kammerlänge erhalten. Die Umlaufquerschnitte (und die gleich großen Durchflußquerschnitte der Umlaufschützen) sind so bemessen, daß sich die Wasserstände in rd.

5 1/2 Min. ausspiegeln. Dabei sollen die Umlaufschützen normal in drei Teilhuben geöffnet werden, so daß bei jedem Hube anfangs die zulässige Höchstleistung von 40 m³/Sek. erreicht wird. (Die mittlere Durchflußmenge während der ersten beiden Teilhübe wird etwa 35 m³/Sek. betragen.) Die gesamte Füllzeit bis zu einem Restgefälle von 0,15 m, gegen das das Tor geöffnet werden kann, beträgt rd. 12 Min.; die durchschnittliche Hubgeschwindigkeit der ganzen Schleusung ist also $\frac{15,0}{12} = 1,25$ m/Min. = rd. 2 cm/Sek.

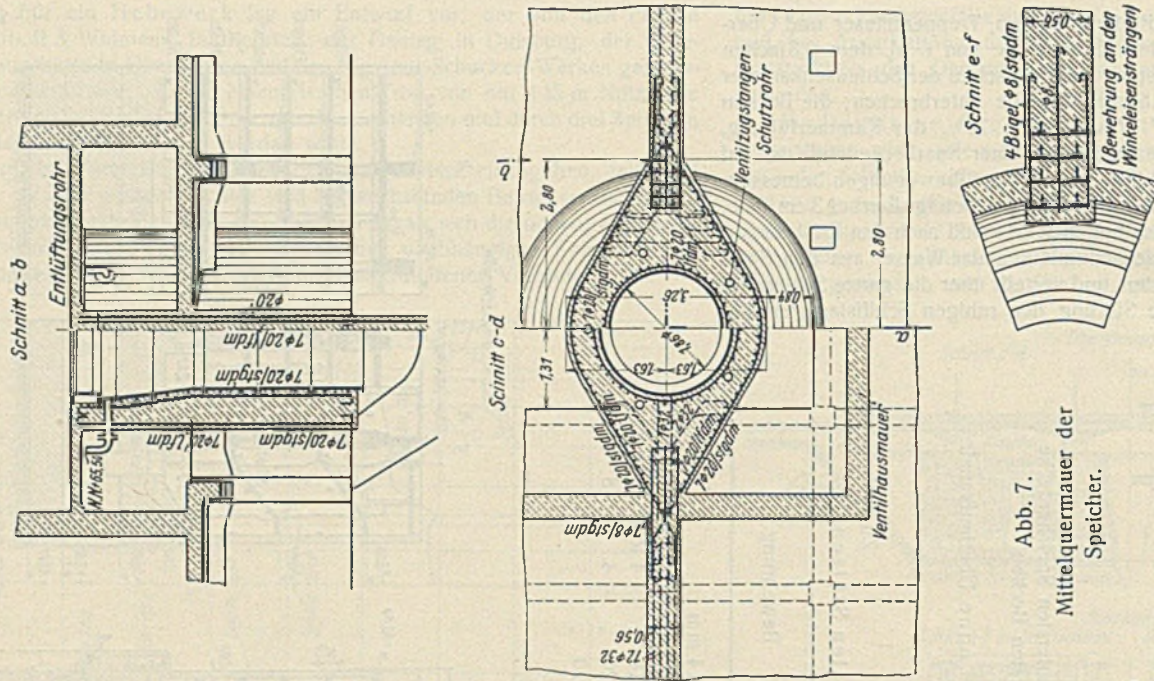
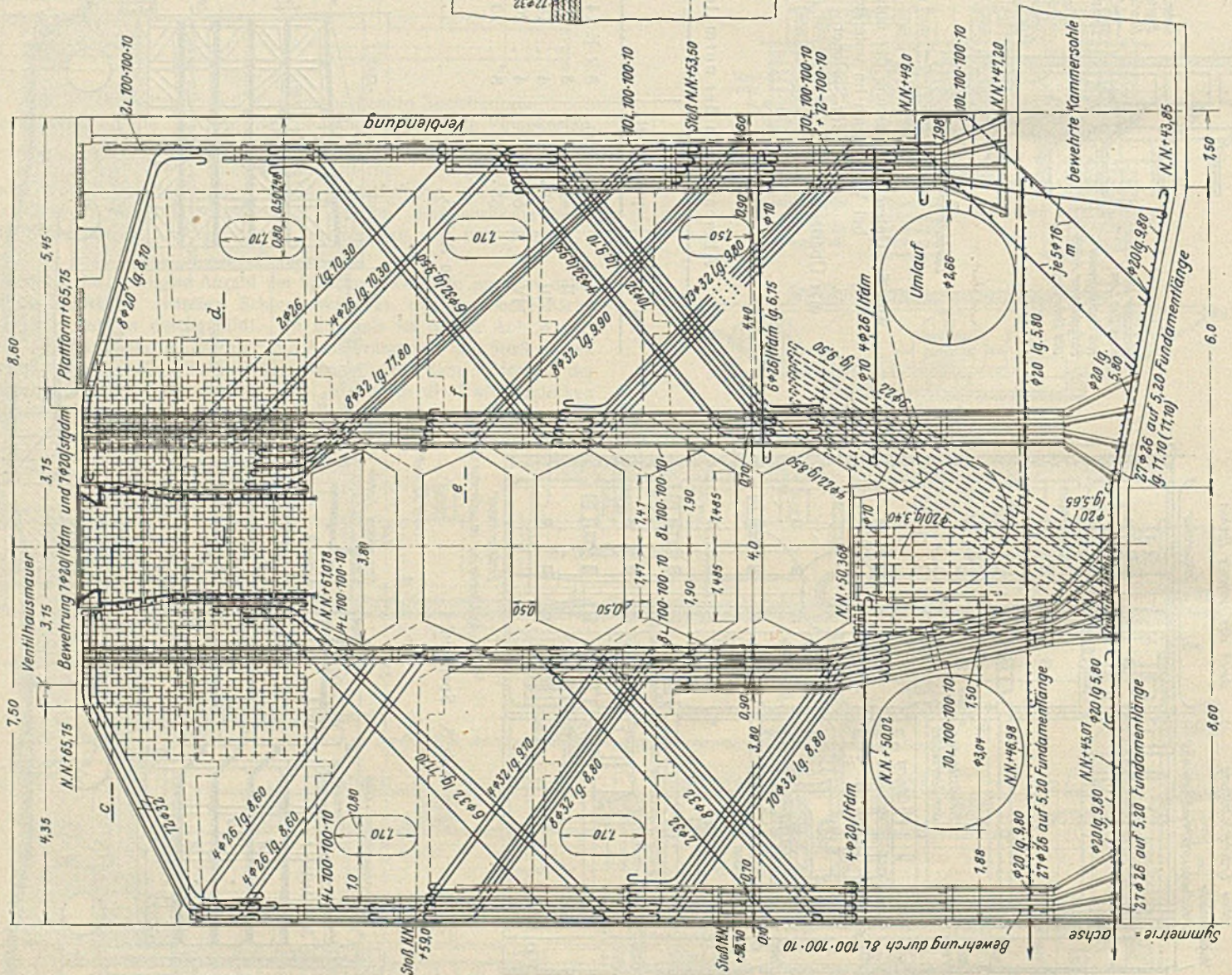


Abb. 7.
Mittelquermauer der Speicher.

wirklich werden, weil sie größere Durchflußquerschnitte verlangen. Da nach den Erfahrungen in Minden ein schnelles Öffnen der Sparkammerventile ohne Nachteil ist, wäre eine geringere Hubgeschwindigkeit nur für die Umlaufschütze in Frage gekommen. Bei der großen Wassertiefe aber, die in Sparschleusen vor Öffnung der Umlaufschütze schon oder noch unter dem Schiffsboden vorhanden ist, wird der durch langsames Öffnen dieser Schütze bei solchen Schleusen erreichbare Nutzen zurücktreten.



Bei den Berechnungen dieser Zeiten ist der Durchflußbeiwert nach Messungen an der Mindener Schachtschleuse zu 0,7 angesetzt. Die größte Wassergeschwindigkeit in den Umläufen ist bei Ausspiegelung mit den Sparbecken 1,4 m/Sek., mit den Haltungen 3,7 m/Sek., die größte Austrittsgeschwindigkeit aus den Stichkanälen (bei Ausspiegelung mit den Sparbecken) rd. 3,0 m/Sek.

Die Anregungen der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin, wonach es sich im allgemeinen zur Erzielung ruhiger Schiffslage empfiehlt, die Umlaufverschlüsse nicht absatzweise, sondern gleichmäßig langsam anzuheben, konnten bei der Schleuse Anderten nicht mehr ver-

II. Bauausbildung.

Eine Übersichtszeichnung der gesamten Schleusenanlage ist in Abb. 4 gegeben.

Von größter Bedeutung für die Baugestaltung war, daß die Betonversuche¹⁾ die Möglichkeit ergeben hatten, zuverlässig wasserundurchlässigen Beton herzustellen. Auf dichtende Einlagen, wie Asphaltappisolierungen, ist daher verzichtet worden. Andererseits gebot das stärkere Schwinden des weich einzubringenden Betons Vorsicht sowohl bei Be-

¹⁾ Vergl. „Die Bautechnik“ 1926, Heft 13, S. 187.

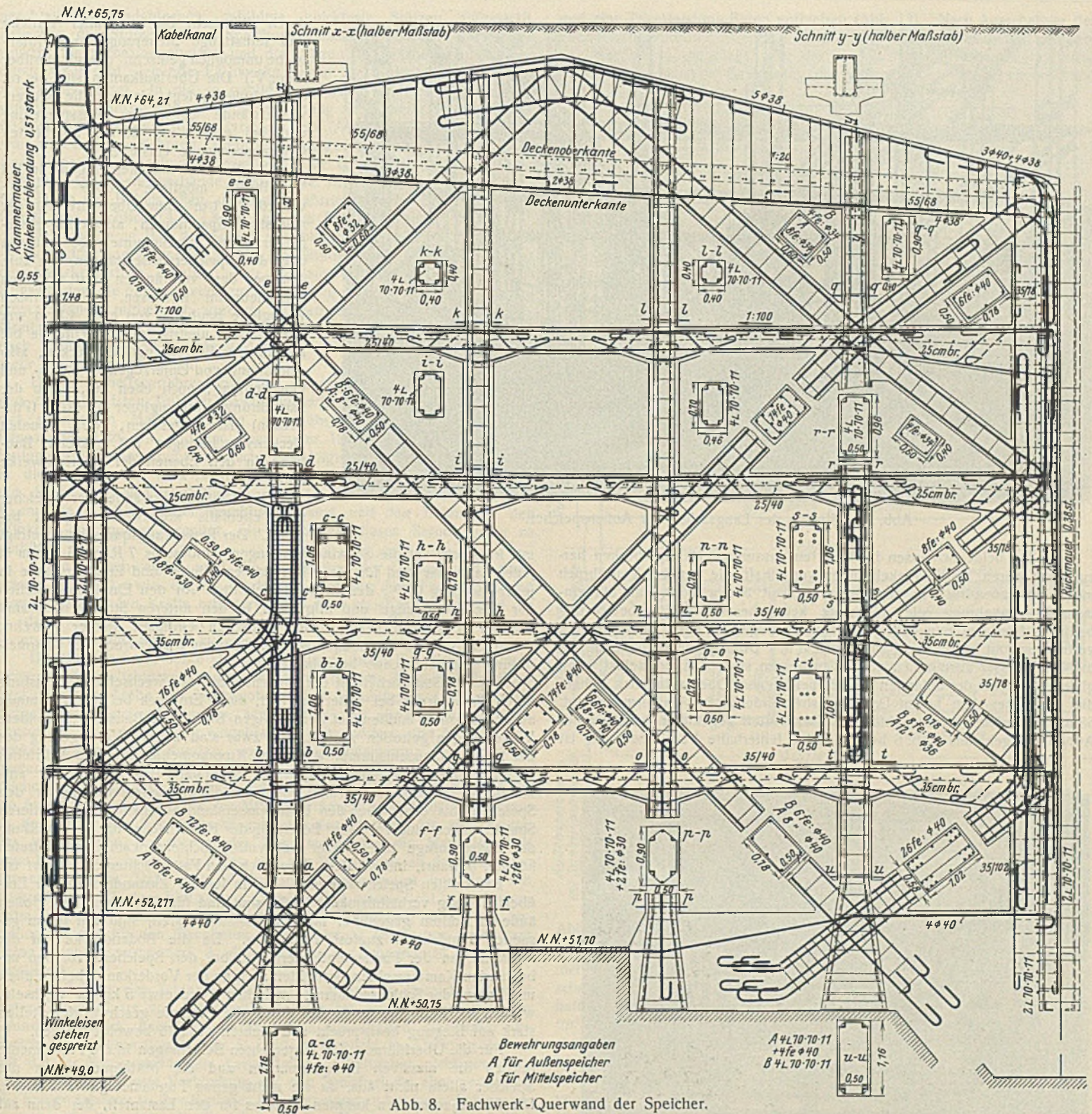


Abb. 8. Fachwerk-Querwand der Speicher.

messung der Gesamtgröße der einzelnen Bauteile wie bei ihrer Gestaltung. Wo in sonst massigen Bauteilen dünnere Zwischenstücke oder Durchbrechungen unvermeidlich waren, sind die Querschnittswchsel durch Eiseneinlagen so bewehrt, daß etwa in den Ecken und über den Umlaufscheideln eintretende Schwindrisse sich nicht durch den ganzen Körper fortsetzen können; aus dem gleichen Grunde sind auch die Schützenschächte in den Häuptern durch Eisenbewehrungen umsäumt.

Die wasserberührten Flächen der Sparbecken, Umläufe und Schützenschächte sind nach Erhärtung mit doppeltem 2 cm starken Torkretputz versehen. Auf der Oberfläche der Speicherdecken und in den Umläufen ist die zweite Putzlage unmittelbar nach der Herstellung glattgestrichen, da die Rauigkeit des unbearbeiteten Torkretputzes zu ungünstige Durchflußbeiwerte bedingen würde. Der ausgeführte Torkretputz zeigt an Wandflächen und Unterseiten die erwartete Haftfestigkeit, dagegen waren auf den Deckenoberflächen, besonders in der Nähe der Wände und Stützen, und auf den Umlaufsohlen vielfach hohlklingende Flächen auszustemmen und neu zu putzen. Die einwandfreie Herstellung eines gleichmäßigen Torkretputzes bereitet an solchen Stellen Schwierigkeiten, da sich der beim Torkretieren in erheblicher Menge abfallende Sand leicht zu

trennenden Zwischenschichten im Putz und auf der Putzunterlage ansammeln kann.

Die Eiseneinlagen im Beton haben zur Erzielung einer dauernden Rostsicherheit mindestens 5 cm, in starken Bauteilen, wie u. a. den Kammersohlen und der Stirnmauer des Unterhauptes, sogar 10 cm Betonüberdeckung erhalten; bei verputzten Flächen ist die Putzstärke in diesen Maßen eingerechnet.

Die Kammermauern der Schleuse sind, soweit sie den Angriffen der Schiffskörper ausgesetzt sind, mit Klinkern verblendet. Damit diese Verblendung nicht die — vor allem beim Speicherbau nötige — Betonierung in hohen Schichten behinderte, hat sie senkrechte Verzahnung mit dem Beton statt der bisher üblichen wagerechten erhalten. Sie ist mindestens zwei Wochen vor der Betonierung des Bauabschnittes gemauert und 38 cm stark mit 51 cm starken in den Beton einbindenden Vorlagen ausgeführt, damit sie dem Druck des weichen Betons standhielt. Einzelheiten sind schon in der Veröffentlichung im Zentralbl. d. Bauverw. 1927, Nr. 30, enthalten.

Speicher. Auf den charakteristischen Teil der Schleuse, die Speicher (Abb. 5), sei nur näher eingegangen, soweit ihre Bauart von der Mindener abweicht.

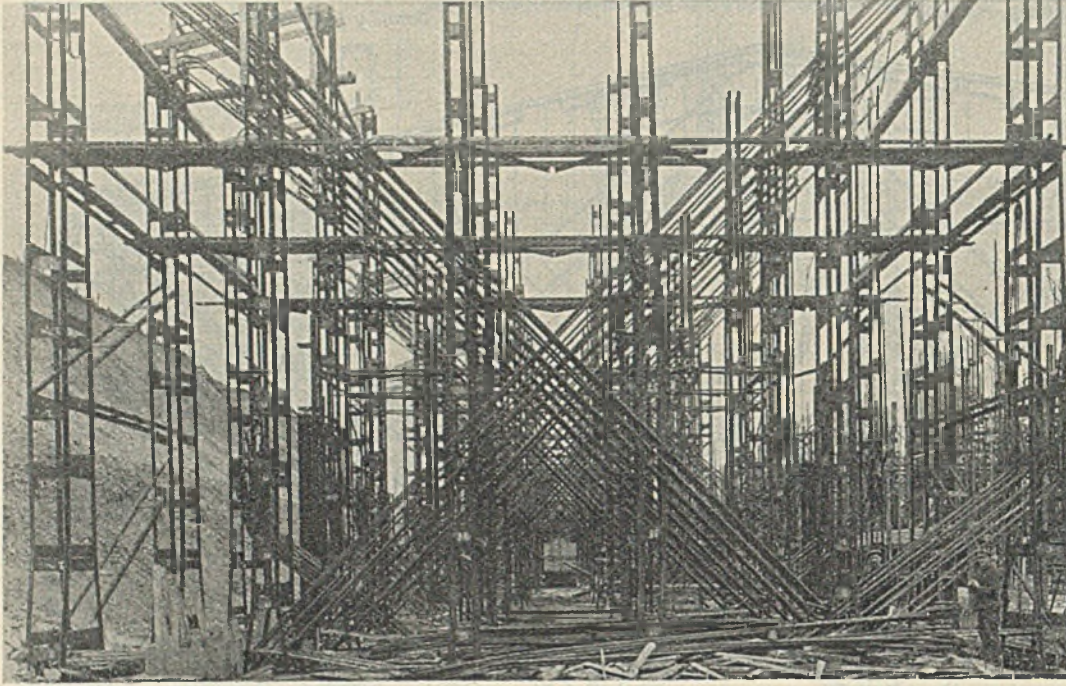
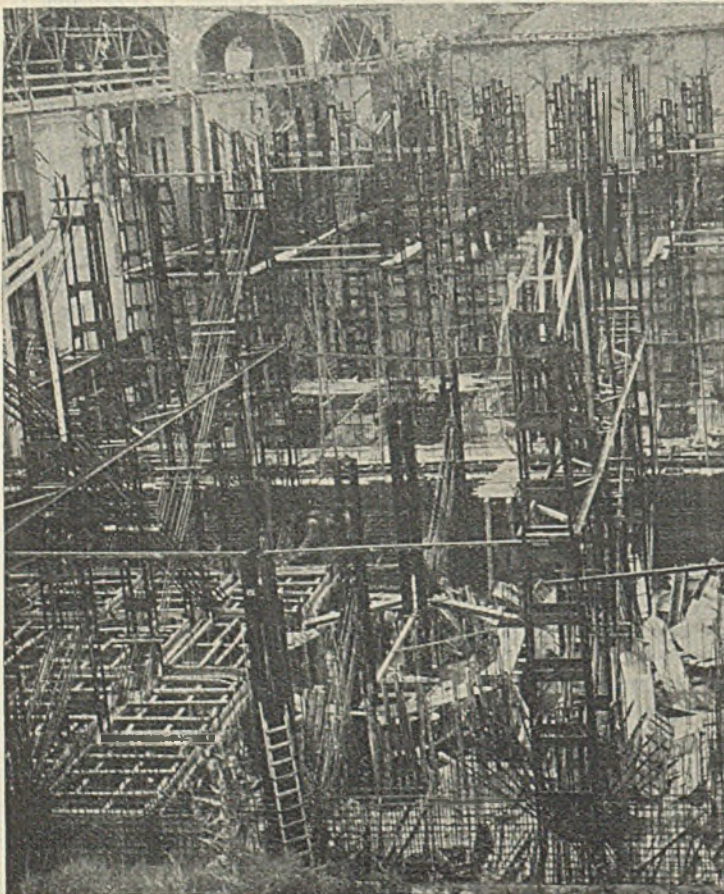


Abb. 9. Blick in der Längsachse der Außenspeicher.

Da für beide Schleusen in Anderten zusammen 100 Sparbecken herzustellen waren, waren Vorkehrungen vorteilhaft, die den bei Ventilbruch möglichen Innendruck in den Becken soweit beschränken, daß die eintretende Umkehrung aller Momente keine besondere Eisenbewehrung bedingt. Die Überläufe der Becken sind deswegen auf beide Beckenhälften verteilt und an besondere Kanäle von 3 m l. Durchm. angeschlossen, die ins Unterwasser ausmünden und so bemessen sind, daß sie, selbst wenn gleichzeitig zwei der untersten Ventile bei offenem Obertor brechen sollten, die nun unter dem hohen Druck einströmende große Wassermenge (rd. 55 m³/Sek.) ohne Rückstau abführen. Der Vorteil gegenüber der Mindener Anordnung geht aus Abb. 6 hervor. Eine fehlerhafte Ventilbedienung ist

Abb. 10. Blick quer über die vier an das Oberhaupt angrenzenden Speicher.
Rechts unten: Verspreizung der Diagonaleisen.

durch elektrische Blockung aller Antriebe und selbsttätige Steuerung der Ventiltriebe unmöglich gemacht. (Vergl. hierüber unter V.) Die Überlaufkanten sind je rd. 0,1 m höher gelegt, als sich die Beckenwasserstände bei voller Ausspiegelung und bei einem um 25 cm überhöhten Oberwasserstände einstellen.

Die Sparbeckendecken tragen die bei Ventilbruch mögliche größte Belastung von rd. 2,9 t/m² ohne Überschreitung der zulässigen Spannungen, also ohne Rissegefahr. Die Deckenunterzüge müssen über den Speicherwasserständen den zum Abzuge der verdrängten Luft nötigen Zwischenraum freilassen. Die hiernach verfügbare Bauhöhe von etwa 40 cm war unerwünscht niedrig, doch reichte sie bei kreuzweiser Bewehrung der Decken, also Anordnung von Unterzügen in Längs- und Querrichtung, noch eben aus. Von der Ausführung unterzugloser Decken (Piltdecken) ist abgesehen, weil ohnehin Deckenverstärkungen mit größerer Bauhöhe in den Ebenen der Querrichtwerke nötig sind.

Die Umfassungswände der Speicher sind ebenfalls kreuzweise doppelt bewehrt. Der Bewehrungsquerschnitt beträgt

mit Rücksicht auf die Schwindspannungen mindestens 7 R.-E. 16 mm/m in jeder Lage, das sind für die 0,4 m starken Hinter- und Endquerwände in jeder Richtung 0,7% des Betonquerschnitts. An den Einbindungsstellen der Deckenunterzüge und allgemein in den unteren Stockwerken sind die 0,4 m starken Wände aus statischen Gründen stärker bewehrt, besonders sind es die Endquerwände, die vom Wasserdruck der Kammerfüllung hoch auf Schub beansprucht werden.

Für die Standsicherheit der Speicher, die der wechselnden Belastung durch Wasserdruck bei voller Kammer, durch Erddruck bei leerer Kammer ausgesetzt sind, mußten bei der geringen Breite der Bausohle besondere Vorkehrungen getroffen werden, und zwar sind zwecks Verringerung des bei leerer Schleusenammer wirkenden Kippmomentes und des Auftriebes an den äußeren Schleusenlängsseiten begehbare, ins Unterwasser ausmündende Sickerkanäle erbaut, die den Grundwasserstand hinter den Speichern bis dicht über den Unterwasserstand absenken. Die mittleren Speicherreihen sind vor einer Belastung der Hinterfläche, die bei Anfüllung der Zwischenfuge mit Wasser bei vollen Schleusenammern eintreten könnte, bewahrt, indem diese Fuge nach den Fallschächten entwässert ist.

Die hohlen Speicheroberteile, die in leerem Zustande trotz der Erdüberschüttung verhältnismäßig leicht sind und für sich allein den großen äußeren Kräften gegenüber nicht standsicher wären, sind mit ihrem gesamten Fundament zugfest verbunden. Da die Bodendrücke auf der Bausohle (an der Fundamenthinterkante, bei den Speichern vor den unbewehrten Kammersohlenabschnitten auch an der Vorderkante) beim Füllen und Leeren der Schleusenammer zwischen 0 und etwa 5 kg/cm² wechseln, werden die Fundamente an den durch die Umläufe geschwächten Stellen stark auf Biegung beansprucht und mußten deshalb bewehrt werden.

Für die Überführung der wagerechten Belastungen in die Fundamente reichen die massiven Endquermauern und die Mittelquermauern der Speicher allein nicht aus, da sie nicht genug Fundamentgewicht fassen. Die Mittelquermauern konnten überdies für den Lastanteil, der dann auf sie entfallen wäre, nicht ausreichend bewehrt werden, obwohl die durch die Ventile getrennten beiden Hälften der Mittelquermauern im oberen Teil durch eine das Schachttrohr umgreifende Verstärkung zu gemeinsamer Wirkung als Rahmen zusammengefaßt sind (Abb. 7). Es sind deswegen in jeder zweiten Stützenreihe, d. h. in jeder Speicherhälfte drei weitere Querwände in Form ausgestreuter Fachwerkrahmen eingebaut. Sie sind in Abb. 8 dargestellt. Die Fachwerkstreben lassen in jedem Stockwerk mindestens ein Stützenfeld frei, so daß für das Einbringen der Ventile Platz ist und auch der schnelle Wasserabfluß erleichtert wird.

Um den Fachwerkrahmen eine ähnliche Steifigkeit wie den massiven Querwänden zu geben und sie so an der Aufnahme der wagerechten Belastungen auch wirklich zu beteiligen, sind die sonst zugelassenen Spannungen bei ihrer Bemessung auf $\frac{2}{3}$ vermindert. Die Fachwerke erhalten daher außerordentlich kräftige Bewehrungen mit zahlreichen bis 40 mm starken Rundeisen. Stoßverbindungen solcher Eisen sind kaum einwandfrei und jedenfalls nicht ohne teuren Aufwand und ohne Störung des flotten Baubetriebes ausführbar, deswegen sind Stöße durch entsprechende Wahl des Bauvorganges hier ganz vermieden.

Nach Vollendung der unteren Fundamentabschnitte wurden eiserne, aus je vier mit den Schenkeln nach außen gekehrten Winkelleisen mit an

geschraubten Bindeblechen gebildete knickfeste Stützen aufgestellt. Zwischen den Stützen in den Speicherlängsmauern wurden Verbände (in senkrechter Ebene) angebracht, und die Stützen im Speicherinnern wurden durch wagerecht liegende Fachwerke gegen die Stützen in den Längsmauern festgelegt. In die so gebildeten Gerüste wurden die Diagonalrundeisen in ganzen Längen unter Benutzung der Kabelkrane eingezogen und vorläufig an den Stützen verklammert (Abb. 9). Sämtliche Stützen waren so in jeder Richtung räumlich festgelegt und konnten beim weiteren Bau keinerlei Schwankungen ausführen, die die Bewehrungen im Beton lockern. Die Gerüstverbände störten die Arbeit der Kabelkrane beim Einbringen des Betons nicht, da in der Fahrrihtung der Laufkatzen freie Räume von reichlich 14 m Länge und 4 m Breite vorhanden waren.

Beim weiteren Bau der Speicher verblieben die L-Eisen der Stützen — nach stockwerkweiser Entfernung der Bindelaschen — als Bewehrung der Speicherstützen erhalten. Die Montageverbände in den Speicherlängswänden, die übrigens auch zur Befestigung der senkrechten Bewehrung dieser Wände mitbenutzt wurden, wurden ebenfalls einbetoniert; die Montageverbände zwischen den Speicherinnenstützen wurden dagegen nach Vollendung und Erhärtung der drei untersten Stockwerke als nunmehr entbehrlich ausgebaut.

Dieses Arbeitsverfahren hat sich sehr bewährt. Es ermöglichte, den zeitraubendsten Teil der Bewehrungsarbeiten in den Wintermonaten mit genauesten Maßen vorweg auszuführen (Abb. 10), so daß im Bausommer 1926/49 und im Bausommer 1927/42 Speicherstockwerke fertiggestellt werden konnten. Nachteile infolge des Einbaues der L-Profile in die Stützenecken sind nicht beobachtet worden; im besonderen hat die Anordnung von Drahtbügeln, die in Höhenabständen von etwa 15 cm um die Winkeleisen geschlungen sind und den Beton vor den Winkeln durchqueren, genügt, ein Abplatzen dieses Betons sicher zu verhüten.

An den Fachwerken wird die Bewehrung der Decken und Längswände verstärkt, wie es die Verteilung der an den Fachwerkknoten zusammenlaufenden Kräfte erfordert. Aus dem gleichen Grunde sind die in den Wänden endigenden Diagonaleisen fächerähnlich auseinandergespreizt, wie aus Abb. 10 zu ersehen ist.

Die Speicherfundamente sind in einzelnen, durch Schalung senkrecht begrenzten Arbeitsblöcken ausgeführt, dagegen lagen beim Bau der Sparbecken nur in Höhe der Deckenoberkanten Arbeitsfugen. Der gesamte Beton eines Speicherstockwerks, etwa 400 m³, ist ohne längere Arbeitspausen in etwa 10 Stunden eingebracht. Schwindrisse sind in den Sparbecken bisher nicht gefunden, nur in den Fundamenten der zuerst gebauten Speicher haben sich einige schwache Querrisse und streckenweise solche Haarrisse über den Umlaufscheideln gebildet, erstere zumeist da, wo Arbeitsfugen in der Nähe der Mittelquermauern ausgeführt sind, ferner an den durch den Ventilschacht geschwächten Stellen. Sie sind wegen der vorhandenen Bewehrung der Fundamente für die Standsicherheit ohne Bedeutung; in den Umläufen sind die Wandungen an den Rißstellen auf etwa 10 cm Tiefe und 40 cm Breite ausgestemmt und dann mit Torkretbeton mit einer Einlage von Streckmetall wasserdicht verschlossen. Beim Bau der weiteren Fundamente ist die Rißeigung durch den (ursprünglich nur für den Eisenbeton beabsichtigten) Zusatz von Splitt zum Beton erheblich vermindert, da dieser Zusatz das Schwindmaß des Betons verringert.

Die Sohlen der Schleusenammern sind nur im Bereich der zwei ersten Speicherpaare vor dem Oberhaupt bewehrt, wo noch mit stärkerem Grundwasserdruck gerechnet werden muß, sie greifen hier unter die Speicherfundamente (vergl. Abb. 5), weil ihr Gewicht zur Deckung des — mit 0,9 der Wasserstandshöhe berechneten — Auftriebes nicht ausreicht. Auf eine biegungsfeste Verbindung mit den Speichern ist aber verzichtet. Die Sohlen erfahren so ihre höchsten Beanspruchungen bei leerer Schleusenammern, da sich dann die Speicher auf ihre Kanten aufsetzen, bleiben aber von den hohen, durch Rechnung nicht sicher genug zu erfassenden Momenten frei, die bei fester rahmenähnlicher Verbindung aus den Kippbewegungen der Speicher beim Wechsel der wagerechten Belastung entstehen würden. Die Sohlenbewehrungen sind unter der Annahme berechnet, daß die Sohlen wegen der großen Härte des Baugrundes nur $\frac{1}{3}$ der Durchbiegungen erleiden, die bei völlig nachgiebigem Untergrunde eintreten würden; den Verlauf der Bodendrücke bei leerer Schleuse (und vollen Speichern) zeigt Abb. 11.

Bei der Betonierung der Kammersohlen sind wagerechte Arbeitsfugen vermieden worden, weil in ihnen die nötige Schubfestigkeit nicht erreicht würde. Jeder der 42,3 m langen Sohlenabschnitte ist nach vollständiger standfester Montage der unteren und oberen Bewehrungslage in Querstreifen ausgeführt worden, die über die ganze Kammerbreite reichten

und eine Tagesleistung Beton enthielten (Abb. 12). Nach Ausschalung der zuerst fertiggestellten Streifen 1 sind die Abschnitte 2 eingefügt worden.

Wie schon dargelegt, war die — durch die örtlichen Verhältnisse bedingte — schmale Bemessung der Baugrube für den Gesamtaufwand



Abb. 12. Längsschnitt durch die Kammersohle.

an Bewehrungsseisen recht ungünstig. Eine Ersparnis wäre bei der in Abb. 13 schematisch gezeigten Anordnung der Speicher möglich gewesen. Bei ihr wechseln (nach einer Anregung des schon genannten Ziv.-Ing. Br. Schulz) in der Mittelmauer die zu den beiden Schleusenammern gehörenden Speicher miteinander ab und laufen über die ganze Breite der Mittelmauer durch, ferner ist der gesamte erforderliche Speicherraum ungleich auf die Mittel- und die Außenspeicher verteilt, so daß die Mittelmauer schmaler und die Außenspeicher breiter werden. Die hierbei entstehende Ungleichheit im Wasserzufluß stört die ruhige Lage der Schiffe

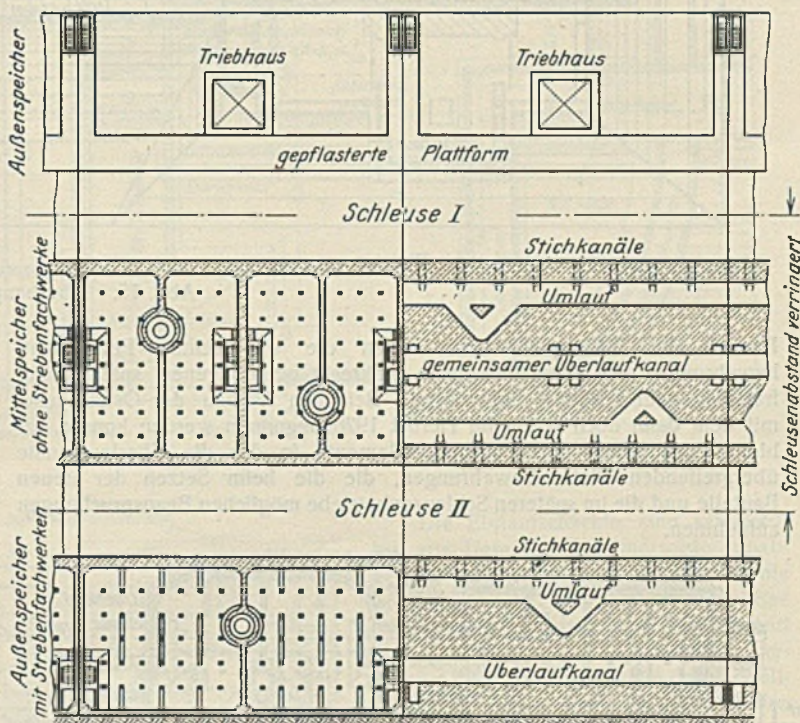


Abb. 13. Doppelschleuse mit abwechselnd durchlaufenden Mittelspeichern.

nicht, wie durch Versuche an der Mindener Schachtschleuse (vergl. Zeitschrift f. Bauw. 1921, S. 249) festgestellt wurde. Wo die obere Kanalhaltung im Auftrage an die Schleuse anschließt und die Aushubkosten für die Baugrube keine so große Rolle spielen, kann auch die in Abb. 14 skizzierte Anordnung wirtschaftlich sein, bei der die Außenspeicher noch breiter bemessen sind und Lücken zwischeneinander frei lassen, die an der Schleusenammern durch hinterfüllte, gegebenenfalls aus den Speichern vorgekragte Mauerabschnitte geschlossen werden. Fachwerkquerwände können auch bei diesen Außenspeichern nicht entbehrt werden. Sie dienen hier in erster Linie zur Absteifung der Speicherfundamentplatte gegen die beim Schleusen wechselnde Belastung (Bodendruck von unten, Wasserfüllung von oben). Die Fundamentplatte wird dünner bemessen werden können als in Anderten, da die Bodendrücke an den Fundamentkanten bei der größeren Speicherbreite kleiner bleiben und die nötige Standsicherheit schon bei geringerem Gesamtgewichte des Speichers erreicht wird. Die Umläufe können Maulprofile erhalten.

Die geänderte Speicheranordnung in der Mittelmauer setzt voraus, daß die beiden Schleusen gleichzeitig ausgebaut werden.

Diese Voraussetzung war in Anderten nicht erfüllt. Solange der Weiterbau des Mittellandkanals über Peine hinaus nicht gesichert war, sollten die Speicherpaare 2 bis 5 der Ostschleuse fortgelassen werden. Für die dann freistehenden Mittelspeicher der Westschleuse gab das halbe Fundament der Mittelmauer nicht die nötige Standsicherheit, vielmehr mußte die Grenze des vorläufigen Fundamentausbaues bis unter den benachbarten Überlaufkanal vorgezogen werden (Abb. 5). Da für diesen unfertigen Zustand immerhin mit langer Dauer gerechnet werden mußte, sind im allgemeinen keine Verbindungseisen für ein späteres Anbinden der Fundamentergänzung eingelegt worden. Nur im

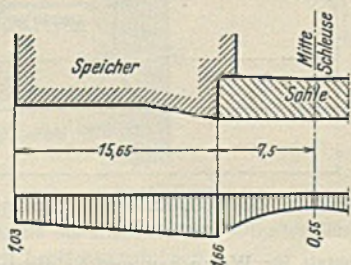


Abb. 11. Bodendrücke in kg/cm².

Längsschnitt a-b

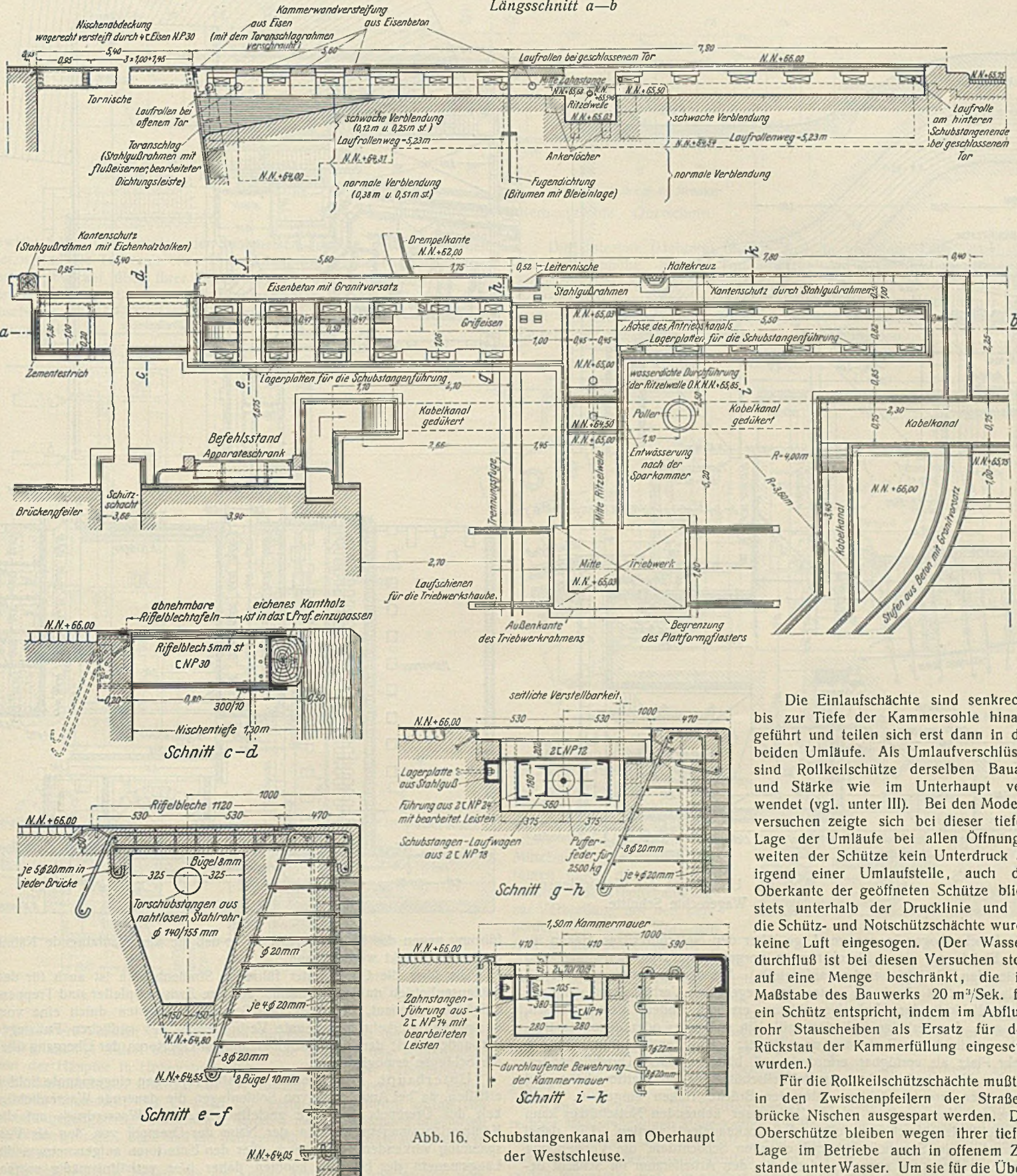


Abb. 16. Schubstangenkanal am Oberhaupt der Westschleuse.

haupt keine geradeaus gerichtete Längsströmung entsteht. Es erwies sich ferner als vorteilhaft, den Einlaufschacht bis dicht an das Obertor heranzuziehen und beide Tornische gleich breit auszuführen.

Auf der Sohle der Tornische sind die Einlaufschächte mit Rechen von 75 mm Stabweite abgedeckt, um den Eintritt grober Fremdkörper in die Sparkammern zu verhüten. Diese Rechen sind in Modellversuche durch ein Drahtnetz dargestellt worden. Die bei den zuerst geprüften Schachtformen entstehenden Wirbel legten in ihrem Mittelpunkt dieses Drahtnetz trocken; bei der endgültigen Form traten dagegen nur noch ganz schwache wandernde, praktisch bedeutungslose Wirbel ohne merkbare Einsenkung der Wasseroberfläche auf.

Die Einlaufschächte sind senkrecht bis zur Tiefe der Kammersohle hinabgeführt und teilen sich erst dann in die beiden Umläufe. Als Umlaufverschlüsse sind Rollkeilschütze derselben Bauart und Stärke wie im Unterhaupt verwendet (vgl. unter III). Bei den Modellversuchen zeigte sich bei dieser tiefen Lage der Umläufe bei allen Öffnungsweiten der Schütze kein Unterdruck an irgend einer Umlaufstelle, auch die Oberkante der geöffneten Schütze blieb stets unterhalb der Drucklinie und in die Schütz- und Notschützschächte wurde keine Luft eingesogen. (Der Wasserdurchfluß ist bei diesen Versuchen stets auf eine Menge beschränkt, die im Maßstabe des Bauwerks 20 m³/Sek. für ein Schütz entspricht, indem im Abflußrohr Stauscheiben als Ersatz für den Rückstau der Kammerfüllung eingesetzt wurden.)

Für die Rollkeilschützschächte mußten in den Zwischenpfeilern der Straßenbrücke Nischen ausgespart werden. Die Oberschütze bleiben wegen ihrer tiefen Lage im Betriebe auch in offenem Zustande unter Wasser. Um sie für die Überwachung und das Schmieren der Lager im Trockenem zugänglich zu machen, kann der Schützschacht durch ein Notschütz gegen Oberwasser abgesperrt werden; die Schütze tauchen dann bei leerer Schleusenammer nach Zurücklegung der normalen Hubhöhe aus. Durch entsprechende Bauweise der Notschütze und ihrer Nischen (vergl. unter III) ist für leichte Abdichtbarkeit gesorgt. Die gegen Oberwasser sperrenden Notschütze müssen in den Einlaufschacht eingesetzt werden, da auf der Plattform zwischen den Betriebsschützschächten und den weit einspringenden Klappornischen kein Raum für besondere Notschützschächte verfügbar war. Zur Erleichterung dieser Arbeit, bei der Taucherhilfe schon für das Ausheben und Wiedereinlegen der mit Führungsansätzen versehenen Rechentafeln nicht entbehrt werden kann, sind in

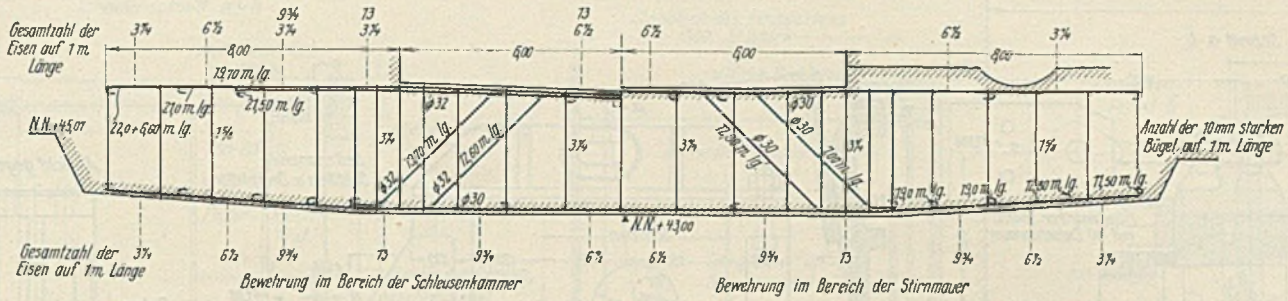


Abb. 18. Bewehrung der Unterhauptsohle. Querschnitt.

gewicht hält. Die längsten der Sohleneisen mußten gestoßen werden; hierzu sind die Teile mit etwa 15 cm Übergrifflänge nebeneinandergelegt und im Zwickel über ihrer Berührungslinie autogen verschweißt. Bei der Betonierung ist wie bei den Kammersohlen verfahren, doch sind die Abschnitte größer bemessen und in mehrtägiger ununterbrochener Arbeit fertiggestellt.

Die Untertore (Hubtore) bleiben auch in geöffneter Lage unterhalb der Plattformhöhe. Für die Tortriebwerke sind deswegen nur niedrige, eingeschossige Aufbauten ausgeführt; die Torgengewichte laufen in Schächten in den Seitenwänden der Häupter. (Auf der Mittelmauer besteht die Rückwand dieser Schächte nur aus abnehmbaren Blechtafeln.) Einzelheiten der Triebwerke sind unter IV. beschrieben.

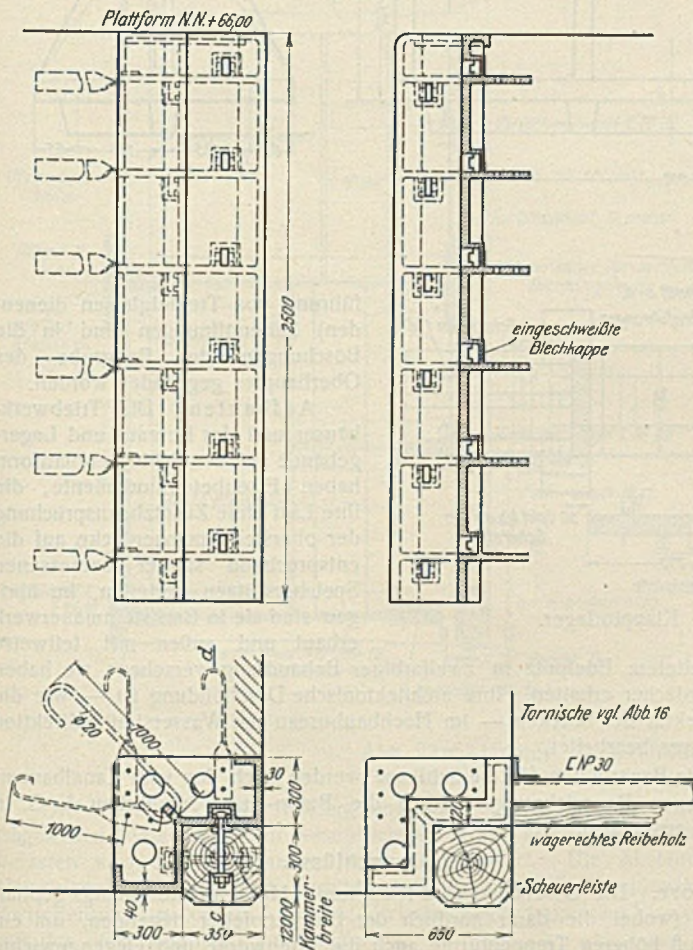


Abb. 19. Kantenschutz.

Besondere Vorsicht erforderten die Stirnmauern über den Untertoren, da sie unbedingt rißfrei bleiben müssen. Sie sind mit dem aufgehenden Beton der Häupter in Höhenabschnitten ausgeführt. Die Lehrgerüste in den Einfahrtöffnungen sind nur für das Gewicht des untersten 3 m hohen Abschnitts bemessen; das Gewicht der weiteren Abschnitte wurde von den vorangegangenen, inzwischen erhärteten und entsprechend bewehrten Abschnitten getragen, ohne daß die Lehrgerüste eine Mehrlast aufzunehmen brauchten.

Die Stirnmauern haben, da sie keiner Abnutzung unterworfen sind, keine Verblendung erhalten, sondern sind nur mit Torkreputz versehen, ebenso die Seitenwände der Tornischen.

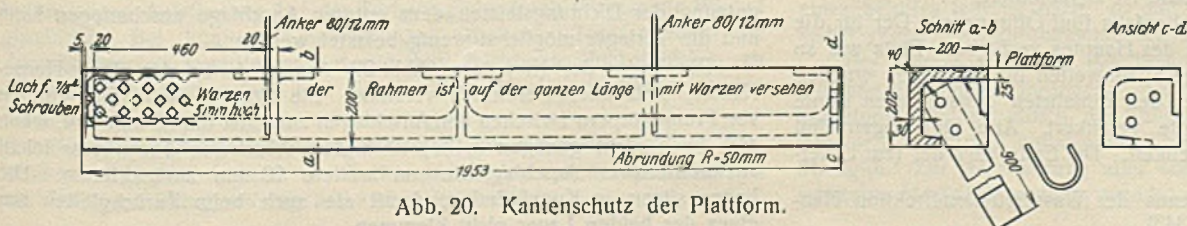


Abb. 20. Kantenschutz der Plattform.

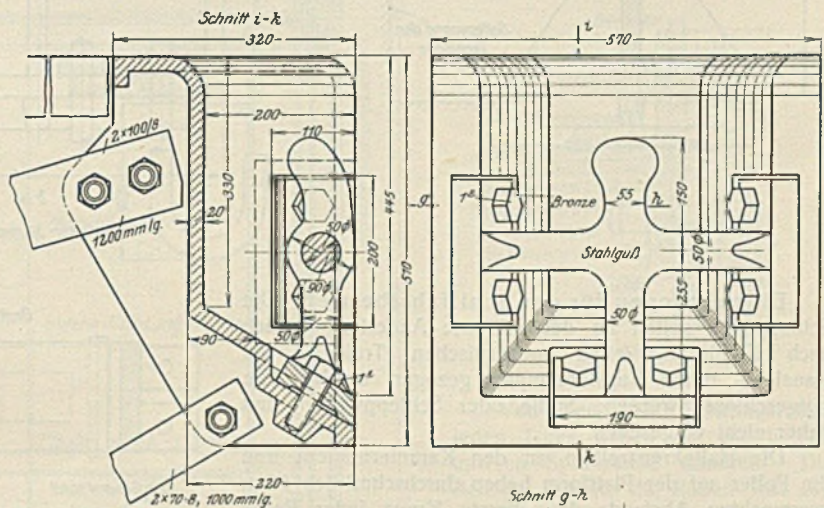


Abb. 21. Haltekreuz.

Wie am Oberhaupt sind auch am Unterhaupt, getrennt von der öffentlichen Straßenbrücke, für die Schleusenbedienung Verbindungsgänge zwischen den Außen- und der Mittelmauer geschaffen; sie führen durch die Triebwerkshäuser. Die Treppenaufgänge zur Verbindung mit den Leinpfaden des unteren Vorhafens sind an den Außenmauern in einfachster Weise als ausgekragte, in Höhe der Böschung liegende Freitreppen ausgeführt; auf der Mittelmauer war dagegen Platz für ein überdachtes mehrläufiges Treppenhaus in der einspringenden Ecke verfügbar, die von den Seitenflügeln der Häupter mit der Frostschutzmauer vor den Speichern gebildet wird. Die Torgengewichtschächte sind von der Plattform und von den Treppen aus zugänglich.

Die Schutz- und Notschutzschächte sind wie am Oberhaupt ausgebildet.

Kantenschutz. Die Plattformkanten der Häupter sowie die senkrechten stumpfwinkligen Mauerkanten am Beginn der Untertornischen und die Notschutzanschläge sind mit Granit verblendet. Für die lotrechten Kanten an den Schleuseneinfahrten reicht, da sie besonders starken Angriffen ausgesetzt sind, ein solcher Schutz nicht aus; hier sind deswegen Stahlgußrahmen einbetoniert, in die auswechselbare Eichenholzbalken eingesetzt werden (Abb. 19); an den Einfahrtkanten der Mittelmauern decken diese Rahmen zugleich die Anlageflächen der Schwimmflöße des Leitwerks (vgl. unter VI.). Auf den Speichern werden auch die wagerechten Kanten an der Plattform mit Stahlgußrahmen nach Abb. 20 bewehrt, die besser als Granitabdecksteine verankert werden können.

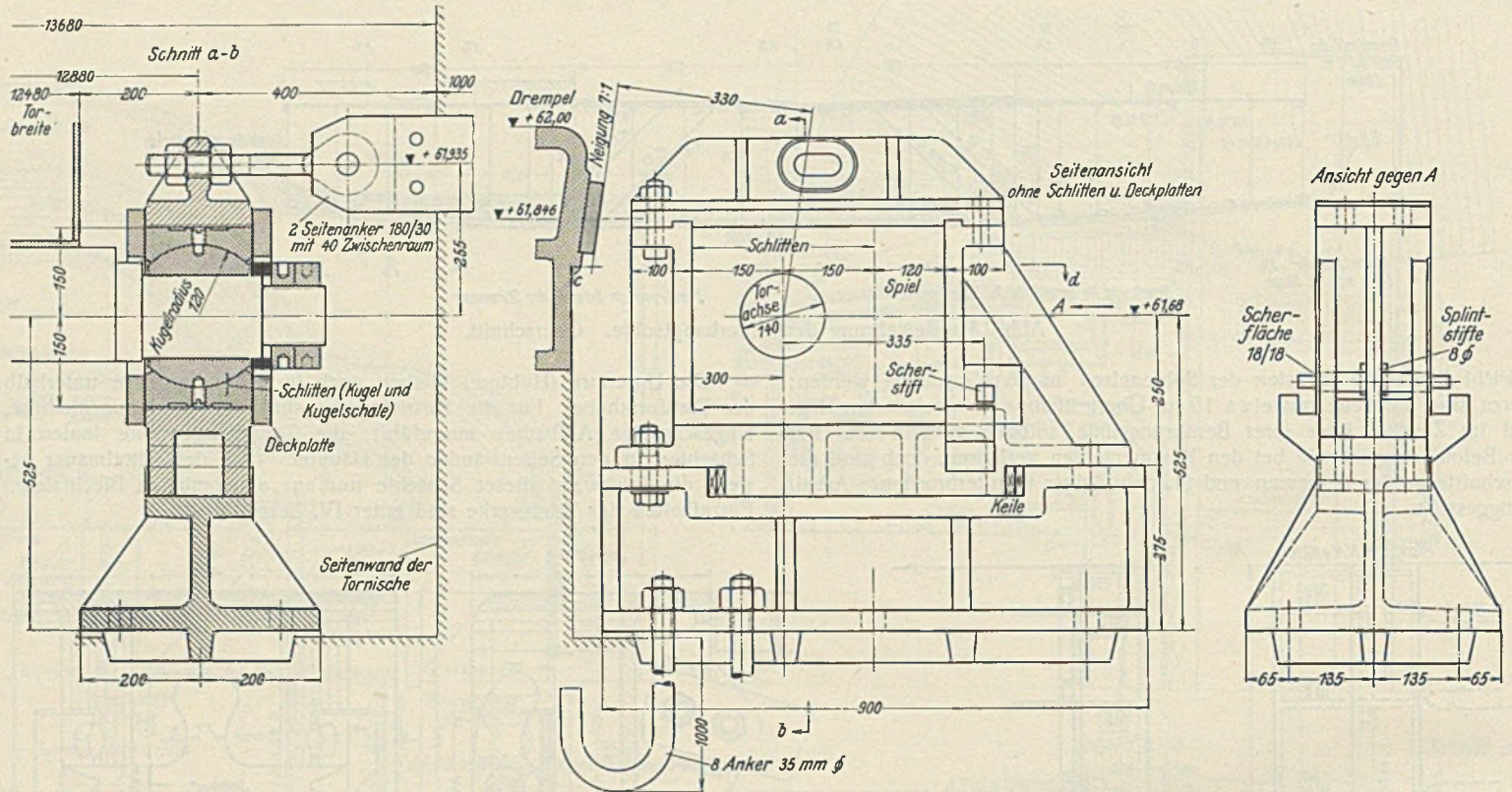


Abb. 22. Klapptorlager.

Einrichtungen für den Schiffahrtbetrieb. Die Schleppzüge sollen an der Schleuse Anderten — auch nach Einführung einer mechanischen Treidelei am Kanal — durch Bugstierdampfer gezogen werden, die mitgeschleust werden; Spille oder Schleppwagen sind daher nicht vorgesehen.

Die Haltekreuzreihen an den Kammermauern und die Poller auf der Plattform haben durchschnittlich 14 m wagerechten Abstand; das oberste Kreuz jeder Reihe liegt in der Plattformkante, die übrigen folgen in Höhenabständen von rd. 1,6 m. Die äußersten Haltekreuzreihen sind möglichst dicht an die Tore gesetzt; sie sollen zum Festmachen von kleineren Fahrzeugen, wie Schleppern und Motorbooten, dienen. Die Kreuze sind, ähnlich denen der Mindener Schachtschleuse, aus Stahlguß hergestellt; ein Kreuz der obersten Reihe zeigt Abb. 21. Die Verankerung der Haltekreuzkasten ist mehrfach widerstandsfähiger als die Bronzeschrauben, mit denen die Kreuze in den Kasten befestigt sind, so daß es unmöglich ist, die Eisenbeton-Kammermauern durch Überbeanspruchung der Kreuze zu beschädigen.

Auf den Speichern ist nur ein Streifen von 4,25 m bis 4,70 m Breite entlang der Plattformkante mit Granitkleinpflaster befestigt; er enthält auch die Kabel- und Heizrohrkanäle. Im übrigen wird die Speicherüberschüttung mit Rasen angesät; die Zugänge nach den Speichertreppen werden als Kieswege ausgeführt. Die Häupter werden auf ihrer ganzen Betonoberfläche gepflastert.

Straßenbrücken. Die beiden Straßenbrücken sind, der Bauweise und den großen Abmessungen der Gesamtanlage entsprechend, massiv als Bogenbrücken ausgeführt.

Die Brücke am Unterhaupt hat fünf Bogen von gleicher Spannweite erhalten. Da die Pfeilhöhe groß ist und da die Mittelpfeiler als Teile des schweren — überdies durch die Stirnmauern über den Ausfahrten verspannten — Hauptes unnachgiebig sind, konnten die drei mittleren Bogen eingespannt werden; die beiden seitlichen, über den Vorhabenböschungen liegenden Öffnungen sind dagegen als Dreigelenkbogen gebaut. Der Endpfeiler der Brücke am Westufer erforderte besondere Vorsicht, da hier an der Baugrubenböschung mehrfach Rutschungen eingetreten waren (vergl. Zentralbl. d. Bauverw. 1927, S. 334); seine Gründung reicht bis zur Höhe NN + 47,00 m hinab, und der Raum zwischen dem Pfeilerfuß und der Schleusenhaussohle ist ausbetoniert.

Die Oberhauptbrücke²⁾ besitzt ebenfalls fünf Öffnungen. Der für die Zwischenpfeiler auf den Plattformen des Hauptes verfügbare Platz war so beschränkt, daß sich etwas ungleiche Spannweiten für die Bogen ergeben haben; die Pfeiler erhalten an der den Einfahrten benachbarten Kante Zugspannungen und sind im Haupte verankert. Alle fünf Bogen sind Dreigelenkbogen mit Stahlbolzengelenken. Die Endpfeiler der (zur Unter-

führung von Treidelgleisen dienenden) Seitenöffnungen sind in die Böschungen der Baugrube des Oberhauptes gegründet worden.

Aufbauten. Die Triebwerkshäuser und das Bureau- und Lagergebäude auf der Schleusenplattform haben Eisenbetonfundamente, die ihre Last ohne Zusatzbeanspruchung der obersten Speicherdecke auf die entsprechend stärker bemessenen Speicherstützen verteilen, im übrigen sind sie in Backsteinmauerwerk erbaut und außen mit teilweise

bearbeitetem Edelputz in zweifarbiger Behandlung versehen; sie haben Kupferdächer erhalten. Ihre architektonische Durchbildung ist — wie die Architektur der Brücken — im Hochbaubureau der Wasserstraßendirektion Hannover bearbeitet.

Die Bauarbeiten für die Schleuse werden nach den vom Kanalbauamt gegebenen Bauzeichnungen durch die Beton- und Monierbau A.-G. in Berlin ausgeführt.

III. Verschlüsse.

Tore. Die Obertore sind Klapptore. Hubtore, die anfangs geplant waren (wobei die dann nördlich der Brückenpfeiler liegenden, um ein Geschöß höheren Treppentürme auch die Triebwerke und Gegengewichte aufnahmen), hätten Mehrkosten der Führungen und Antriebe bedingt, die hier nicht durch Ersparnisse an der Baulänge der Oberhäupter und auch nicht durch den Vorteil aufgewogen werden, daß bei ihrer Verwendung auf der Plattform auch vor den Betriebsschützen Platz für Notschutzschächte verfügbar gewesen wäre.

Die Klapptore haben zur Erhöhung ihrer Verwindungssteifigkeit kräftige, an die Torriegel angeschlossene Diagonalen in den Feldern unter den Schwimmkästen erhalten, so daß sie gegen 0,20 m Überdruck geöffnet werden können. Für künftige Ausführungen wird es vorteilhafter sein, die Klapptore nur in zwei statt in drei Diagonalenfelder aufzuteilen und die Diagonalen über die ganze Torhöhe durchzuführen. Als Schwimmkästen können dann die oberen Dreieckzwickel über den Diagonalen ausgebildet werden. Die geringe Bauhöhe des unteren Torriegels ist dagegen beizubehalten, damit sich das Tor auch nach Abnutzung der Dichtungleisten dem unteren Anschlag anschmiegen kann und die Torlager möglichst wenig belastet werden.

Die Lager der Klapptore (Abb. 22) ähneln denen des Rhein-Herne-Kanals, sind aber wesentlich verstärkt. Sie können beim Einklemmen von Fremdkörpern zwischen den Anschlägen zunächst um 50 mm und, wenn dies noch nicht genügen sollte, nach dem Absichern besonderer leicht auswechselbarer Anschlagstifte um weitere 70 mm zurückgleiten. Die Lager sitzen in Kugelschalen, damit sie auch beim Zurückgleiten nur eines der beiden Lager nicht klemmen.

²⁾ Entwurf des Brückenbaubureaus der Wasserstraßendirektion Hannover (vergl. Bauingenieur 1927, S. 343).

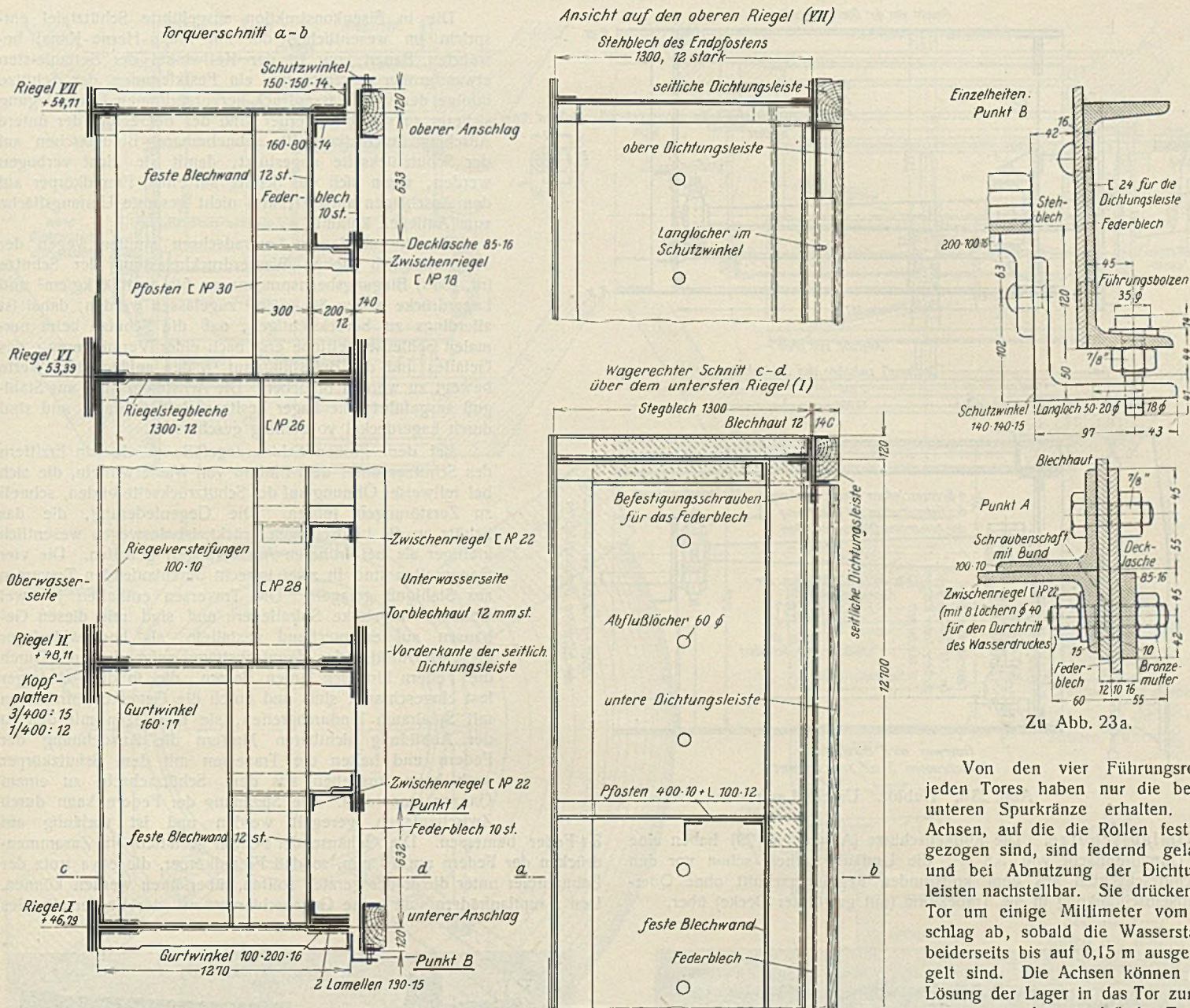


Abb. 23a. Hubtor. Federblechanschlüge.

Die Untertore sind Hubtore und als Riegeltore gebaut. Sie übertragen den Wasserdruck im wesentlichen auf die senkrechten Anschläge, belasten also die Stirnmauern nicht nennenswert. Die Abstände der Hauptriegel sind nach dem Vorbilde der Mindener Schachtschleuse durch Zwischenriegel unterteilt. Die die Zwischenriegel tragenden Pfosten sind mit der Blechhaut nicht verbunden.

Als schon mit den Werkstattarbeiten der Tore für Anderten begonnen war, wurde bei einer Überholung der Mindener Schleuse festgestellt, daß diese Bauweise der Tore noch nicht nachgiebig genug ist, um Überbeanspruchungen der Pfostenanschlüsse zu verhüten. Sie entstehen daraus, daß sich die mit den eichenen Dichtungsleisten an den wagerechten Anschlägen anliegenden Riegel nicht in gleicher Weise wie die übrigen Riegel durchbiegen können. Die Konstruktion wurde deswegen nach Abb. 23a abgeändert. Die wagerechten Dichtungsleisten der Tore sind nunmehr an Federblechen (von 70 bis 80 kg/mm² Bruchfestigkeit mit 54 bis 56 kg/mm² Streckgrenze) befestigt, die die Stelle der Blechhaut in den Randfeldern einnehmen und nur an den letzten Zwischenriegeln eingespannt sind. Damit die Schleuse nicht bei einem Bruch der Federbleche unter Gefährdung der Schiffe schnell leerlaufen kann, sind vor den Federblechen feste Blechwände angeordnet. Die Federbleche sind ferner gegen Aufstauchen bei der Torbewegung durch vorgesezte Winkel geschützt. Bei künftigen Ausführungen ähnlicher Tore werden die Zwischenpfosten unmittelbar auf die aus leichteren Buckelblechen zu bildende Blechhaut gelegt und die Zwischenriegel fortgelassen werden können.

Die Verwendung hochwertigen Eisens zur Beschränkung des Torgewichts (rd. 78 t einschl. der Rollen und Dichtungsleisten) erwies sich zur Zeit der Auftrageinteilung nicht als wirtschaftlich.

ohne daß die Führungsschienen abgenommen werden müssen. (vergl. Abb. 23b).

Die Toranschlüge des Schleusenkörpers sind mit Stahlgußrahmen bekleidet. Die Sohlenstücke dieser Rahmen sind in Aussparungen der Drempe eingesetzt und vergossen, die übrigen Teile der Rahmen und die Führungen sind dann vor der Weiterbetonierung im ganzen zusammengebaut und in der richtigen Lage durch besondere, von den Schalungen unabhängige Gerüste mit eisernen Schablonen festgelegt. In den Seitenwänden der Kammer und den Stirnmauern sind auf diese Weise Aussparungen vermieden, die bei ihrer großen Ausdehnung schwer zuverlässig dicht auszubetonieren wären. Einen fertig montierten Untertorrahmen zeigt Abb. 24, einen Querschnitt durch die Untertornische mit dem Rahmen und den Führungen Abb. 28.

Vor den Untertoren sind Schwimmbalken angeordnet, um ein Aufsetzen von Fahrzeugen auf die Tore zu verhüten. Die Mitnehmer für diese Schwimmbalken sind mit Federn versehen und so hoch an den Toren angebracht, daß sich die Balken schon kurz vor dem Auspiegeln der Kammer, nicht erst beim Aufziehen der Tore auf sie aufliegen; die Triebwerke erfahren daher beim Aufziehen keinen stoßweisen Belastungszuwachs. Die Führungsrollen der Schwimmbalken geben beim Anfahren eines Schiffes federnd nach, so daß sich der widerstandsfähige Balken selbst gegen die Führungsschienen legt.

Die Führungsschienen der Tore und der Schwimmbalken sitzen — wie alle ähnlichen Führungen — abnehmbar auf starkwandigen, bündig einbetonierten und durch die abnehmbaren Teile gedeckten, also dem Abrostern möglichst entzogenen Grundplatten bzw. Grundrahmen aus Stahlguß. Zur Verankerung aller solcher Rahmen sind fest an sie angeschraubte Flacheisenanker verwendet, die im Beton hochkant gestellt sind.

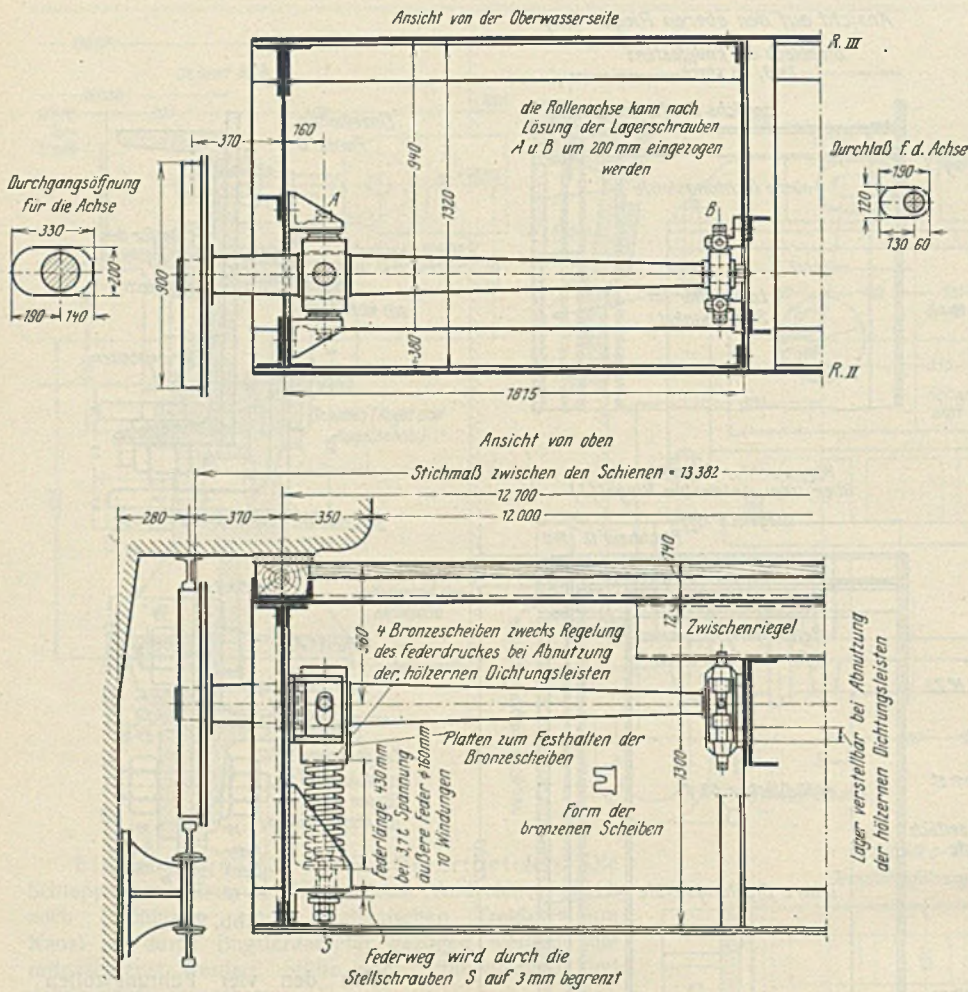


Abb. 23b. Hubtor. Untere Laufrollen.

Umlaufschütze. Die Rollkeilschütze (Abb. 25 u. 29) haben eine freie Durchflußfläche von 5,8 m²; die Umläufe gehen schon vor den Notschüttschächten aus dem kreisrunden Regelquerschnitt ohne Querschnittseinschränkung in die Trapezform (mit gewölbter Decke) über.

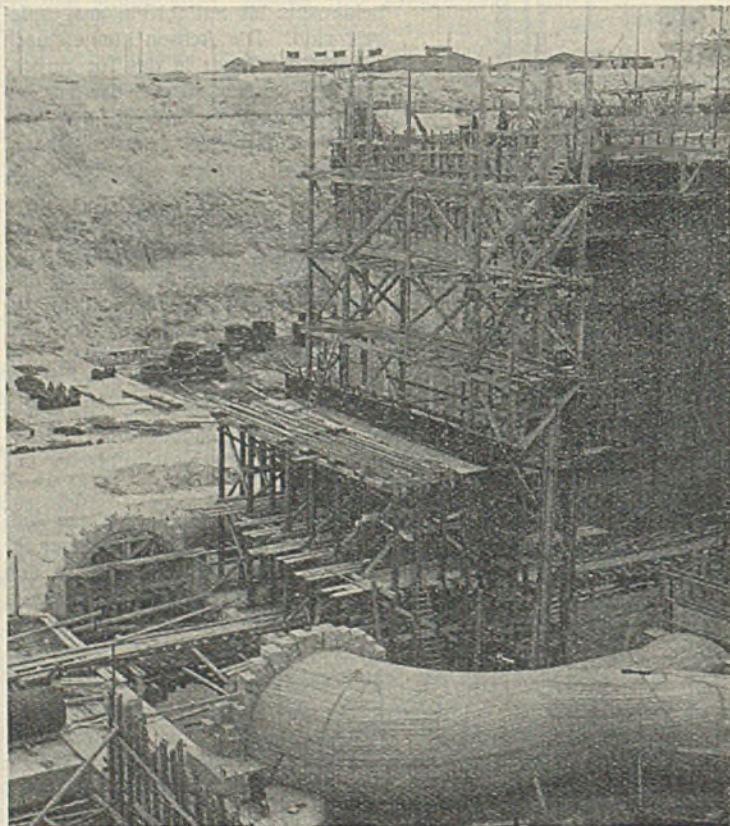


Abb. 24. Lehrgerüst für die Stirnmauer und Hubtoranschlagrahmen mit Montagegerüst für die Torführungen.

Die in Eisenkonstruktion ausgeführte Schütztabelle entspricht im wesentlichen der am Rhein-Herne-Kanal bewährten Bauart, nur ist der Keilwinkel der Seitenleisten etwas größer gewählt, um ein Festklemmen der Schütze infolge der vom Wasserdruck hervorgerufenen Durchbiegung sicherer zu verhüten; ferner sind der obere und der untere Anschlag durch (versteifte, abnehmbare) Bindelassen auf der Schütze rückseite abgestützt, damit sie nicht verbogen werden, wenn sich das Schütze auf einen Fremdkörper auf den Anschlägen aufsetzt, also nicht gesamte Umfangsfläche zum Anliegen kommt.

Für die stählernen Laufrollen mußten wegen der außerordentlich hohen Wasserdruckbelastung der Schütze (rd. 105 t) Biegebeanspruchungen bis zu 1000 kg/cm² und Lagerdrücke bis zu 80 kg/cm² zugelassen werden; dabei ist allerdings zu berücksichtigen, daß die Schütze beim normalen Schleusenbetriebe erst nach einer Verminderung des Gefälles und der Belastung auf 1/4 der anfänglichen Werte bewegt zu werden brauchen. Die Achsträger sind aus Stahlguß ausgeführt; die Lager besitzen Rotgußschalen und sind durch Lagerdeckel vollständig geschlossen.

Bei dem großen Schleusengefälle würde ein Erzittern des Schützes unter dem Einfluß von Wasserwirbeln, die sich bei teilweiser Öffnung auf der Schütze rückseite bilden, schnell zu Zerstörungen führen. Die Gegenfederung, die das Schütze an die Laufschiene drückt, ist deswegen wesentlich kräftiger als bei früheren Ausführungen gehalten. Die vier Gegenrollen sind in zwei lotrecht durchlaufenden Traversen aus Stahlguß gelagert. Die Traversen enthalten je zwei Gehäuse für starke Spiralfedern und sind mit diesen Gehäusen auf entsprechend gestaltete, als Federwiderlager dienende Ansätze der Hauptachsträger aufgeschoben. Durch die Federn hindurch laufen Bolzen, die in die Achsträger fest eingeschraubt sind und durch die Gegenrollentraversen mit Spielraum hindurchgreifen, sie begrenzen mit den in der Abbildung sichtbaren Muttern die Ausdehnung der Federn und halten die Traversen mit dem Schütze rückkörper auch beim Ausheben aus dem Schütze schacht zu einem Ganzen zusammen. Die Spannung der Federn kann durch Zwischenlagen geregelt werden und ist vorläufig auf 3 t/Feder bemessen. Die Gehäuse der Federn gestatten ein Zusammenrücken der Federn um 20 mm, so daß Fremdkörper, die etwa trotz der Bahnräume unter die Räder geraten sollten, überfahren werden können. Den Hauptlaufrollen sind keine Gegenschienen auf der Vorderseite des

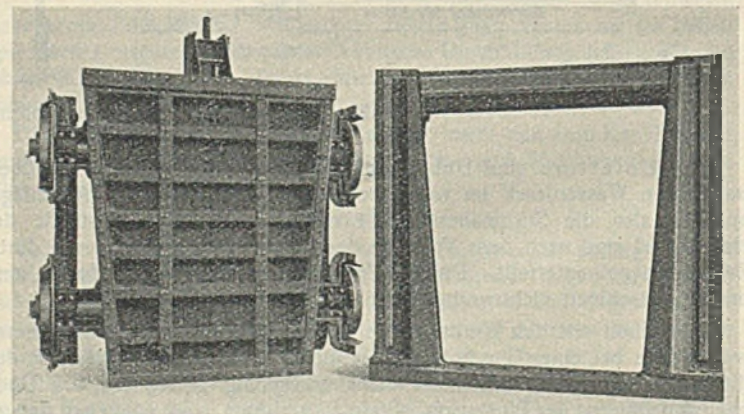
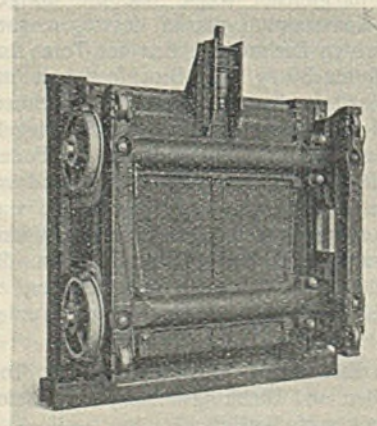


Abb. 25.

Rollkeilschütze mit Rahmen (ohne Eichenholzausfütterung der Riegelzwischenfelder).



Schütze gegenüber, da Räder, die sich zwischen zwei Schienen befinden, beim Einklemmen von Fremdkörpern an der Drehung behindert sind und festsitzen. Alle Lager werden mit Vaseline geschmiert. Die Schmierrohre sind oben an der Schütze vorderseite zusammengeführt, sie sind bei angehobenem Schütze gut zugänglich. (Der bedienende

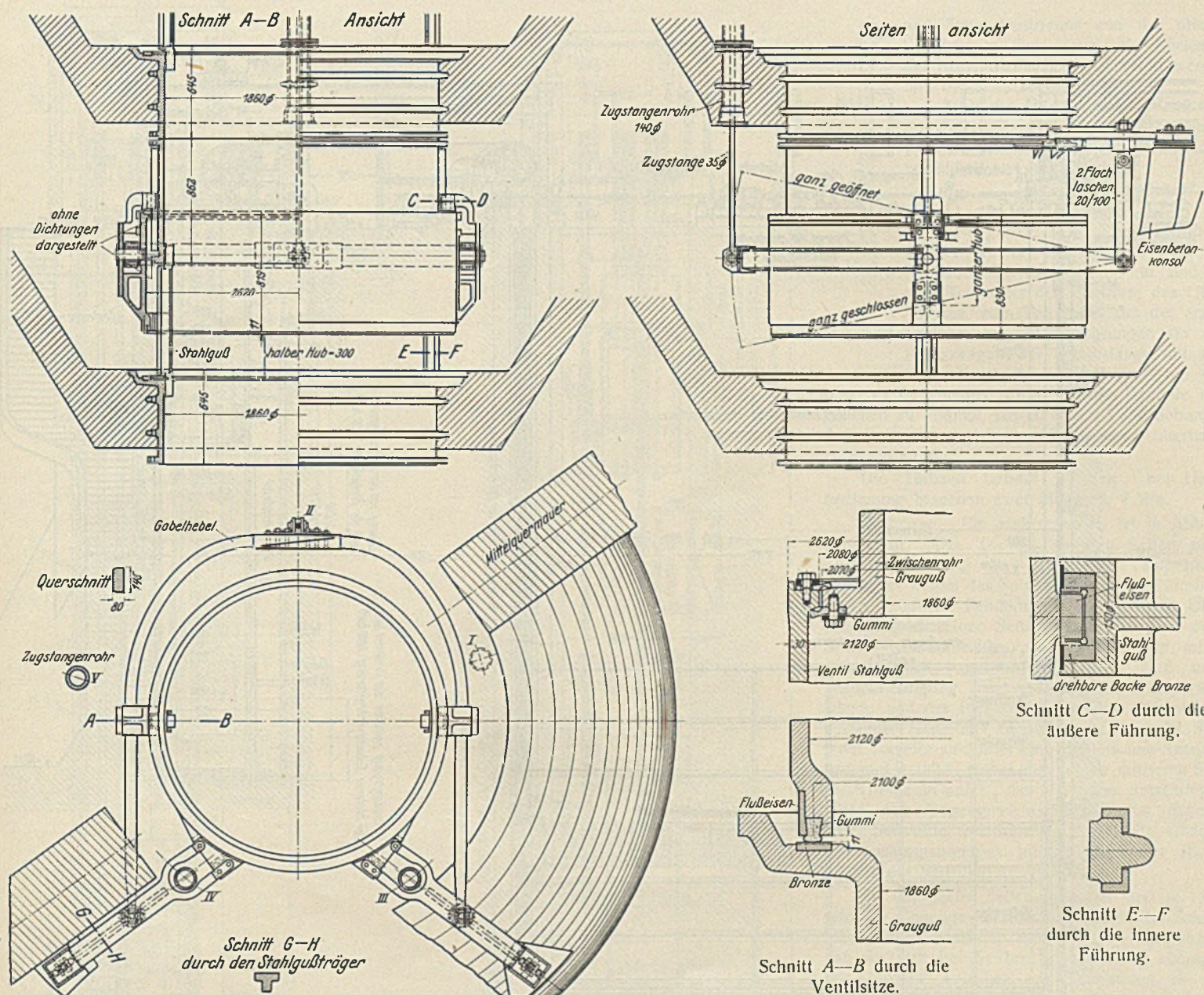


Abb. 26. Sparbeckenventil. (Einzelheiten in größerem Maßstabe.)

Arbeiter hat sich auf den unteren Achsträger zu stellen und mit einem Leibgurt an dem Halteisen unterhalb des oberen Achsträgers fest-zuhaken.)

Die Anschlagrahmen der Schütze sind wie die Toranschlagrahmen aus Stahlguß hergestellt und mit Flacheisen, die an den Rahmenquerrippen fest angeschraubt sind, im Beton verankert; die Rahmen sind jedoch, da sie beim Einbau nicht im geringsten verdrückt werden durften, nicht vor dem Betonieren der Schüttschachtwandungen aufgestellt, sondern erst nach der Fertigstellung der Häupter — mit eingeschobener Schütztafel — in Aussparungen eingesetzt worden, die so gestaltet und bewehrt waren, daß sich die Arbeitsfugen später nicht lockern können. Die Kanten der Schützrahmen sind am Schüttschacht abgeschrägt, um den Durchflußbeiwert zu verbessern und das Ausschleifen der Kanten durch den vom Wasser mitgeführten Sand zu vermindern. Die bearbeiteten auswechselbaren Dichtungsleisten liegen im Schutze der abgeschrägten Rahmenflächen.

Auf der Rückseite der Schütze sind die Riegelzwischenräume durch Eichenholzfutter, die mit etwas Spielraum eingesetzt sind und durch Spannfedern gehalten werden, ausgefüllt, so daß die Schützrückseiten vollkommen glatt sind und den Wasserwirbeln keine Angriffsfläche bieten.

Ein Modell des Schützes (im Maßstabe 1:20) ist in der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin geprüft worden (vergl. Zentralblatt der Bauverwaltung 1926, S. 274). Die an der Schützrückseite bei verschiedenen Teilhuben entstehenden Wasserdrücke sind durch eingebaute Meßrohre festgestellt, nachteilige Unterdrücke sind dabei nicht beobachtet. Ferner sind die vom durchfließenden Wasser auf das Schütz ausgeübten lotrechten („Sog-“) Kräfte für alle Teilhübe ermittelt, sie wirkten stets gleichmäßig auf Schließen des Schützes und blieben ebenfalls innerhalb solcher Grenzen, daß gute Betriebsergebnisse erwartet

werden können. Die Ausfütterung der Riegelzwischenfelder auf der Schützrückseite bewirkt im allgemeinen keine augenfällige Änderung der gemessenen Werte, nur bei dem kleinsten untersuchten Schützhube von 0,1 m war eine Verringerung des Soges erkennbar; hiernach erschien es auch vorteilhaft, die Ausfütterung nicht auf die unteren Riegelfelder zu beschränken, sondern ganz durchzuführen.

Sparbeckenventile. Die durch die Speicher hindurchlaufenden Schachtrohre aus Grauguß und ihre Verschlussdeckel sind wie in Minden ausgebildet. Die Ventile (Abb. 26) sind dagegen aus Stahlguß hergestellt und haben am unteren Sitz eine verbesserte Dichtung erhalten, die sich nicht festsaugen kann. Die Ventile sind nicht mehr an drei Punkten ihres Umfanges aufgehängt, sondern sie werden nur durch eine einzige Zugstange mittels eines Hebels bewegt, der die Ventile gabelähnlich umfaßt (D. R. P. der Freund-Stärkehoffmann-Maschinen A.-G.). Das Ventil ist im Gabelhebel mit zwei Zapfen gelagert. Um ein Festklemmen zu verhüten, hat das Ventil nur oberhalb und unterhalb der Zapfen Führungen erhalten, dabei stehen die dicht anliegenden Führungsflächen parallel zur Zapfenachse, so daß sie kein Schwingen des Ventils um diese Zapfenachse zulassen.³⁾ Schwingungen um den hierzu winkelrecht liegenden Durchmesser müssen durch die Steifigkeit des Hebels verhindert werden. Die am Ventil sitzenden Führungskörper sind mit auswechselbaren Backen versehen, die sich, um gut anzuliegen, parallel zur Zapfenachse drehen können.

Die rückwärtigen Enden des Gabelhebels sind an Stahlgußträgern aufgehängt, die einerseits am Schachtrohr, andererseits auf Vorsprüngen der Eisenbeton-Einlauftrichter aufliegen; zur Aufhängung sind Flacheisen-

³⁾ Solche Führungen wären auch bei Zweistangen-Aufhängung der Ventile verwendbar.

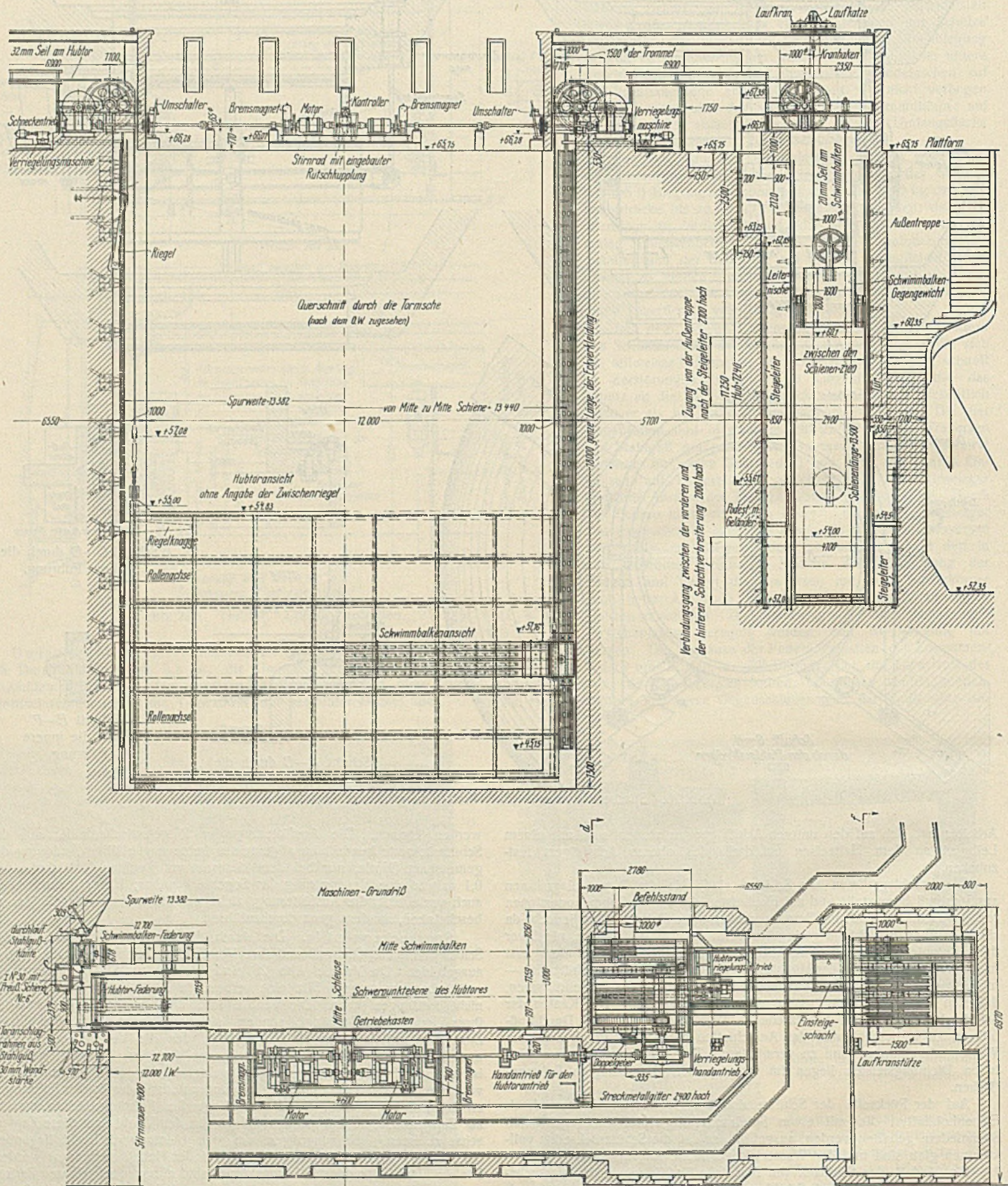


Abb. 28. Hubortriebswerk.

laschen benutzt, um die — bei Vorversuchen zu mehreren Millimetern festgestellte — elastische seitlich gerichtete Formänderung der Gabelenden ohne Zwängen zu gestatten.

Die Anwendung des Gabelhebels hat mit dem geringsten Kostenaufwande ermöglicht, die Zahl der Zugstangenrohre zu beschränken, so daß

auch die obersten Ventile gut zugänglich blieben, vor allem aber, die Triebwerke im Vergleich zu der Mindener Anordnung erheblich zu vereinfachen.

Die fünf Zugstangen sind, um je $\frac{1}{3}$ des Kreisumfanges versetzt, konzentrisch um das Schachtröhre herum angeordnet, wobei die Zugstangen

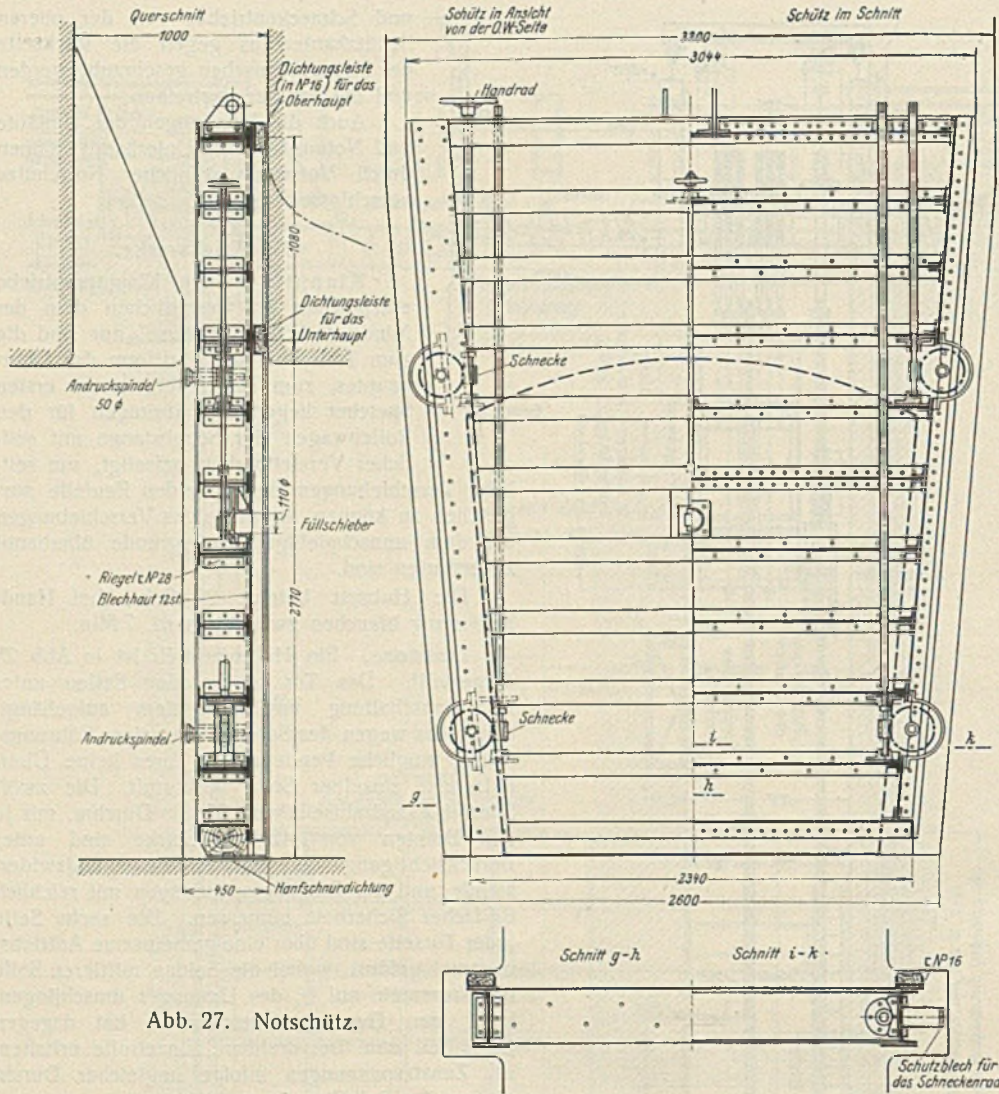


Abb. 27. Notschütz.

gelagert sind, hergestellt und an die Schütze federnd angeschlossen. Die Gegengewichte (Gußkörper in flußeisernem Führungsrahmen) sind um den Auftrieb der Schützkörper leichter als die Schütze gehalten; sie mußten, da für eine Verbreiterung der oberen Schachtenden kein Platz verfügbar war, über den Schützen aufgehängt werden, jedoch können die Schütze, da sie oberhalb des normalen Hubes aus den Führungen freikommen, ohne Ausbauen der Gegengewichte aus den Schächten gehoben werden, dabei werden die Gegengewichte in den Schächten auf starke Auffangträger abgesetzt.

Die Triebwerke (Abb. 29) enthalten für den Motor zwei Räder- und ein eingängiges Schneckenvorgelege; die Laufzeit für einen vollen Hub ohne Hubpausen ist zu 25 Sek. bemessen. Für die Bewegung der Schütze von Hand sind vier Mann erforderlich; sie können anfangs bei vollem Schleusengefälle nur rd. 0,1 m Öffnung in der Minute erreichen, aber unter Benutzung eines anderen Vorgeleges achtmal schneller schließen. Es sei bemerkt, daß die Handantriebe der Schütze nur zur Beendigung einer schon begonnenen Schleusung bei längerer Störung der Stromversorgung nach Abschaltung der Schleuse vom Stromnetz benutzt werden sollen. Der elektrische Betrieb darf hernach, damit jede falsche Wasserzuführung nach dem Sparbecken unterbleibt, nur bei leerer Schleusenkammer wieder aufgenommen werden.

Sparbeckenventile. Für die Sparbeckenventile sind wieder Kurbelantriebe verwendet, weil sie dem Hub einen stoßfreien und hydraulisch günstigen Verlauf geben. Die Untergeschosse der Triebhäuser (Abb. 30), die die Geradführungen für die Ventilhubstangen und die Gegengewichte enthalten, mußten im Vergleich zu Minden höher gebaut werden, da die Verwendung der Gabelhebel die Verdoppelung des Triebwerkhubes und der Lenkerlänge bedingt. Die Ventilhubstangen sind an die Kreuzköpfe der Führungen mit Spiralfedern angeschlossen, damit sich die Triebwerkurbel auch beim Festsitzen des Ventils in einer Endlage unter Zusammenrückung der Federn so weit aus der Strecklage drehen kann, daß die Rutschkupplung im Schneckenrade des Triebwerks ohne Überbeanspruchung der Zugstange zur Wirkung kommen kann.

Im Obergeschoß der Häuser stehen, von allen Seiten gut zugänglich, die fünf, abgesehen von Rechts- und Linksausführung, gleich gebauten einfachen Windwerke. Der Ventilhub dauert 10 Sek. Handkurbeln sind vorgesehen, werden aber nur bei Überholungsarbeiten benutzt.

Bei größerer Beckenzahl würde eine stehende Bauart der Winden an Platz sparen.

Triebhäuser. Während die Untertor- und Sparbeckenventiltriebwerke in massiven Häusern untergebracht werden konnten, war dies für die Klapp- und Schützantriebe wegen des Platzmangels auf den Häuptern nicht möglich. Diese Antriebe mußten deswegen gedrängter gebaut werden. Sie sind durch Blechgehäuse überdeckt, die keinen festen Zusammenhang mit den Triebwerkrahmen haben und in zwei Teilen, in Schienen auf der Plattform rollend, beiseitegefahren werden können. Die Maschinen können daher bei sonnigem Wetter gut gelüftet und getrocknet werden. Die Windwerke sind übrigens, um sie möglichst vor Feuchtigkeit zu bewahren, nicht über den Schächten, sondern seitlich von ihnen aufgestellt; die unter der Plattform liegenden Ritzelwellen sind gegen die Schächte durch dichte Wände mit Stopfbüchsen abgeschlossen.

Die massiven Triebhäuser können zwecks Trocknung durch eine — auch zur Heizung der Aufenthaltsräume dienende — Warmwasserfernheizung erwärmt werden, deren zentrale Kesselanlage sich im Pumpwerk (vergl. unter VI) befindet. Die Heizwasserleitungen sind isoliert in besonderen Kanälen auf der Schleusenplattform geführt.

Die maschinelle Ausrüstung der Schleusenhäupter ist einschließlich der Toranschlagrahmen von der Maschinenfabrik Schmidt, Kranz & Co. in Nordhausen am Harz, die der Sparbecken von der Freund-Starkehoffmann-Maschinen A.-G. in Berlin geliefert.

Die Schleusentore sind von der Firma Friedrich A. Seebeck in Wesermünde-Lehe gebaut.

V. Elektrische Ausrüstung.

Sämtliche Antriebe jeder Schleuse werden zentral von einem Stellwerk aus gesteuert; der Maschinist im Stellwerk soll jedoch nicht selbständig handeln, sondern er erhält seine Anweisungen vom Schleusenmeister von Befehlsständen aus, die sich auf den Häuptern beiderseits der Einfahrten befinden. Der Schleusenmeister hat hier die Fahrzeuge vor Augen und kann ihre Beschädigung auf dem Drempl des Oberhauptes oder unter dem Untertor verhüten. Die Lage des Oberdrempls ist durch weiße, in die Verblendung der Kammermauer eingesetzte Fliesen oberhalb der Wasserlinie gekennzeichnet.

Die Befehlsstände sind mit Maschinentelegraphen und Lautfernsprechern, mit Steuerschaltern und Kontrollampen für die Signale und mit Fernzeigern für die Wasserstände der Schleusenkammer und der Kanalhaltungen ausgerüstet.

Die beiden Schleusenstellwerke (Abb. 31) liegen als gedeckte eiserne Brücken zwischen den mittleren Ventiltriebhäusern über den Schleusenkammern, so daß auch der Maschinist die gesamte Anlage übersehen kann. Die Brücken sind Gerberträger; die Gelenke sind so angeordnet, daß die Gesamtlast im wesentlichen auf die Kammermauern übertragen wird. Die Außenwände der Brücken sind gegen Kälte isoliert, innen vertäfelt und außen mit Kupferblech bekleidet.

Triebwerke. Von den Antrieben werden nur die Motoren der Tortriebwerke unmittelbar durch in den Arbeitsstromkreisen liegende Controller angelassen; für die Steuerung der übrigen Antriebe und die gegenseitige Blockung dienen Hilfsströme.

Mit Ausnahme der Blockleitungen sind keine Hilfsstromkreise auf die Schleuse hinausgeführt, vielmehr sind sämtliche Hilfsstromapparate, die Schütze und Schalter für die Steuerung der Arbeitsströme und auch die Anlaßwiderstände der Tor- und Umlaufschützmotoren in zwei Apparaträumen neben dem Schaltraum auf der Stellwerkbrücke eingebaut. Die empfindlicheren Apparate der elektrischen Ausrüstung sind also feuchtigkeitssicher untergebracht und ständig leicht zu überwachen.

Im Schaltraum des Stellwerks befinden sich nur die Hauptschalttafeln und das Schaltpult. Das Schaltpult ist in Abb. 32 dargestellt. Die jeweils gleichzeitig zu beachtenden Apparate sind übersichtlich in den Teilfeldern des Pultes vereinigt. Der Controller für die Sparbeckenventile (26) hat drei Stellungen: „Kammer füllen“, „Null“, „Kammer leeren“. Er kann nur aus der Nulllage bewegt werden, wenn alle Tore und Umlaufschütze geschlossen und stromlos sind. Beim Einschalten setzt er einen Automaten in Bewegung, der selbsttätig die Sparbecken in der richtigen Reihenfolge öffnet und nach der für den Wasserausgleich

nötigen Zeit wieder schließt. Dieser Automat, der Sparbeckenwähler, enthält eine zylindrische Walze von 650 mm Durchm. mit Steuernocken. Diese Nocken, deren genaue Stellung im Betriebe ausgeprobt ist, schließen bei der Umdrehung der Trommel die Schalter von Hilfsströmen, die nun ihrerseits durch Schütze die Ventilmotoren einschalten. Die Schleusung kann jederzeit unterbrochen und dann auch in umgekehrter Richtung fortgesetzt werden.

Nach Durchsteuerung der fünf Sparbeckenstufen läuft der Wähler in eine der Endstellungen Oberhaupt oder Unterhaupt ein und gibt damit die Tore des entsprechenden Hauptes und die Umlaufschütze frei. Diese Blokierung durch den Sparbeckenwähler ist vervollständigt, indem die Antriebe des Oberhauptes noch einmal elektrisch von denen des Unterhauptes in der Weise abhängig gemacht sind, daß z. B. kein Antrieb am Oberhaupt laufen kann, solange irgendein Verschluß des Unterhauptes offen ist.

Abweichend von der normalen Betriebsweise der Schleuse mit Benutzung der Sparbecken kann bei Wasserüberschuß auch ohne Benutzung der Sparbecken geschleust werden. Ein Wechsel der Betriebsweise ist nur möglich, wenn sich der Sparbeckenwähler in einer der Endstellungen befindet und dabei das zugehörige Tor offen (das Hubtor verriegelt) ist, also die Schleuse voll oder leer ist. Auf dem Schaltpult und auf der Schalttafel sind Signallampen eingebaut, die die Endstellungen des Sparbeckenwählers und die eingeschaltete Betriebsweise anzeigen.

Die Umlaufschütze sollen, wie im Abschnitt I dargelegt ist, in Teilhüben geöffnet werden. Zum Schalten dieser Teilhübe wird ein selbsttätiger „Hubwähler“ von ähnlicher Bauart wie der Sparbeckenwähler verwendet, dagegen wird das Schließen der Umlaufschütze durch die Kontroller unmittelbar ohne Zuhilfenahme der Wähler gesteuert. In besonderen Fällen kann der Maschinist die Schützhübe auch willkürlich wählen, indem er den Hubwähler durch die Umgehungschalter (21 u. 34) überbrückt.

Im Untertortriebwerk werden die Riegelmotoren selbsttätig durch die Endschalter des Hubwerks eingeschaltet, sobald das Hubtor in seiner obersten Stellung angelangt ist.

Alle Motoren (Drehstrom, 380 V) sind geschlossen gebaut und besitzen Kugel- oder Rollenlager. Die Triebwerkbremsen werden durch Bremsmagnete gelüftet. Die Endschalter liegen nicht in den Hilfsstrom-, sondern in den Ständerstromkreisen der Motoren. Die Motoren der Spar-

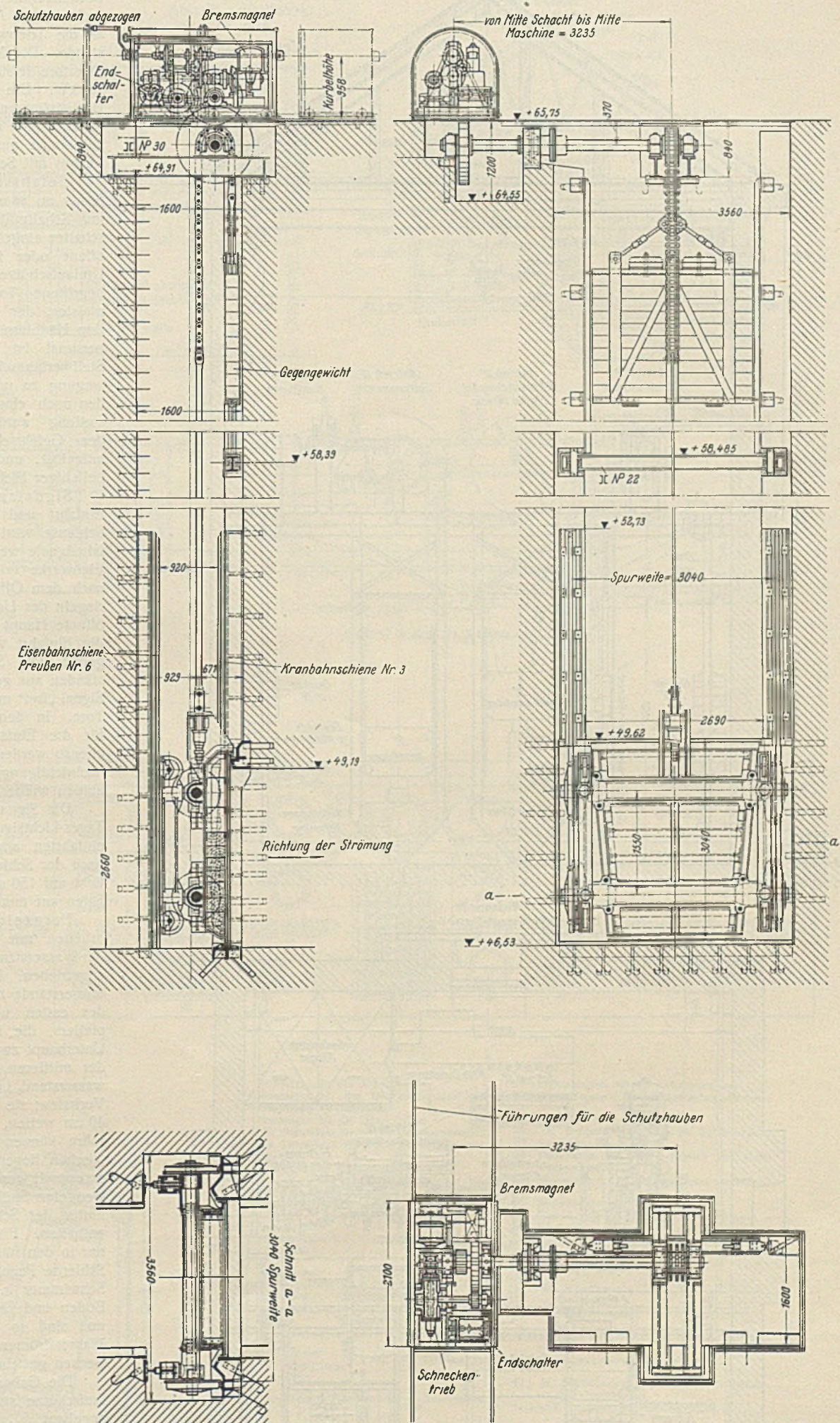
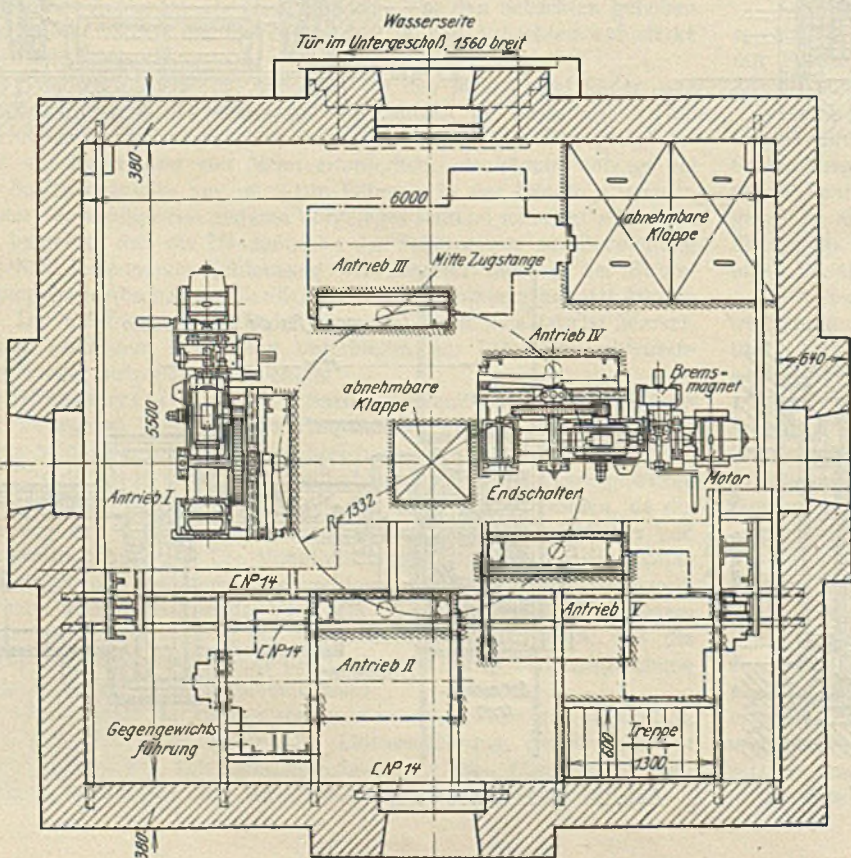
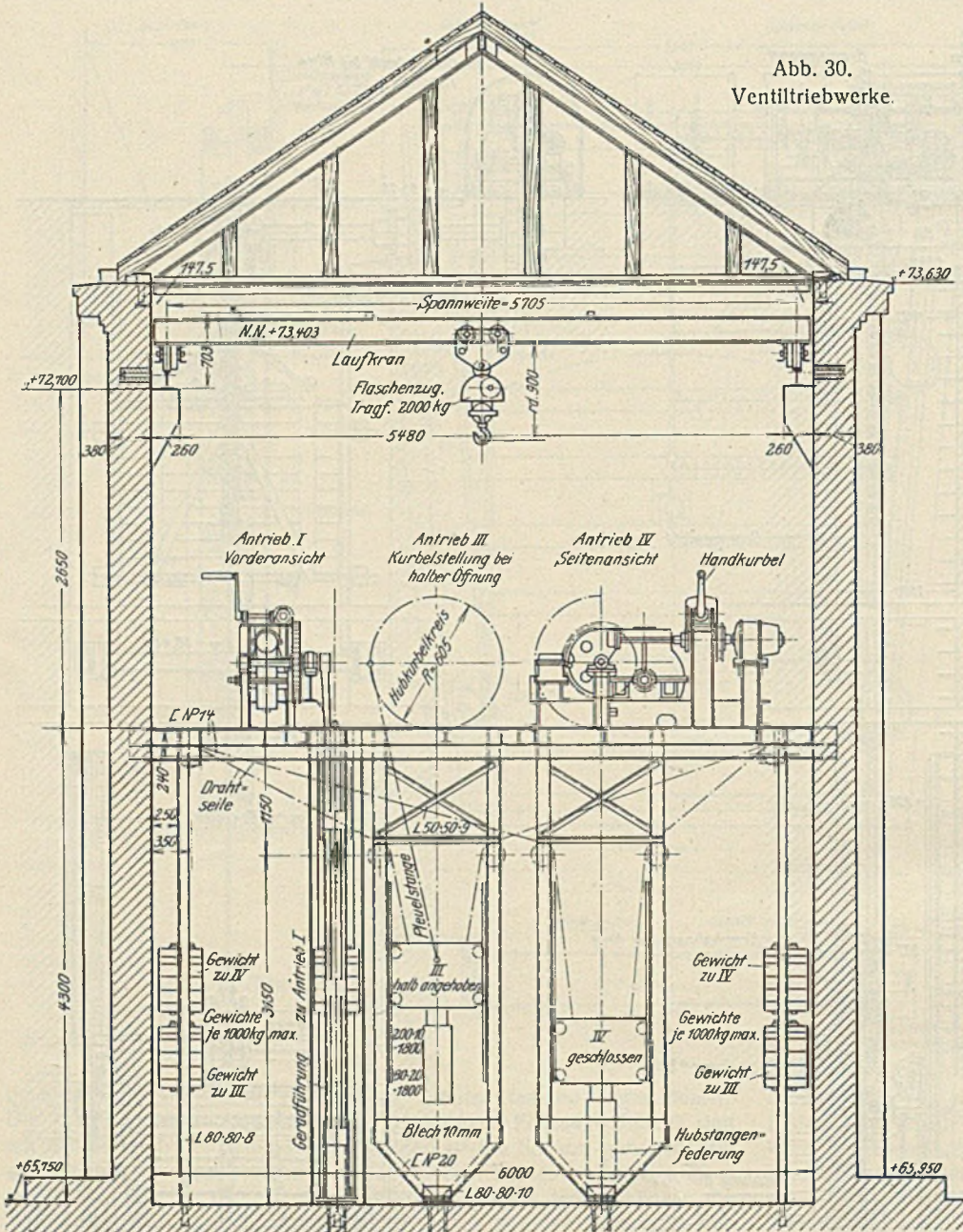


Abb. 29. Schütztriebwerk.

Abb. 30.
Ventiltriebwerke.



beckenventile leisten 6 kW, sie erhalten keine mehrstufigen Anlaßwiderstände, sondern nur feste, an die Triebwerke selbst angebaute Läuferwiderstände. Die Motoren der Umlaufschütze und der Obertore leisten 9,8 kW, die Untertorhubmotoren 28 kW. Die Motoren sind im Stellwerk durch Höchststromauslöser, die Stromkreise für die Signallampen und für die Beleuchtung durch Kleinautomaten gesichert; es sind also keine Sicherungen mit Schmelzeinsätzen verwendet.

Gefahrschalter. In den Befehlständen, ferner an sämtlichen Ventiltriebshäusern und auch im Schaltpult (51, 52, 53) werden Druckknopfschalter eingebaut. Durch ihre Betätigung werden offene oder im Öffnen begriffene Ventile und Umlaufschütze geschlossen und in Bewegung begriffene Tore angehalten. Dem Schleusenmeister, der während der Schleusung zwischen den Häuptern unterwegs ist, und dem Schleusenpersonal ist damit möglich, ohne Zutun des Stellwerkmaschinen in Gefahrenfällen jede Bewegung zu unterbrechen. Sobald der Maschinist den noch eingeschalteten Controller in die Nullstellung zurückdreht, werden sämtliche von den Gefahrschützen hergestellten Verbindungen aufgelöst, und die Triebwerke können dann in beliebiger Richtung neu angelassen werden.

Signalanlagen für die Schifffahrt. Die Einfahrt und Ausfahrt der Schleppzüge in die Schleuse wird durch Signale geregelt. Die Ausfahrtsignale werden von den Endschaltern der Tortriebwerke selbsttätig in der Weise gesteuert, daß nach dem Öffnen des Obertores bzw. dem Verriegeln des Untertores die Ausfahrt durch das geöffnete Haupt freigegeben wird. Die Signale für die Einfahrt von den Vorhäfen aus werden dagegen vom Schleusenmeister von den Befehlständen aus geschaltet; auch hierbei erscheint das Signal „frei“ nur bei geöffnetem bzw. verriegeltem Tore. In den Befehlständen sind Kontrollampen für die Einfahr- und Ausfahrtsignale eingebaut, ebenso werden alle Signale im Schaltpult zur Benachrichtigung des Maschinisten durch Kontrollampen wiederholt.

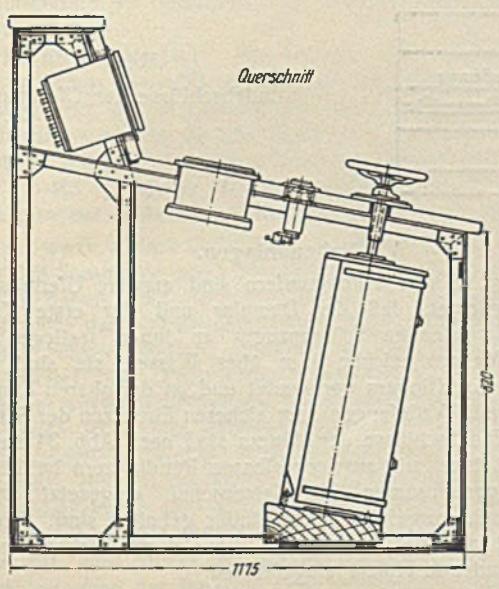
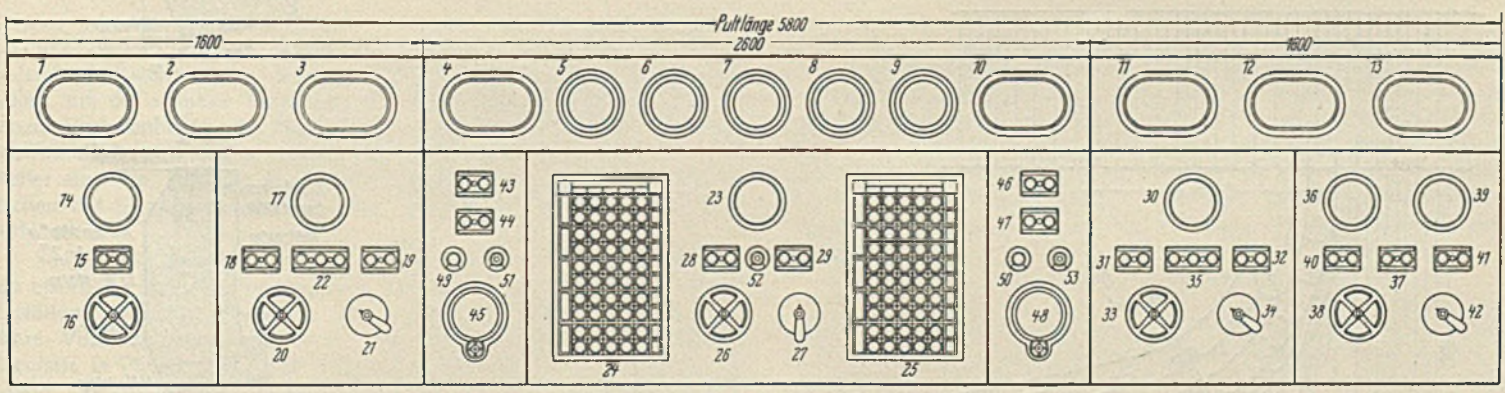
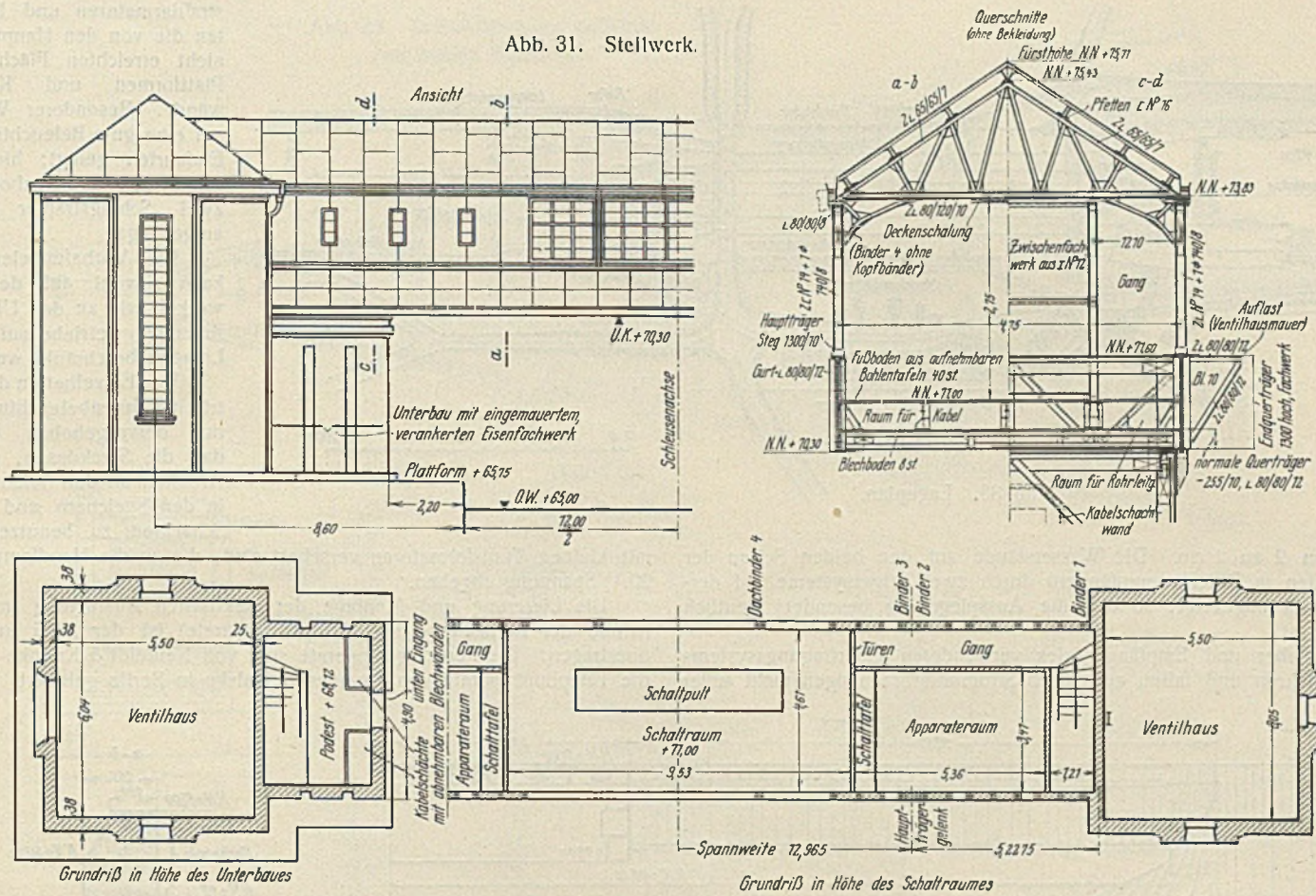
Die Signale sind nicht als Form-, sondern als Tages-Lichtsignale gebaut und über den Schleusen-einfahrten angebracht. Die Ausfahrtsignale sind nach der Schleuse zu auch bei hellstem Sonnenlicht auf 150 m, die Einfahrtsignale nach den Vorhäfen auf mindestens 800 m erkennbar.

Fernzeigeranlagen. Die Fernzeigeranlagen arbeiten mit 220 V Wechselstrom. Die Geber der Wasserstandsanzeiger werden durch Schwimmer angetrieben. Die Pegelschächte für die Kammerwasserstände liegen in den Oberhäuptern nördlich des ersten und des vierten Brückenzwischenpfeilers, die für den Unterwasserstand liegen im Unterhaupt zwischen den beiden Überlaufkanälen der mittleren Speicherreihen, die für den Oberwasserstand in einem Leitwerkpfeiler im oberen Vorhafen; sie sind 1 m weit und bestegbar. Die 40 cm weiten, gußeisernen, einbetonierten Zulaufrohre können am Einlauf durch — geschützt in Nischen liegende — Verschlüsse abgesperrt und gedrosselt werden, die den bei Kanalisationen verwendeten Spülschiebern ähnlich gebaut sind und hinter der Schiebtafel aus wechselbare Rechen enthalten. Für die Sparbeckenwasserstände sind nur in den fünf Becken des 3. Mittelspeichers jeder Schleuse Pegel vorgesehen. Bei ihnen laufen die Schwimmer in eisernen Gehäusen, die zwischen Boden und Decke der Becken eingespannt sind, und sind so gegen Abtreiben durch die starke Wasserströmung beim Füllen und Leeren der Becken gesichert.

Die Geber für den Stand der Tore und Umlaufschütze sind unmittelbar an die Triebwerke angebaut.

Sämtliche Empfänger in den Befehlständen und im Schaltpult der Stellwerke besitzen Anzeige-

Abb. 31. Stellwerk.



Erläuterung.

- 1 Fernzeiger für das Klapptor.
- 2 Fernzeiger für den Oberwasserstand und den Kammerwasserstand.
- 3 Fernzeiger für die Oberschütze.
- 4 u. 10 Fernzeiger für den Kammerwasserstand.
- 5 bis 9 Fernzeiger für die Sparbeckenwasserstände.
- 11 Fernzeiger für die Unterschütze.
- 12 Fernzeiger für den Unterwasserstand und den Kammerwasserstand.
- 13 Fernzeiger für das Hubtor.
- 14 Strommesser . . .
- 15 Signallampen . . .
- 16 Kontroller . . .
- 17 Strommesser . . .
- 18 u. 19 Signallampen } für die Oberschütze.
- 20 Kontroller . . .
- 21 Umschalter zur Überbrückung des Hubwählers.
- 22 Signallampen für die Wählerstellungen.
- 23 Strommesser . . .
- 24 u. 25 Signallampen } für die Sparbeckenventille
- 26 Kontroller . . .
- 27 Umschalter für den Betrieb mit Sparbecken ohne
- 28 Signallampen für die Betriebsweisen.
- 29 Signallampen f. d. Beckenwählerstellungen.
- 30 Strommesser . . .
- 31 u. 32 Signallampen } für die Unterschütze.
- 33 Kontroller . . .
- 34 Umschalter zur Überbrückung des Hubwählers.
- 35 Signallampen für die Wählerstellungen.
- 36 Strommesser . . .
- 37 Signallampen . . .
- 38 Kontroller . . .
- 39 Strommesser . . .
- 40 u. 41 Signallampen } für die Hubtorregel.
- 42 Kontroller . . .
- 43 u. 44 Signallampen für die Ein- und Ausfahrt am Oberhaupt.
- 45 Maschinentelegraph vom Oberhaupt.
- 46 u. 47 Signallampen für die Ein- und Ausfahrt am Unterhaupt.
- 48 Maschinentelegraph vom Unterhaupt.
- 49 u. 50 Signallampen (leuchten nach Gefahrschalter-Betätigung).
- 51 bis 53 Druckknöpfe (Gefahrschalter).

Abb. 32. Schaltpult.

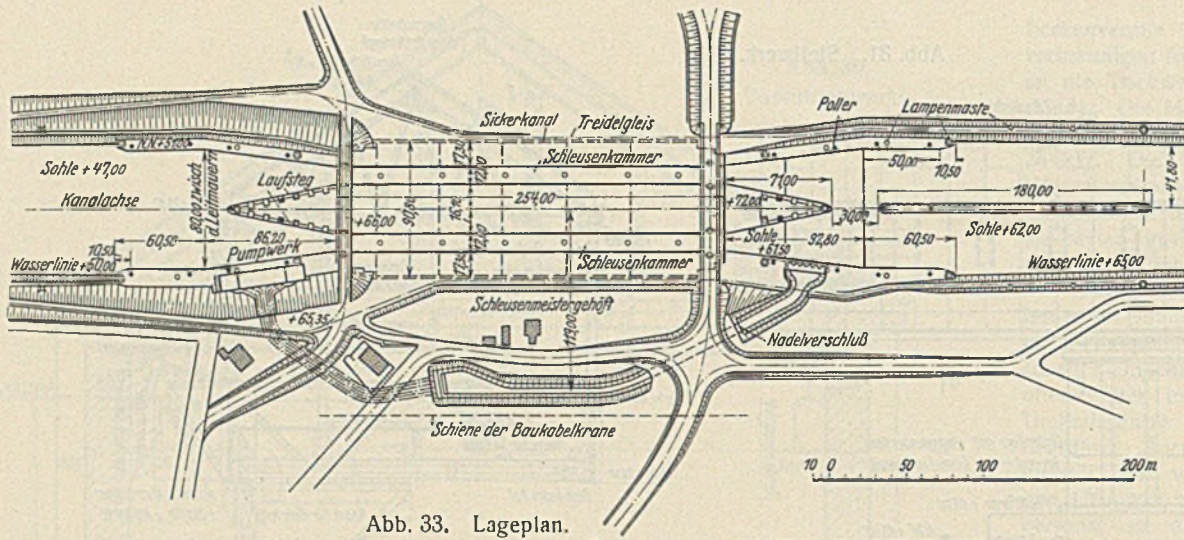


Abb. 33. Lageplan.

stufen von 2 zu 2 cm. Die Wasserstände auf den beiden Seiten der Tore werden in Differenzempfängern durch zwei Zeigersysteme auf derselben Skala angezeigt, so daß die Ausspiegelung besonders deutlich erkennbar ist.

Die Geber und Empfänger des verwendeten Übertragungssystems laufen synchron und fallen auch nach Stromunterbrechungen nicht außer

mit kleinen Transformatoren versehen sind, die an die Handlampen nur 20 V Spannung abgeben.

Die Lieferung und Montage der elektrischen Ausrüstung (mit Ausnahme der Fernzeiger- und Telefonapparate) ist der AEG in Berlin übertragen. Die Fernzeigerapparate sind von Neufeldt & Kuhnke in Kiel, die Telefonapparate von Siemens & Halske in Berlin geliefert.

strahlarmaturen und beleuchten die von den Hauptlampen nicht erreichten Flächen der Plattformen und Kammerwände. Besonderer Wert ist auf eine gute Beleuchtung der Einfahrten gelegt; hier sind unter den Brückenbögen je zwei Schrägstrahler seitlich aufgehängt.

Die Vorhafenbeleuchtung kann sowohl auf den Leitwerken wie an den Ufern bei ruhendem Betriebe auf $\frac{1}{3}$ der Lampen beschränkt werden.

Von Einzelheiten der elektrischen Innenbeleuchtung mag nur hervorgehoben werden, daß die Steckdosen, die bei Arbeiten an den Triebwerken, in den Speichern und in den Schächten zu benutzen sind,

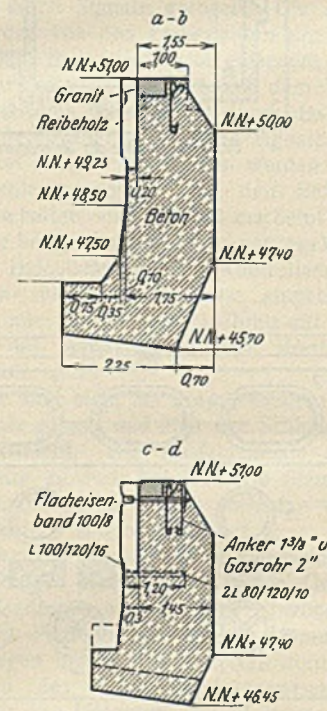
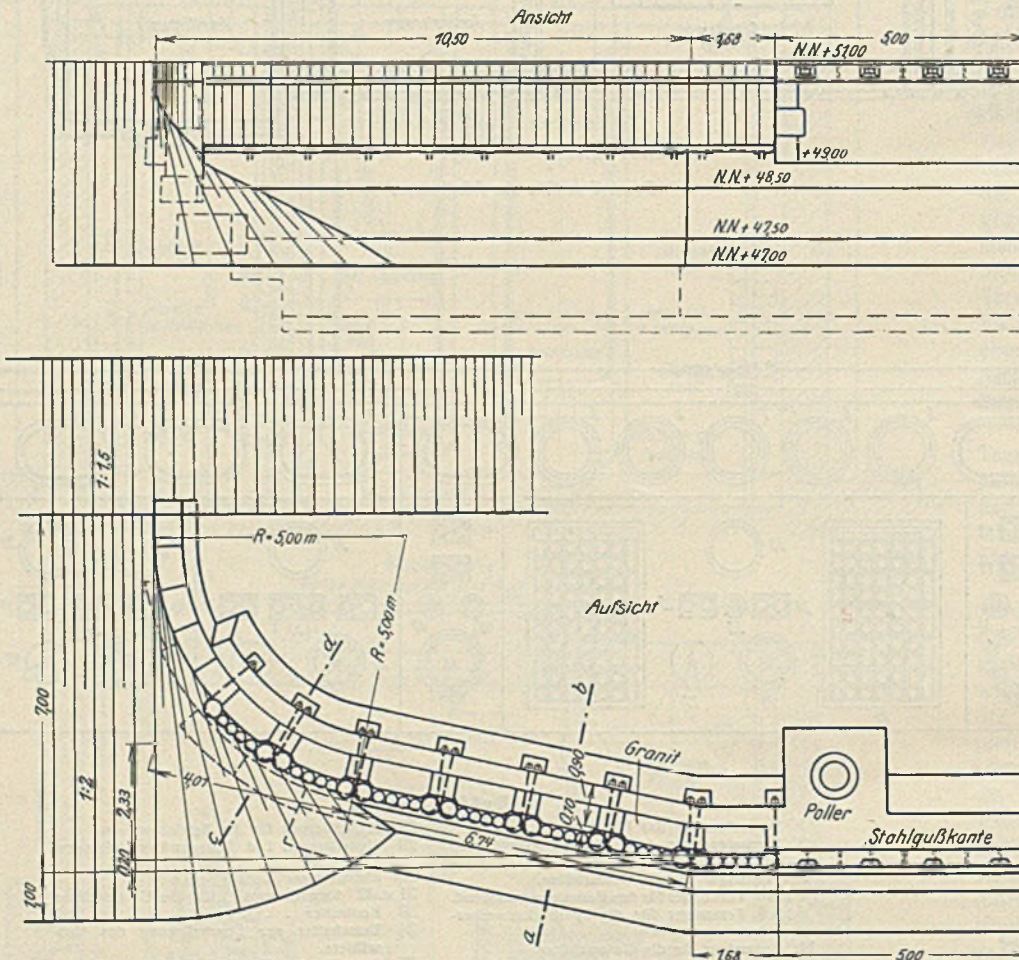


Abb. 34. Endabschlüsse der Ufermauern.

Tritt. Für die Maschinentelegraphen zur Übermittlung der Befehle des Schleusenmeisters ist dasselbe System verwendet.

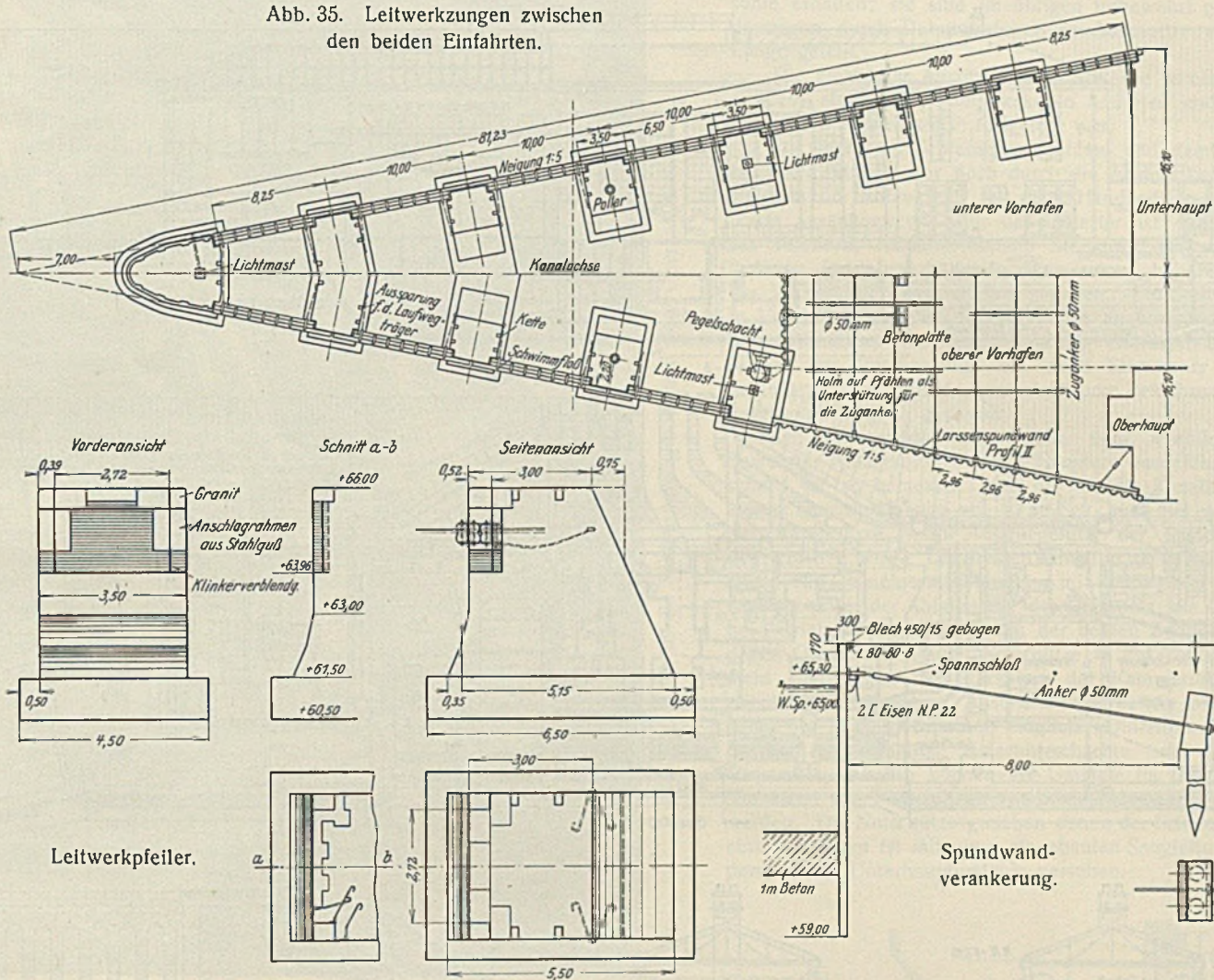
Schleusen- und Vorhafenbeleuchtung. Die der Schifffahrt dienende Schleusen- und Vorhafenbeleuchtung (Abb. 33) wird von den Stellwerken aus zentral geschaltet. Auf der Schleuse und den Leitwerken sind lichtstarke Lampen (200 bis 300 W) in blendungsfreien Tiefstrahlarmaturen verwendet; weiterhin stehen an den Vorhafenufern in Abständen von 50 m schwächere, sichtbar brennende Lampen, die im wesentlichen nur zur Kennzeichnung der Uferlinie dienen. Alle Lampenmaste sind für 10 m Lichtpunkthöhe über Wasser bemessen.

Auf der Schleuse hängen die Hauptlampen an Überspannungen zwischen Masten mitten über den Kammern, schwächere Hilfslampen sind, ebenfalls zentral schaltbar, den Abstand der Hauptlampen halbiert, an Wandarmen vor den Ventiltriebshäusern angebracht; sie haben Schräg-

VI. Nebenanlagen.

Leitwerke. An den Vorhafenufern sind massive Ufermauern von solcher Länge errichtet, daß der Dampfer und der erste Kahn des auf die Einfahrt wartenden Schleppzuges an ihnen festlegen können (Abb. 33). Die Mauern reichen 1 m über Wasser, sie sind wie die Schleusenmauern mit Klinkern verblendet und an der oberen Kante durch Stahlgußrahmen (mit Vertiefungen zum sicheren Einsetzen der Stakbäume) geschützt. Die Endabschlüsse der Mauern sind nach Abb. 34 ausgeführt. Die Mauern sind hier mit auswechselbaren Rundhölzern bekleidet, die unten in einen gemeinsamen Winkeleisenschuh eingesetzt und oben gruppenweise durch vorgelegte Spannbänder gehalten sind. Die Hölzer können sich nicht verschieben, da jede Gruppe durch stärkere, in Nischen der Mauern einbindende Hölzer eingefaßt ist.

Abb. 35. Leitwerkungen zwischen den beiden Einfahrten.



Vor der Mittelmauer finden sich in beiden Vorhäfen schräg anlaufende Leitwerkungen, sie sind nach Abb. 35 in Einzelpfeiler aufgelöst, um die schnelle Verteilung der Schleusungsströmungen über die ganze Vorhafenbreite zu begünstigen. Zwischen den Pfeilern liegen Schwimmflöße aus sechs miteinander verzimmerten Rundhölzern. Die Pfeiler sind im Bereich des Wasserstandswechsels an den Floßanlagflächen mit Stahlgußkanten bekleidet, im übrigen an ihrer Vorderseite verblendet.

Soweit die Baugrube des Oberhauptes reichte, sind die Leitwerke aus eisernen, rückwärts verankerten Spundwänden gebildet, da der zur Verfüllung benutzte Tonboden keine schwerere Belastung trägt. Der obere Vorhafen besitzt auf eine volle Schleppzuglänge ein mittleres, ebenfalls in Pfeiler und Flöße aufgelöstes Leitwerk; im unteren Vorhafen konnte auf ein solches Mittelleitwerk verzichtet werden, da dort in dem tiefen Einschnitte die Fahrzeuge dem Abtreiben durch Seitenwind weniger ausgesetzt sind.

Sohlenbefestigung. Die Sohle des unteren Vorhafens ist auf 50 m Länge vor dem Unterhaupt mit einer 1 m starken Betonplatte abgedeckt, die in Feldern von 3,0/3,0 m hergestellt wurde. Vor dem Oberhaupt ist die gleiche Befestigung ausgeführt, soweit die Leitspundwände reichen. In beiden Vorhäfen schließt sich auf weitere 10 m Strecke ein 0,3 m starkes Pflaster aus Betonprismen in Sandbettung als Übergang zu der weiterhin ungeschützt gebliebenen Kanalsohle an.

Pumpwerk. Nach Vollendung des Mittellandkanals wird das Pumpwerk in den Sommermonaten bei täglich 16stündigem Betriebe 9,6 m³/Sek. zu fördern haben. Bei dieser gegenüber den ersten Plänen vergrößerten Leistung hätte der — anfänglich beabsichtigte — Einbau in das Schleusenunterhaupt Schwierigkeiten, besonders für die Weiterführung der Druckrohre, bereitet. Das Pumpwerk ist deswegen als selbständiges Bauwerk an der westlichen Böschung des unteren Vorhafens erbaut (Abb. 36). Das Gebäude ist schmal gehalten, damit die zu Rutschungen neigende Böschung möglichst wenig angeschnitten zu werden brauchte. Seine Grundmauern sind massiv bemessen und gegeneinander verspannt. An der Gebäuderückseite sind sie unmittelbar nach Vollendung des Aushubes an die Baugrubenwand anbetoniert. Das aus der Böschung austretende Grundwasser wird durch eingelegte Sickerleitungen abgefangen. Die Druckrohrleitungen der Pumpen sind im Rohrkeiler hinter dem Gebäude

auf geringeren Abstand zusammengeführt und laufen dann offen auf einer gemeinsamen Rohrbahn aus Eisenbeton an der Böschung hinauf.

Die Förderleistung ist auf sechs gleiche Pumpen verteilt, von diesen werden vorläufig nur zwei aufgestellt. Die Pumpen sind mit wagerechter Welle und unter Flur liegendem Druckrohranschluß gebaut. Die Saugräume sind einzeln unterhalb der Wasserlinie durch die Ufermauer vor dem Pumpwerk hindurchgeführt; sie sind mit Notschütznischen und Feinrechen versehen, die von der Plattform vor dem Gebäude aus bedient werden.

Die Pumpenmotoren laufen mit Drehstrom von 6300 V.

Dieselmotoren für den Betrieb sind nicht zur Ausführung gekommen, da das Großkraftwerk Hannover die Lieferung von elektrischem Strom (vom Umspannwerk Misburg aus) zu günstigen Bedingungen übernommen hat. Während der Sperrstunden des Kraftwerks wird der Pumpenbetrieb ruhen.

Außer der Maschinenhalle enthält das Pumpwerk im Anbau auf der Nordseite das Schalt- und Umspannhaus für die Stromversorgung der Schleusenanlagen in Anderten und in Bolzum, im südlichen Anbau die Heizzentrale.

Die Druckrohre der Pumpen (geschweißte Rohre von 1,1 m lichter Weite) gehen in rd. 150 m Entfernung vom Pumpwerk in einen offenen Zuleitergraben über (Abb. 33), sie sind hier durch selbsttätige Rückschlagklappen und — für den Winter — durch Schieber verschließbar. Der Graben hat bei normalem Oberwasserstande rd. 10,5 m² wasserführenden Querschnitt, er ist mit einem Beton-Sohlengewölbe und 1:1 geneigten Ufermauern wasserdicht ausgekleidet und kann nach Einsetzen eines Nadelwehres vor dem Straßendurchlaß trocken gelegt werden. Bei der Linienführung der Rohrleitung und des Zuleitergrabens war auf zwei fremde, bebaute Grundstücke und die Kranschiene der Baukabelkrane Rücksicht zu nehmen. In der geraden Grabenstrecke können Schirmwassermessungen zur Nachprüfung der Pumpenleistung vorgenommen werden.

Die Ausmündung des Zuleiters in den oberen Vorhafen (Abb. 37) ist nach Versuchen in der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin so gestaltet, daß die austretende quergerichtete Strömung keinen größeren Seitendruck auf die vorbeifahrenden Kähne ausübt, als durch ihre Steuerung aufgenommen werden kann. Die gleichmäßige Verteilung

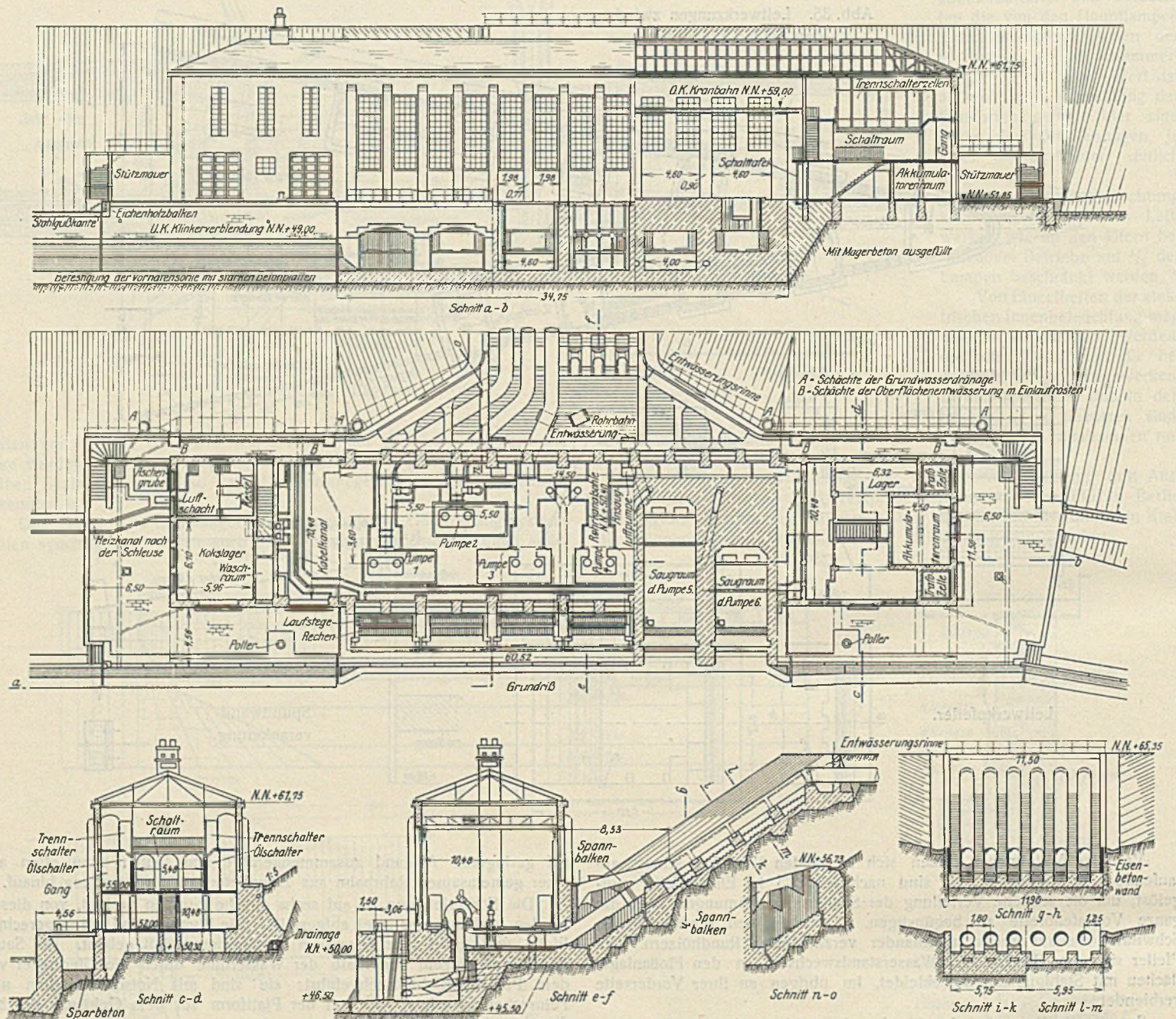


Abb. 36. Pumpwerk Anderten.

des Wassers auf alle Austrittsöffnungen ist durch Einziehen der südlichen Uferlinie und durch Anordnung einer Grundschwelle hinter der Ufermauer mit nur wenigen Zentimetern Gefälleverlust erreicht. Der Zuleiter kann bei Wasserüberschuß auch zur Entlastung der oberen Haltung benutzt werden; zu diesem Zwecke sind die Druckrohre im Pumpenhaus mit 0,5 m weiten Abzweigen versehen, die in die Saugräume ausmünden.

Schleuse Bolzum.

Lage und Baugrund. Die Schleuse Bolzum vermittelt den Aufstieg nach dem Hildesheimer Zweigkanal, der bei km 12,5 vom Hauptkanal abzweigt und mit seinem Wasserspiegel 8 m höher liegt. Die Schleusenbaustelle bei km 0,5 des Zweigkanals ist so gewählt, daß die Landstraße von Sehnde nach Bolzum ohne Änderung ihrer Lage über das Schleusenunterhaupt mit einer Eisenbeton-Plattenbalkenbrücke übergeführt werden konnte.

Der Untergrund geht etwa 40 m nördlich dieser Straße mit einer Verwerfung aus tertiären lehmigen Sanden und Kieseln in steil aufgerichtete Schichten des unteren Muschelkalks über. Unter der Schleuse stehen diese zumeist als festgelagerte, dünnplattige Kalke (Wellenkalk) an. Nur in der Nordostecke der Baugrube sind einige dickere Kalksteinbänke angetroffen. Der Baugrund weist, abgesehen von einer etwas stärkeren Wasserführung, ähnliche Eigenschaften wie in Anderten auf. Die Baugrube ist daher auch in Bolzum durch Zementrohrdrainagen entwässert worden; die zwei Hauptstränge sind unter den Baugrubenrändern rechts

und links des Schleusenfundaments verlegt und mündeten in einen Pumpensumpf vor dem Unterhaupt. Gegen Verwitterung ist die Bau-sole auch hier mit einer i. M. 0,2 m starken Betonschicht abgedeckt worden. Die ganze Baustelle war durch Absperrdämme bei km 0,45 und km 1,170 gegen die bereits gefüllte Kanalstrecke abgeschlossen.

Bauausbildung. Die Schleuse (Abb. 38) besitzt eine Kammer von 85 m Nutzlänge, 12 m Breite und 3 m Drempeltiefe; sie kann also einen 600-t-Kahn mit Schlepper oder einen 1000-t-Kahn aufnehmen. Für den voraussichtlichen Verkehr des Hildesheimer Kanals (2000 Doppelschleusen jährlich nach Vollendung des Mittellandkanals) genügen diese Abmessungen, doch ist Gelände für eine zweite Schleuse gleicher Größe westlich neben der ersten erworben.

Wenn die Innerste bei Steuerwald, dem Endpunkte des Hildesheimer Kanals, mehr Wasser als 10 m³/Sek. führt, darf sie zur Speisung des Mittellandkanals herangezogen werden; im allgemeinen aber ist das Speisewasser für den Zweigkanal bei Bolzum aufzupumpen. Die Schleuse ist deswegen mit Spareinrichtungen, und zwar, wie es für ihre Abmessungen wirtschaftlich ist, mit zwei offenen, rechts und links der Kammer auf verschiedenen Höhen liegenden Sparbecken von je 1,5facher Kammerfläche versehen, die 55% der Kammerfüllung fassen.

Des durchlässigen und nicht ganz gleichmäßigen Untergrundes wegen ist die Schleusensole biegungsfest und stark bewehrt ausgeführt; ihre Dicke ist zur Erzielung möglichst großer Elastizität beschränkt worden. Die Kammermauern haben nur in ihrem unteren Teil, soweit Zugspannungen auftreten, Eiseneinlagen zur Verbindung mit der Schleusen-

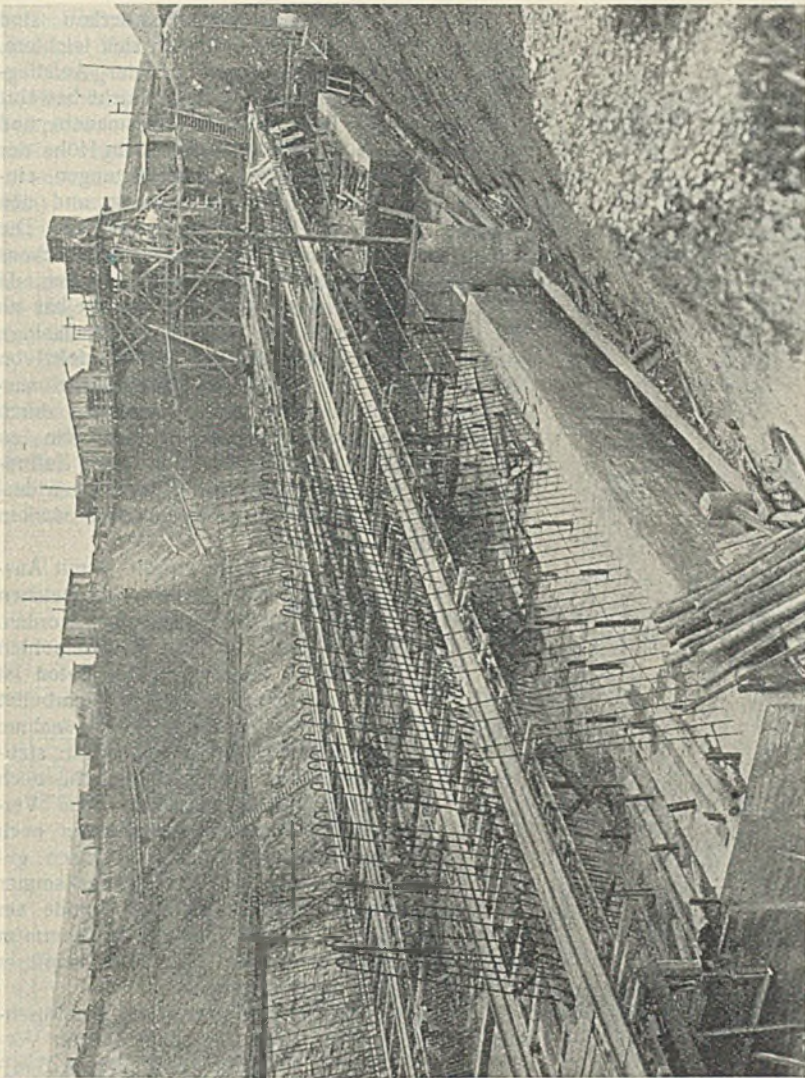


Abb. 39. Blick in die Schleusenbaugrube nach dem Oberhaupt zu.

sohle erhalten; sie sind im übrigen unbewehrt geblieben und deswegen durch Dehnungsfugen in Abschnitte von rd. 18 m Länge geteilt.

Die elektrische Ausrüstung der Schleuse ist erst beschlossen worden, als für die Pumpwerke in Anderten und Bolzum die elektrische Betriebsweise festgelegt war.

Die Wahl der Schleusenverschlüsse und damit die Gestaltung der Häupter war noch durch die Absicht bedingt, wenigstens in der Anfangszeit mit einer Handbedienung durch zwei Mann auszukommen. Für das Untertor ist dabei einem bis zur Plattform hinaufreichenden Stemmtor wegen seiner einfacheren Betriebsverhältnisse trotz seines höheren Gewichtes der Vorzug vor einem Sieltor gegeben. Ein Sieltor wäre in Verbindung mit der Straßenbrücke zu bringende, etwa 4 m hohe Stirnmauer als oberen Anschlag erfordert; dagegen wäre infolge der Verspannung, die diese Stirnmauer den beiden Schleusenmauern bietet, eine schwächere Bewehrung der Unterhauptsohle möglich gewesen.

Schleusenumläufe sind nach dem Vorbilde ähnlicher bewährter Anlagen nur in den Häuptern ausgeführt; ihr Querschnitt ist so bemessen, daß die für die Kanalhaltungen zulässige Durchflußmenge von $40 \text{ m}^3/\text{Sek.}$ auch bei voller Öffnung der Verschlüsse (nach Ausspiegelung der Sparbecken) nicht überschritten wird. Die beiden Umläufe des Oberhauptes besitzen eine gemeinsame Mündung mit überwölbter Beruhigungskammer unter der Abfallmauer des Drepfels; sie können daher bei Betriebsstörungen an einem der beiden Zylinderschütze nur gegen Oberwasser (durch Notschütze in der Torkammernische), nicht aber gegen den Rückstau, der Kammerfüllung einzeln abgeschlossen werden; Ausbesserungsarbeiten an ihnen sind daher nur in Betriebspausen möglich. Die Abzweige nach den Sparbecken enthalten Notschüttschächte und sind einzeln absperrbar. Ebenso können die Umläufe im Unterhaupt durch Vorsetzen von Notschützen vor beide Mündungen verschlossen werden. Die Notschütze gleichen denen der Schleuse Anderten; eins von ihnen ist mit einer eingebauten Saugleitung zum Auspumpen der Unterhauptumläufe versehen.

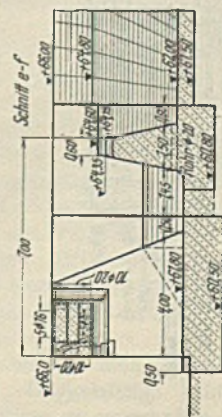
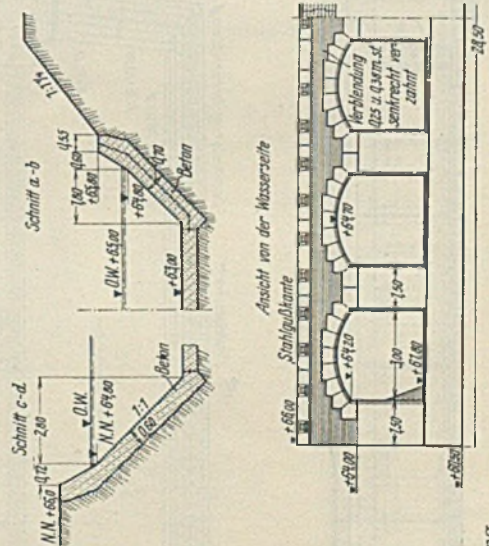
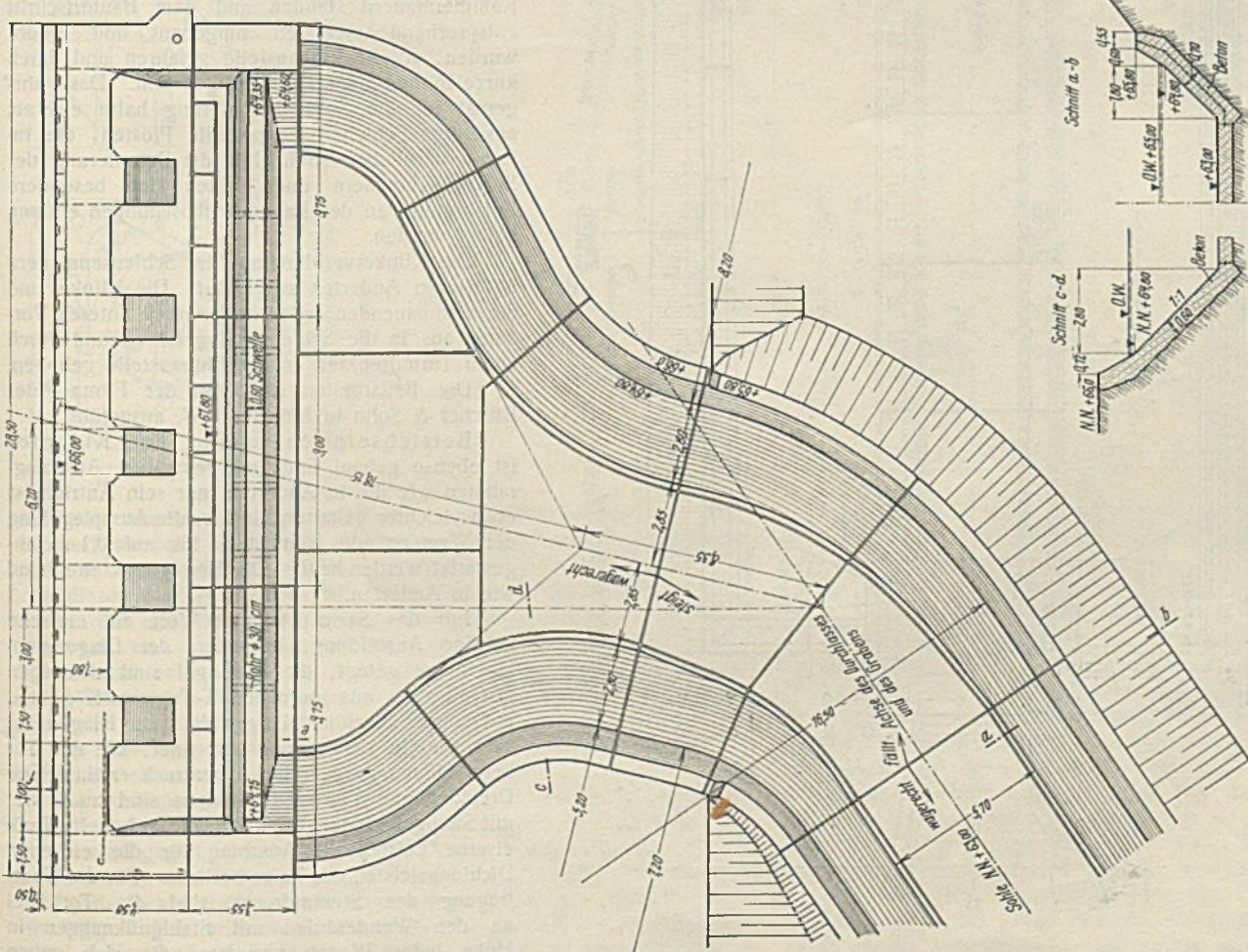


Abb. 37. Zuleitermündung.

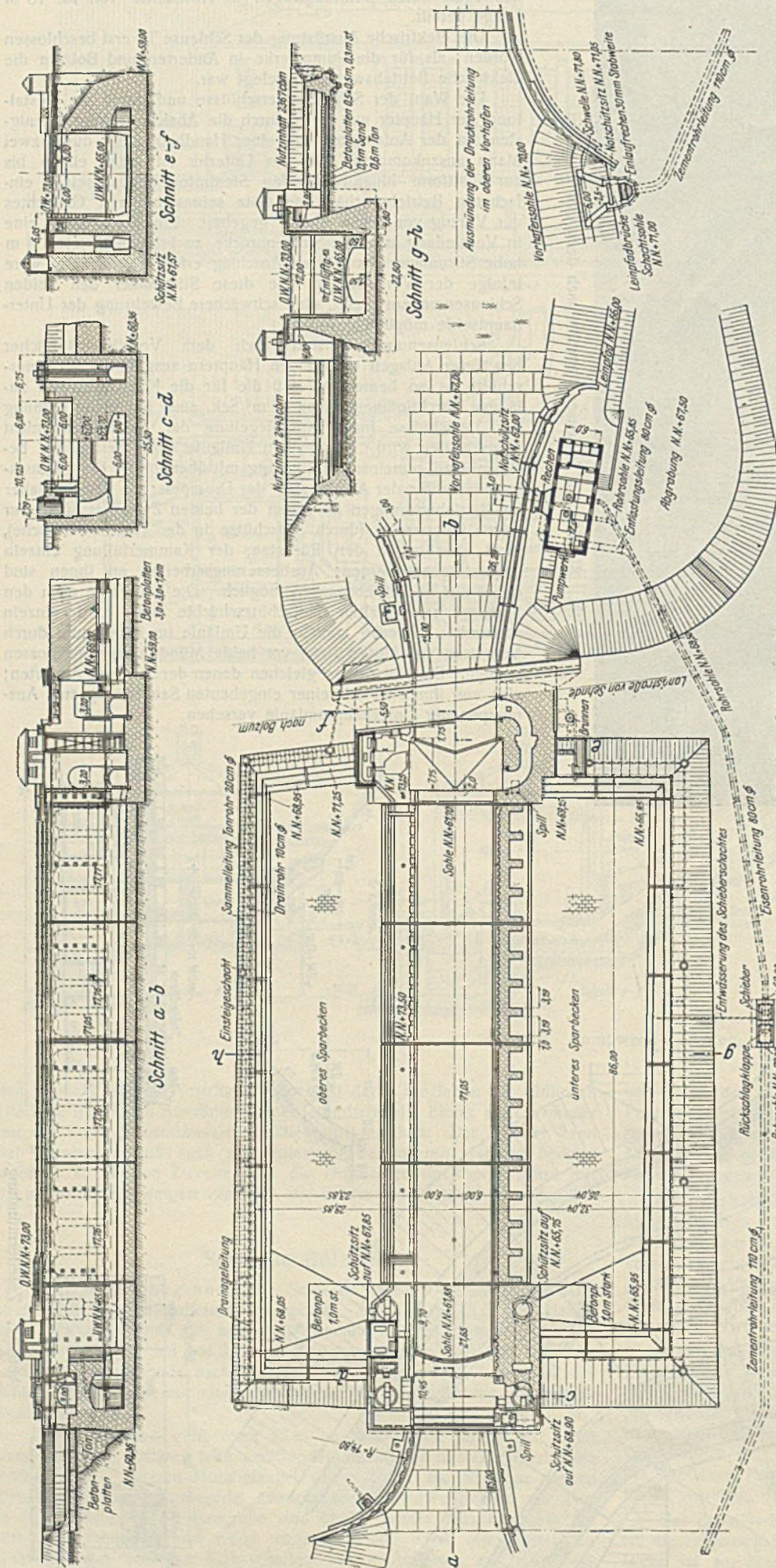


Abb. 38. Schleuse Bolzum.

Für die Einfassung der Sparbecken sind kräftige Stützmauern verwendet, da sich leichte, flach geböschte Abdeckungen an der Aufstiegschleuse nach dem Lindener Hafen nicht bewährt haben. An der Rückseite der Längsmauern und der Quermauern am Unterhaupt sind in Höhe der unteren Beckenwasserstände Sickerleitungen eingelegt, um die Wasserdruckbelastung und den Auftrieb bei leeren Becken zu vermindern. Die Längsmauer des oberen (westlichen) Sparbeckens hat einen symmetrischen Querschnitt erhalten, da hier die spätere zweite Schleuse unmittelbar an die erste angrenzen soll. Die Sparbeckensohlen sind mit Ton gedichtet und mit Betonwürfeln von 30 cm Stärke und 0,5,0,5 m Grundfläche ausgekleidet. Diese Betonwürfel wurden, durch Papierzwischenlagen getrennt, streifenweise an Ort und Stelle betoniert. Vor den Zuflußöffnungen ist eine gegen die Strömung widerstandsfähigere Sohlenabdeckung mit 1 m starken Betonplatten ausgeführt.

Für die Schleuse Bolzum sind — mit Ausnahme einer anderen Zementmarke — die gleichen Baustoffe wie in Anderten verwendet worden. Splitt ist nur dem Beton für die Kammersohlen und die Straßenbrücke zugesetzt. Der Beton ist auch hier für alle Bauteile weich verarbeitet worden. Für die Schleusenhäupter (mit Ausnahme der Sohlen) waren Bewehrungen gegen die statischen Beanspruchungen nicht erforderlich, doch sind die Umläufe und Schützschächte zur Verhütung von tiefer gehenden Schwindrissen nach den früher genannten Richtlinien mit Eisen gesäumt. Die Decke über der Beruhigungskammer im Oberhaupt ist aus dem gleichen Grunde am oberen und unteren Rande mit 4 R.-E. 30 mm/m quer zur Schleuse und 2 bzw. 1½ R.-E. 30 mm/m in der Längsrichtung bewehrt.

Für den Bau der Schleuse stand die Mischmaschine mitten vor dem Oberhaupt auf der Vorflutsohle (Abb. 39). Der Beton wurde in 0,75-m³-Kippwagen auf Gerüsten, die in der Flucht der Kammermauern standen und dem Baufortschritt entsprechend mehrfach umgebaut und erhöht wurden, an die Einbaustelle gefahren und durch kurze Rinnen oder Rohre eingebracht. Das Fahrgerüst für die Sohlenbetonierung hatte eiserne, aus alten Schienen hergestellte Pfosten, die im Beton verblieben sind. Für die Betonierung der Sparbeckenmauern und -sohlen sind besondere Zufahrtswege an den Baugrubenböschungen entlang gelegt worden.

Die Klinkerverblendung der Schleusenmauern ist wie in Anderten ausgeführt. Die Klinker und die einzubauenden Teile wurden vom unteren Vorhafen aus in die Schleuse eingefahren und durch einen Turmdrehkran an die Einbaustelle gehoben.

Die Bauarbeiten sind von der Firma Peter Büscher & Sohn in Münster i. W. ausgeführt.

Betriebseinrichtungen. Das Klapptor ist ebenso gebaut und hat denselben Anschlagrahmen wie die in Anderten, nur sein Antrieb ist etwas leichter gehalten, da hier die Ausspiegelung der Wasserstände wenigstens bis auf 0,1 m abgewartet werden kann. Die Bewegungszeiten sind wie in Anderten.

Für das Stemmtor ist Wert auf einfache kräftige Ausbildung, besonders der Diagonalanschlüsse gelegt, die Torflügel sind deswegen mit Riegeln aus normalen I-Trägern 47½ und mit ebener Blechhaut hergestellt. Die Diagonalen sind für die Verwindung berechnet, die das Tor beim Öffnen gegen 0,1 m Überdruck erfährt. Der Dremel und die Wendenschen sind auch hier mit Stahlgußrahmen bekleidet, die gehobelte flußeiserne Leisten als Anschlag für die eichenen Dichtungsleisten des Tores besitzen. Für die Übertragung des Stemmdrucks sind die Torflügel an den Wendensäulen mit Stahlgußknaggen in Höhe jedes Riegels versehen, die sich gegen

auswechselbare, auf den Rahmen befestigte Stützplatten legen; an der Schlagsäule haben dagegen die Dichtungsleisten selbst den Stemmdruck aufzunehmen. Sie mußten wegen der Beanspruchung aus australischem Hartholz (Greenheart) hergestellt werden; die angestellten Proben ergaben für dieses Holz in wassergesättigtem Zustande Druckfestigkeiten von 164 bis 262, i. M. 213 kg/cm² quer zur Faser.

Bemerkt sei, daß die Stahlgußanschlagrahmen beim Bau des Schleusenkörpers nicht wie in Anderten an besondere Lehrgerüste montiert waren, sondern dem Baufortschritt entsprechend in einzelnen Höhenabschnitten

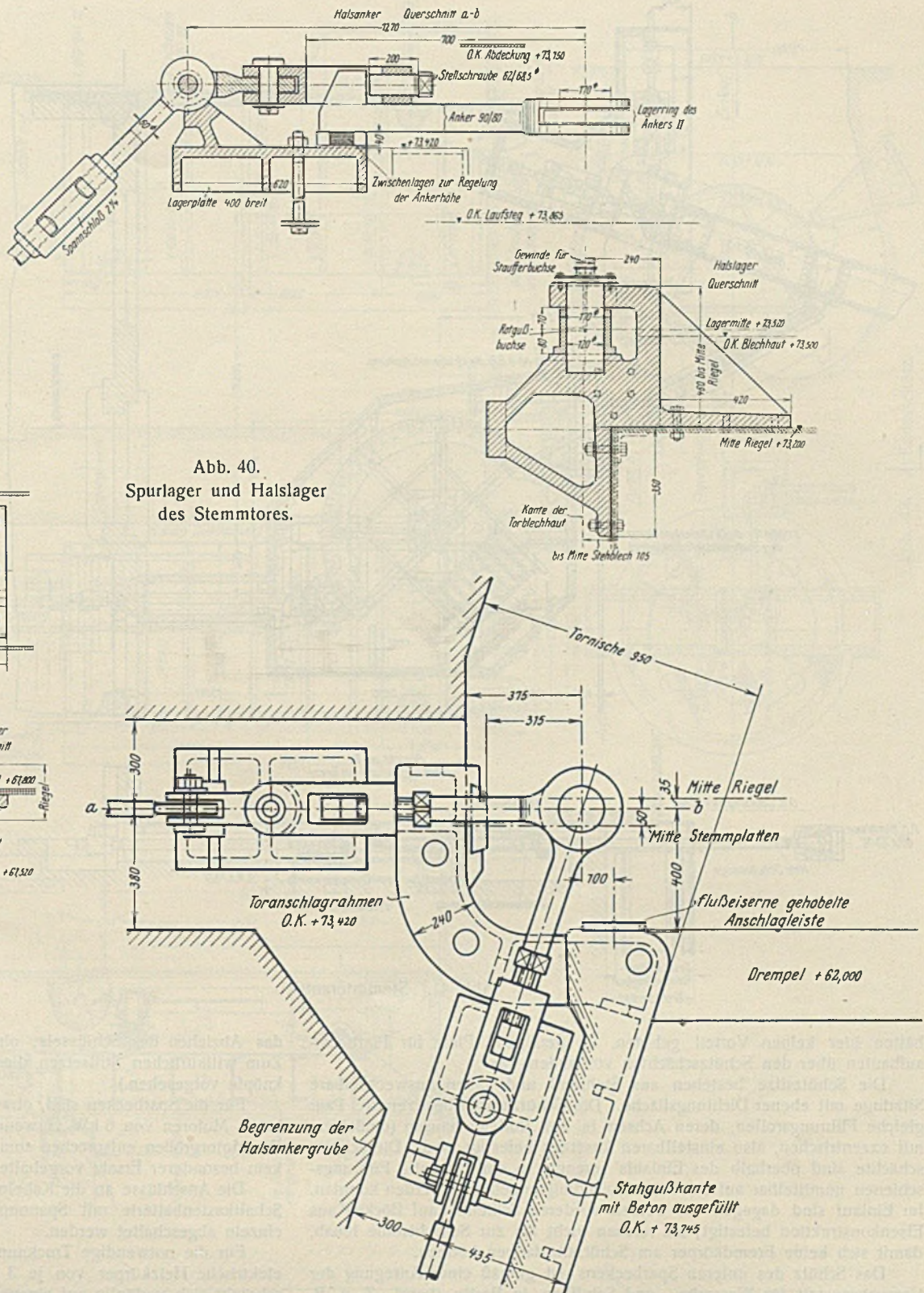


Abb. 40. Spurlager und Halslager des Stemmtores.

aufgestellt wurden, die nach rückwärts in die schon erhärteten Bauteile verankert wurden. Die an die Rahmen angrenzenden Schalungen waren wieder so ausgeführt, daß sie keinerlei Druck auf die Rahmen übertrugen. Auch dieses Montageverfahren hat sich bewährt; meßbare Verschiebungen sind bei der Betonierung nicht eingetreten. Die geringen, bei der Werkarbeit und der Montage unvermeidlichen Lotabweichungen der Wendnischen sind beim Einpassen des Tores durch Abarbeiten der Stemmplatten oder durch Zwischenlegen von dünnen Blechen unter ihnen bis auf wenige Zehntelmillimeter ausgeglichen worden.

Die Spur- und die Halslager des Tores (Abb. 40) sind in der üblichen Weise verstellbar.

Die Torflügel werden durch Kurbeltriebe nach Abb. 41 bewegt. Die Gruben für die Kurbelräder sind durch eine Mauer in Flucht der Tornischenwand gegen Hineinschlagen von Wellen abgeschlossen, soweit es die Höhenlage der Torschubstangen gestattet; sie sind außerdem nach den Sparbecken entwässert. Wo im Kanalbetriebe mit größeren Überschreitungen des normalen Oberwasserstandes zu rechnen ist, empfiehlt sich, bei Verwendung ähnlicher Antriebe die Plattform des Unterhauptes

noch etwas mehr über die Oberkante der Torblechhaut zu überhöhen. Das Öffnen des Tores dauert bei elektrischem Betriebe 40 Sek., bei Handbedienung für jeden Flügel rd. 6 Min.

Die Rollkeilschütze (Abb. 42) des Unterhauptes und ihre Anschlagrahmen sind nach denselben Grundsätzen wie für Anderten gebaut. Bei der hier geringeren Belastung war es möglich, die Achsträger als Rohre, die die Achsen umschließen, auszubilden, so daß die Achslager noch besser gegen das Eindringen von Sand geschützt sind. Die Achsträger sind in der Ebene des lotrechten Durchmessers geteilt; die Schubkräfte in dieser Ebene werden von den genau eingepaßten Verbindungsschrauben aufgenommen. Das Innere der Rohrkörper ist mit Vaseline ausgefüllt. Die Schütze werden elektrisch in 25 Sek. geöffnet. Bei Handbedienung würden für den vollen Hub der Schütze — der dann allerdings nicht in Frage kommt — 20 Min. erforderlich sein, dagegen können sie mit einem schnelleren Vorgelege in rd. 6 1/2 Min. geschlossen werden.

Für die vier Umlaufverschlüsse des Oberhauptes sind einsitzige Zylinderschütze nach Abb. 43 verwendet. Doppelsitzige Schütze wären teurer geworden, sie sind zudem schwieriger zu unterhalten und

Auf der linken Seite des oberen Vorhafens ist eine kurze gekrümmte, durchweg mit senkrechten Reibhölzern gepanzerte Mauer ausgeführt; auf dem linken Ufer des unteren Vorhafens war die Länge der Ufermauer durch die Größe des Pumpenhauses bedingt.

Die Sohlenbefestigung vor den Einfahrten entspricht der in Anderten ausgeführten.

Für das Pumpwerk ist bei Ausführung der Erdarbeiten für das Kanalbett eine größere Fläche am östlichen Ufer vor der Schleuse bis auf 2,5 m über dem Wasserstande der unteren Haltung abgegraben worden. Der Bau bot deswegen keine Besonderheiten. Das Pumpenhaus enthält außer der Umspannanlage zwei elektrisch betriebene Kreiselpumpen von je 0,45 m³/Sek. Förderleistung. Diese beiden Pumpen besitzen einen gemeinsamen Saugraum und sind auch an ein gemeinsames eisernes, geschweißtes Druckrohr von 0,8 m l. W. angeschlossen.

Nach Erreichung der Geländeöhe NN + 74,00 m, 1 m über Oberwasser, geht dieses Druckrohr — in einem Schacht mit Schieber und Rückschlagklappe — in eine Zementrohrleitung von 1,1 m l. W. über. Wie in Anderten ist die Druckrohrleitung mit einer Abzweigung versehen, die die Pumpen umgeht und durch die die obere Kanalhaltung bei Wasserüberschuß um 2,4 m³/Sek. entlastet werden kann; die Mündung der Leitung am Ufer des oberen Vorhafens enthält deswegen einen Einlaufrechen; sie kann außerdem durch eins der Schleusennotschütze verschlossen werden.

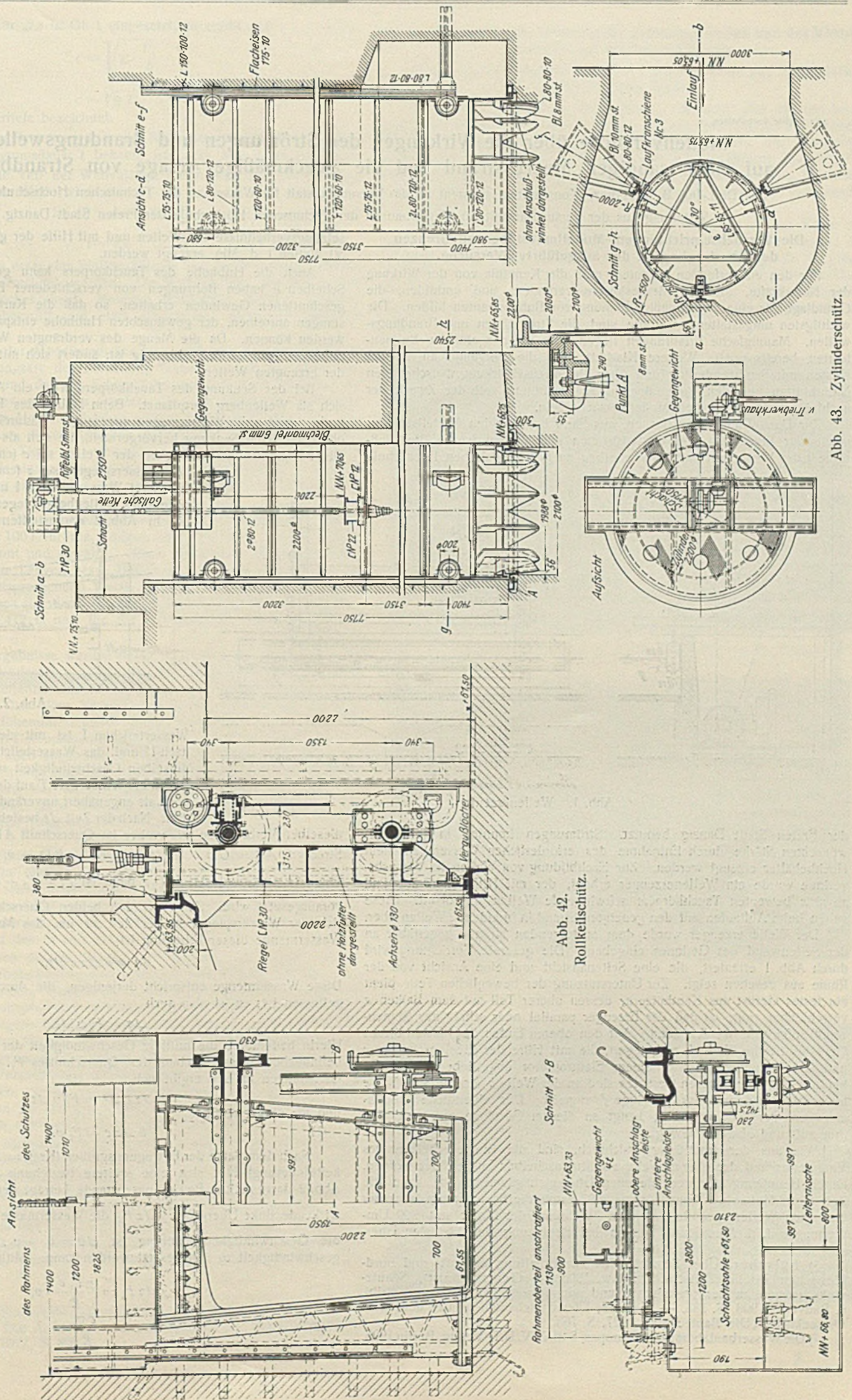


Abb. 43. Zylinderschütz.

Abb. 42. Rollschütz.

Alle Rechte vorbehalten.

Modellversuche über die Wirkungen der Strömungen und Brandungswellen auf einen sandigen Meeresstrand und die zweckmäßige Anlage von Strandbuhnen.

Von Dipl.-Ing. B. Kressner, Konstruktionsassistent an der Versuchsanstalt für Wasserbau der Technischen Hochschule Danzig.

Mitteilung aus der Versuchsanstalt für Wasserbau an der Technischen Hochschule der Freien Stadt Danzig.

I. Die Versuchseinrichtungen, Modellmaßstäbe und Grenzen der Übertragbarkeit der ausgeführten Versuche.

Für den entwerfenden Ingenieur muß die Kenntnis von der Wirkung der Naturkräfte, die die Meeresküsten verändern und umbilden, die Grundlage für eine zweckmäßige Planung von Buhnenbauten bilden. Die wichtigsten umgestaltenden Kräfte sind die Strömungen und Brandungswellen. Mannigfache Erfahrungen liegen über die ausgeführten Buhnenbauten bereits vor¹⁾. Weitere Klarheit über die Vorgänge an flachen Küsten mit Sandwanderung und über die Wechselwirkung zwischen den Naturkräften und den Buhnenbauten zu gewinnen, soll der Zweck der nachfolgend beschriebenen Modellversuche sein.

Zur Darstellung eines flachen, aus Sand bestehenden Modellstrandes sowie zur Erzeugung von Küstenströmen und Wellen wurde die Flußrinne²⁾ der Versuchsanstalt für Wasserbau an der Technischen Hochschule

setzungsverhältnisse 150 Wellen und mit Hilfe der größten Übersetzungen 50 Wellen i. d. Min. erzeugt werden.

Auch die Hubhöhe des Tauchkörpers kann geändert werden. Die Scheiben *e* haben Bohrungen von verschiedener Exzentrizität mit eingeschnittenen Gewinden erhalten, so daß die Kurbeln, die die Schubstangen antreiben, der gewünschten Hubhöhe entsprechend eingeschraubt werden können. Da die Menge des verdrängten Wassers von der Hubhöhe des Tauchkörpers abhängig ist, ändert sich mit dieser auch die Höhe der erzeugten Wellen.

Bei der Senkung des Tauchkörpers wird ein Aufstau gebildet, der sich als Wellenberg fortpflanzt. Beim Heben des Tauchkörpers wird die vorher verdrängte Wassermenge angesaugt. Dadurch wird an der Wasseroberfläche eine Senkung hervorgerufen, die sich als Wellental fortpflanzt. Die Fortpflanzungsschnelligkeit der Wellen sei *c* (cm/Sek.), die Erhebung des Wasserspiegels sei *z* (cm).

Zwei Wasserteilchen I und II an der Vorderseite eines Wellenberges legen in einem Zeitteil Δt die in Abb. 2 dargestellten Wege zurück. Das

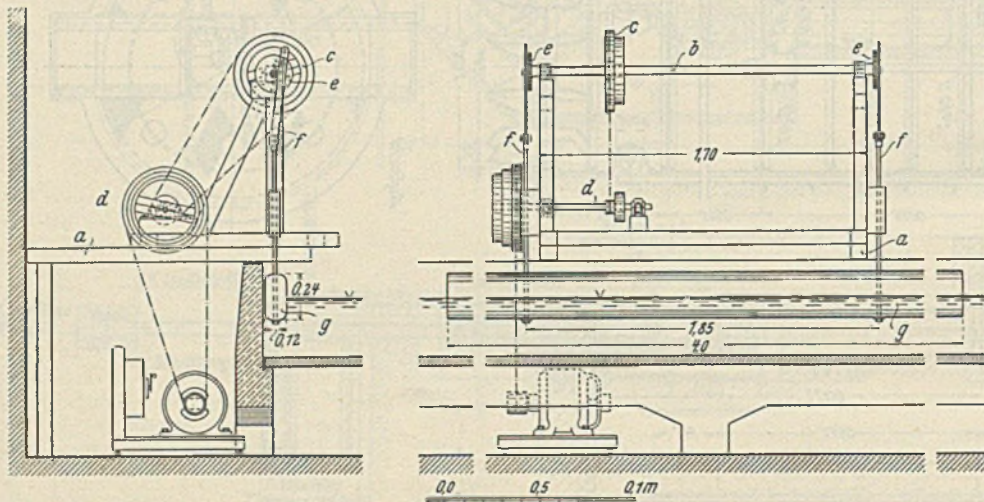


Abb. 1. Wellenerzeuger.

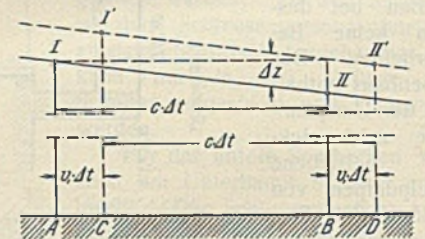


Abb. 2.

der Freien Stadt Danzig benutzt. Strömungen konnten in jeder gewünschten Stärke durch Entnahme des erforderlichen Wassers aus dem Hochbehälter erzeugt werden. Zur Nachbildung von Wellen im Versuchserinne wurde ein Wellenerzeuger erbaut, der mit Hilfe eines auf- und abwärts bewegten Tauchkörpers schwingende Wellen hervorruft. Diese gehen beim Auflaufen auf den geneigten Strand in brandende Wellen über.

Der Wellenerzeuger wurde dem ansteigenden Strande gegenüber an der Seitenwand des Gerinnes eingebaut. Die gesamte Vorrichtung wird durch Abb. 1 erläutert, die eine Seitenansicht und eine Ansicht von der Rinne aus gesehen zeigt. Zur Unterstützung der beweglichen Teile dient ein festes Gerüst aus Kanthölzern, dessen oberer Teil auf dem Balken *a* verschiebbar ruht, so daß der Erzeuger parallel oder schräg zur Rinnenwand aufgestellt werden kann. Auf den oberen Enden der Pfosten dieses Gerüsts ist die Welle *b* aufgelagert, die mit Hilfe der Riemenscheiben *c* und des Vorgeleges *d* von einem Elektromotor angetrieben wird. Zu beiden Seiten des oberen Gerüsts sind an der Welle *b* eiserne Scheiben *e* befestigt, an denen das Gestänge *f* angreift. Der eigentliche Wellenerzeuger, der Tauchkörper *g*, hängt an diesem Gestänge und wird von ihm auf- und abwärts bewegt.

Wie aus der Abbildung ersichtlich, sind die Riemenscheiben des Vorgeleges und der oberen Welle als Stufenscheiben ausgebildet worden. Durch Benutzung der verschiedenen Übersetzungsverhältnisse kann die Zeit eines Hubes des Tauchkörpers und damit die Schwingungsdauer der erzeugten Wellen geändert werden. Während der Motor mit 900 Umdrehungen i. d. Min. läuft, können bei Benutzung der kleinsten Über-

dieselben Verhältnisse wie vorher im Querschnitt A I. In Abb. 2 sind die Strecken $AB = CD = c \Delta t$ und $AC = BD = v_1 \Delta t$; die Querschnitte seien $A I = F_1$ und $B II = F_2$, dann ist $F_1 = F_2 + b \Delta z$, wobei $\frac{\Delta z}{T} \approx 0$ vorausgesetzt wird. Zwischen den beiden Querschnitten F_1 und F_2 hat sich der Wasserspiegel in der Zeit Δt um das Maß Δz gehoben. Die Wassermenge dieser Erhebung ist

$$\Delta q = b \Delta z c \Delta t.$$

Diese Wassermenge entspricht derjenigen, die durch den Querschnitt F_1 geflossen ist; es ist also auch

$$\Delta q = F_1 v \Delta t.$$

Hierin bedeutet *v* die mittlere Geschwindigkeit der lotrecht übereinander befindlichen Wasserteilchen des Querschnittes F_1 . Aus diesen beiden Gleichungen für Δq ergibt sich

$$b \Delta z c \Delta t = F_1 v \Delta t$$

und für die Zeiteinheit

$$(1) \quad b \Delta z c = F_1 v.$$

Nach dem Satze der Bewegungsgrößen (Kraft = Masse \times Geschwindigkeitsänderung) läßt sich eine weitere Beziehung finden. Bei dem in Abb. 2 dargestellten Bewegungszustande beträgt der auf die Wassermasse wirkende linke Überdruck $\gamma \Delta z F_1$, die Wassermasse selbst ist $\frac{\gamma F_1 c}{g}$, und die Geschwindigkeitsänderung ist $\Delta v = v - v_0$, worin die Anfangsgeschwindigkeit $v_0 = 0$ gesetzt werden kann. Mithin

$$\gamma \Delta z F_1 = \frac{\gamma F_1 c}{g} \cdot v,$$

(2)

$$\Delta z = \frac{c v}{g}.$$

¹⁾ Fülcher, Über Schutzbauten zur Erhaltung der ost- und nordfriesischen Inseln, Zeitschr. f. Bauw. 1905. — Germelmann, Schutzvorkehrungen an der preußischen und pommerschen Ostseeküste, Ztrbl. d. Bauverw. 1908, S. 185. — Heiser, Uferschutzbauten an der deutschen Ostseeküste, „Die Bautechnik“ 1927, S. 763.

²⁾ Die Wasserbaulaboratorien Europas, S. 407. V. D. I.-Verlag, Berlin 1926.

Wird dieser Wert für Δz in Gl. 1 eingesetzt, so ergibt sich

$$c = \sqrt{g \cdot \frac{F_1}{b}}$$

oder

$$c = \sqrt{gT},$$

worin T die Wassertiefe bezeichnet.

Mit Hilfe dieser Beziehung kann die Wellenlänge l berechnet werden, sobald die Schwingungsdauer t bekannt ist. Aus Abb. 2 ist ersichtlich, daß der dargestellte Teil der Wellenlänge l den Wert $AB = \Delta l = c \Delta t$ hat; für die gesamte Welle wird

$$\Sigma(\Delta l) = l = \Sigma(c \Delta t)$$

oder

$$(4) \quad l = ct.$$

Die Höhen der erzeugten Wellen können aus der Wasserverdrängung des Tauchkörpers errechnet werden. Die Wellenhöhen, die zu Beginn eines jeden Versuches durch Messung festgestellt wurden, konnten also rechnerisch überprüft und etwa eingetretene Störungen gefunden werden.

Für die Wahl der Modellmaßstäbe war maßgebend, daß im Modell die gleiche Strömungsart des fließenden Wassers wie in der Natur vorhanden sein muß und daß die Schlepplkraft des strömenden Wassers für eine erkennbare Bewegung des Sandes, der sich gegen das natürliche Geschiebe nicht den Modellmaßstäben entsprechend verkleinern läßt, ausreichen muß.³⁾ Aus diesen Gründen erwies sich eine Verzerrung der Maßstäbe nach der Tiefe als notwendig. Bei nicht verzerrten Tiefen würden im Modell laminare oder Bandströmungen vorhanden sein, während sich in der Natur fast alle Strömungen als turbulente oder Flechtströmungen abspielen.

Auf Grund von Vorversuchen und rechnerischen Ermittlungen wurden die Maßstäbe $L = 100l$ für die Längen und $H = 20h$ für die Höhen als brauchbar erkannt und gewählt. Hierin bezeichnen die großen Buchstaben L und H die Längen bzw. Höhen in der Natur und die kleinen Buchstaben die entsprechenden Werte im Modell. Nach den bekannten Modellregeln ergeben sich dann die übrigen Maßstäbe für die Geschwindigkeiten zu $V = 4,472 v$ und für die sekundlichen Wassermengen zu $Q = 8944 q$.

Die Versuchsergebnisse werden durch Tiefenpläne wiedergegeben, die nach einem vom Verfasser a. a. O.⁴⁾ beschriebenen Verfahren hergestellt wurden. Als Höhenunterschied zwischen je zwei aufeinander folgenden Tiefenlinien wurde bei allen Versuchen 1,25 cm gewählt. Dieser Wert entspricht einem Höhenunterschiede in der Natur von 0,25 m. Die Bezeichnungen auf den Tiefenplänen geben diese auf die Natur umgerechneten Maße wieder. Auf allen abgebildeten Tiefenplänen bezeichnen ferner der weiße Pfeil die Richtung eines Stromes und der schwarz-weiße Pfeil die Fortpflanzungsrichtung der Wellen. Der auf allen Plänen sichtbare Maßstab trägt cm-Teilung. Dem Abstände zweier Teilstriche entspricht also nach dem gewählten Längenmaßstab eine Entfernung von 1 m in der Natur.

Bei der Darstellung von Wellen spielen Reibungskräfte eine geringe Rolle, da sowohl im Modell wie auch in der Natur die innere Reibung des in Wellenform schwingenden Wassers sehr gering ist. Die Ergebnisse der Versuche können daher mit verhältnismäßig großer Sicherheit auf die Natur übertragen werden, soweit es sich um die Wellenbewegung und ihre Wirkungen auf den Strand handelt.

Dagegen können die im Versuch gewonnenen Erkenntnisse von der Sand- und Geschiebebewegung nur zum Teil ausgewertet werden. Der im Modell verwendete Sand kann gegen den natürlichen nicht den Modellmaßstäben entsprechend verkleinert werden. Da ferner die an den Meeresküsten bewegten Sinkstoffmengen nicht bekannt sind, können die Sandmengen, die im Modell dem strömenden Wasser zugesetzt werden, nur willkürlich angenommen werden. Aus diesen Gründen wird bei der Auswertung der Versuche auf Rückschlüsse, die die Mengen der Ablagerungen betreffen, verzichtet werden müssen. Auf die natürlichen Verhältnisse können nur die Ergebnisse über die Formen und Arten der Ablagerungen sowie über deren Lage übertragen werden.

Infolgedessen können auch die Zeiten, in denen Sandablagerungen von bestimmtem Umfang im Modell oder in der Natur entstehen, nicht miteinander in Beziehungen gebracht werden. Das Fehlen eines zuverlässigen Maßstabes für die Zeiten ist jedoch nicht als ein schwerwiegender Mangel der vorliegenden Modellversuche zu bewerten, da es bei Bühnenbauten in der Natur nicht sehr wichtig ist, ob eine Verlandung oder eine Zunahme des Strandes in wenigen Wochen oder in längeren Zeiträumen eintritt, wenn nur überhaupt die gewünschten Wirkungen erzielt werden.

³⁾ Vergl. „Die Wasserbaulaboratorien Europas“, Berlin 1926, S. 55 bis 62.

⁴⁾ Kressner, Die Aufnahme von Tiefenplänen bei Modellversuchen, „Die Bautechnik“ 1927, S. 809.

II. Versuche über die Wirkung der Brandungswellen und des Küstenstromes auf die Strandbildung.

1. Brandung und Riffbildung bei winkelrecht zur Strandlinie auflaufenden Wellen.

An allen Meeresküsten, deren Strand aus Sand oder anderen leicht beweglichen Geschiebemengen besteht, ruft die Brandung der auflaufenden Wellen dauernd Veränderungen der Gestaltung und der Böschungsverhältnisse des Strandes hervor. Um diese Erscheinungen und ihre Ursachen zu ergründen, wurden zunächst Versuche durchgeführt, bei denen ein aus Sand hergestellter Strand der Brandung winkelrecht auflaufender Wellen ausgesetzt wurde.

Aus Peilungen, die vom Hafenbauamt in Pillau an der Küste des Samlandes ausgeführt worden sind, und aus Messungen am Strande der Danziger Bucht konnte gefolgert werden, daß in der Natur die Neigungsverhältnisse des nassen Strandes zwischen 1:50 und 1:80 schwanken. Diese Werte stellen die durchschnittlichen Neigungen dar, im einzelnen sind meistens unmittelbar am Ufer steilere, in größerer Wassertiefe dagegen flachere Neigungen vorhanden.

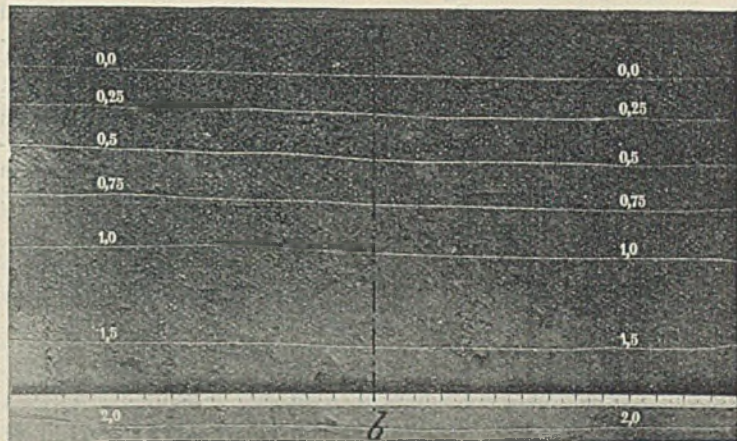


Abb. 3. Tiefenplan des Modellstrandes vor Beginn eines Versuches.

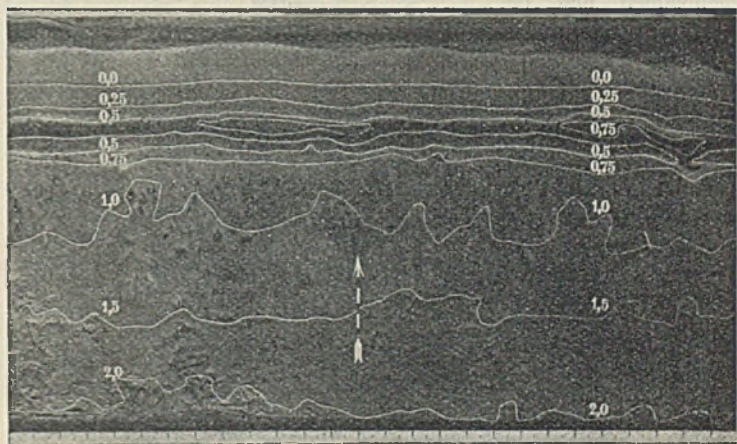


Abb. 4. Tiefenplan des Strandes nach Beendigung des Versuches Nr. 1.

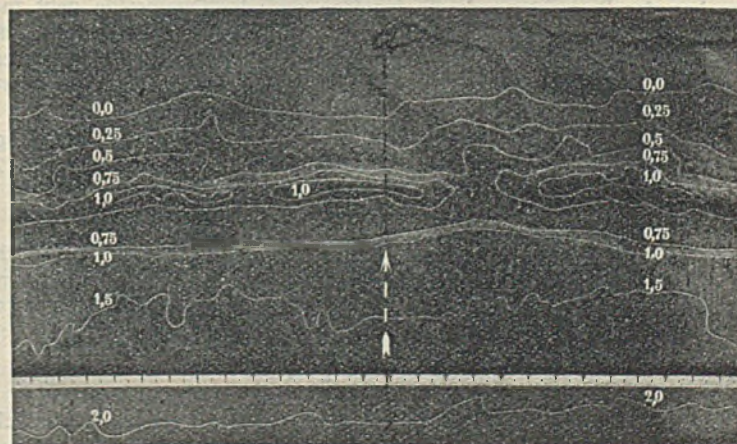


Abb. 5. Tiefenplan des Strandes nach Beendigung des Versuches Nr. 3.

Diesen durchschnittlichen Neigungsverhältnissen entsprechend wurde in die Versuchsrinne ein Strand eingebaut, der unter 1:13 abgeböschet war. Bei den oben angegebenen Modellmaßstäben von 1:100 für die Längen und 1:20 für die Höhen entspricht das im Modell gewählte Böschungsverhältnis einer Strandneigung von 1:65 in der Natur. Den Tiefenplan dieses Modellstrandes, der vor Beginn eines jeden Versuches hergestellt wurde, zeigt Abb. 3.

Während der Strand mit seinem hoch gelegenen Teile sich an einer Längswand des Versuchserinnes entlang erstreckte, wurde der Wellenerzeuger an der gegenüberliegenden Längswand der Rinne aufgestellt. Bei den Versuchen Nr. 1 bis 4 wurden Wellen erzeugt, deren Höhe bei dem ersten Versuch 2,2 cm betrug und bei den drei folgenden Versuchen auf 3,4 cm, 4,3 cm und 4,9 cm gesteigert wurde. Alle erzeugten Wellen hatten eine Schwingungsdauer von 1 Sek. Während eines Versuches, dessen Dauer zwei Stunden betrug, wurden also 7200 Wellen erzeugt, die beim Auflaufen auf den ansteigenden Strand brandeten. Nach dieser Zeit konnten wesentliche Änderungen in der Umgestaltung des Strandes nicht mehr wahrgenommen werden.

Eine lebhaftige Sandbewegung, verursacht durch die brandenden Wellen, machte sich sogleich nach Beginn eines Versuches bemerkbar. Die Entstehung eines Riffes in der Brandungszone und die Ablagerung von Sand am Rande des nassen, von den Wellen bespülten Strandes konnte beobachtet werden.

Nach der Beendigung eines Versuches hatte der Strand eine andere Gestaltung angenommen, als er vor der Einwirkung der brandenden Wellen gehabt hatte. Aus den Tiefenplänen, von denen Abb. 3 den Zustand des Strandes vor Beginn jedes Versuches, Abb. 4 u. 5 dagegen die Gestaltung des Strandes, die sich durch den Versuch Nr. 1 bezw.

Nr. 3 ergab, zeigen, sind die Veränderungen deutlich zu erkennen. Noch klarer zeigen sich die Verlagerungen des Sandes aus den Querprofilen, die in Abb. 6 unter a—d zusammengestellt worden sind. Diese Querprofile sind in der Mitte der dargestellten Tiefenpläne aufgenommen und im Maßstabe zum Modell von 1:5 für die Längen und 1:1 für die Höhen aufgetragen worden. Zur Natur würde der Maßstab also 1:500 für die Längen und 1:20 für die Höhen betragen. In Abbild. 6 bezeichnen die gestrichelten Linien die Strandprofile, die vor Beginn der Versuche vorhanden waren, die ausgezogenen Linienzüge dagegen stellen die Profile des Strandes dar, die im Laufe der zweistündigen Versuche ausgebildet wurden. Außerdem ist für jeden Versuch die Wellenhöhe *h* eingetragen worden.

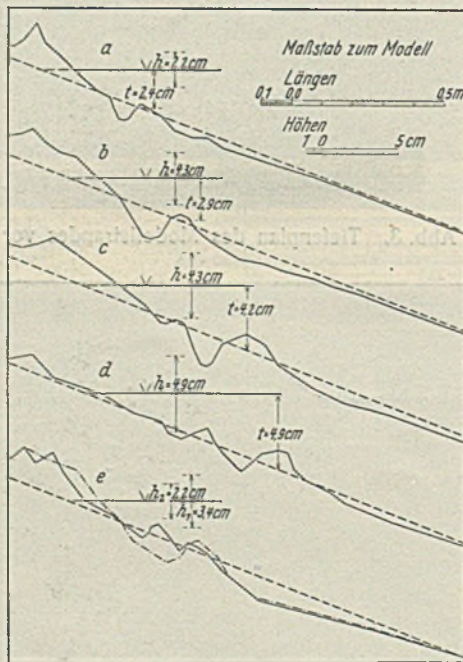


Abb. 6. Querprofile des Modellstrandes, Versuche Nr. 1 bis 4 und 6.

Aus der Betrachtung der Tiefenpläne und der Querprofile geht zunächst hervor, daß die Wellen seewärts von dem entstandenen Riff den Untergrund besonders stark angreifen. Die Tiefenpläne zeigen an dieser Stelle einen sehr unregelmäßigen Verlauf der Schichtlinien, und die Querprofile lassen erkennen, daß hier Sand fortgerissen worden ist.

Der starke Angriff, den die Wellen unmittelbar vor der Brandung auf den Meeresgrund ausüben, läßt sich aus der oben abgeleiteten Gl. 2

$$\Delta z = \frac{c \cdot v}{g}$$

erklären. Die in der Welle vorhandene Schwingungsenergie kann sich bei ansteigendem Grunde nicht mehr nach der Tiefe auswirken und verursacht daher eine Vergrößerung der Wellenhöhe *z*. Gleichzeitig wird die Fortpflanzungsschnelligkeit *c* der Welle geringer, wie sich aus der oben gefundenen Gleichung

$$c = \sqrt{gT}$$

für abnehmende Wassertiefen *T* ergibt. Da aber bis zum Augenblick der eintretenden Brandung die obige Gl. 2 erfüllt bleiben muß, kann nur die Geschwindigkeit *v* der schwingenden Wasserteilchen gleichzeitig größer geworden sein. Sie erreicht ihren Höchstwert unmittelbar vor

Eintritt der Brandung. Infolgedessen ist auch die Räumungskraft des schwingenden Wassers in diesem Augenblick besonders groß, da sie von *v*² abhängt.

Bei der Brandung selbst, deren Ursachen von M. Möller eingehend erörtert und rechnerisch begründet worden sind⁵⁾, werden die vom Grunde losgelösten Sandmengen weiterbewegt und abgelagert. Ein Teil des Sandes wird in schwebendem Zustande von der Wassermasse, die nach der Brandung auf den geneigten Strand hinaufläuft, mitgeführt. Da aber die Energie dieser Wassermasse bald durch die Schwerkraft, die der Aufwärtsbewegung entgegenwirkt, aufgezehrt wird, und da außerdem eine gewisse Wassermenge in den Poren des Strandes versickert, lagert sich der mitgerissene Sand zum Teil am oberen Strande ab. Der verbleibende Teil des schwebend oder am Grunde rollend fortgeführten Sandes bewegt sich mit der zurückflutenden Wassermenge, dem Sog, wieder abwärts. Unter der brandenden Welle selbst tritt eine weitere Ablagerung des Sandes ein, weil hier die neu ankommende Welle auf den Rückstrom der vorhergehenden trifft. Auch an dieser Stelle werden die Stromfäden umgelenkt und Energie vernichtet. Die Wege des Wassers und die Ablagerungen des mitgeführten Sandes bei diesen Vorgängen sind in Abb. 7 zeichnerisch dargestellt worden, die Sandablagerungen treten auf den Strecken a—b und c—d ein.



Abb. 7. Strömungen und Sandablagerungen beim Branden der Wellen.

Durch den Niederschlag des Sandes auf der Strecke a—b entsteht das erste Riff, das bei den Versuchsergebnissen (Abb. 6 a—d) und in der Natur am Strande überall deutlich zu erkennen ist. Bei niedrigen Wasserständen oder bei schwacher Brandung trocknet der Sand dieses Riffes aus und wird von auflandigen Winden weiter auf den Strand hinaufgeweht. Er dient dann dem Aufbau der Vordüne. Starke Brandungswellen gelangen zuweilen über den Rücken des Strandriffes hinüber und bilden in der Mulde oberhalb mit Wasser angefüllte, langgestreckte Tümpel oder Strandlagunen, die im Modell wie auch in der Natur häufig beobachtet werden können.

Ein zweites, dauernd unter Wasser liegendes Riff bildet sich unter der brandenden Welle auf der Strecke c—d in Abb. 7. Seine Entstehung konnte schon nach wenigen Brandungswellen im Modell beobachtet werden. Die Stärke und Lage dieses Riffes richtet sich nach der Höhe der Wellen. Bei allen vier Versuchen entstand das Riff etwa an der Stelle, wo die Wassertiefe *t* im ursprünglichen Strandprofil bei ruhendem Wasserspiegel (Abb. 6 a—d) mit der Wellenhöhe *h* übereinstimmt. Eine Zusammenstellung der Werte für *h* und *t* enthält die folgende Tabelle. Das Verhältnis der Wassertiefe zur Wellenhöhe weicht, wie aus der letzten

Tabelle.

Versuch Nr.	<i>h</i> cm	<i>t</i> cm	<i>t/h</i>
1	2,2	2,4	1,09
2	3,4	2,9	0,85
3	4,3	4,2	0,98
4	4,9	4,9	1,00

Spalte der Tabelle ersichtlich, nur wenig oder gar nicht von dem Wert 1 ab. Aus diesem Ergebnis kann gefolgert werden, daß die Wellen bei ansteigendem Grunde dort branden, wo die Wassertiefe und Wellenhöhe übereinstimmen. Auf Grund von Beobachtungen in der Natur sind bereits früher Vermutungen geäußert worden, die mit den Erkenntnissen aus den hier beschriebenen Versuchen übereinstimmend lauten.

An den meisten Küstenstrecken der Nord- und Ostsee sind durch Peilungen und Beobachtungen mehrere Riffe hintereinander festgestellt worden, deren Gestalt und Lage häufigen Änderungen unterworfen sind. Die Ergebnisse der oben beschriebenen Versuche lassen die Vermutung aufkommen, daß die hintereinander liegenden Riffe auf die Wirkung von Brandungswellen verschiedener Höhe, die nicht gleichzeitig auftreten, zurückzuführen sind.

Die Richtigkeit dieser Vermutung zeigt der Versuch Nr. 6, dessen Ergebnis in Abb. 6 unter e festgehalten worden ist. Der gestrichelte gerade Linienzug stellt auch hier das Profil des Strandes vor Beginn des Versuches dar. Nach der Erzeugung von 7200 Wellen, deren Höhe 3,4 cm betrug, hatte der Strand das durch den strichpunktierten Linienzug dargestellte Querprofil. Das Riff ist, ähnlich wie bei dem Versuch Nr. 2, auf 3,3 cm Wassertiefe entstanden. Bei unverändert gelassenem Modell wurden darauf in zweistündigem weiteren Versuch 7200 Wellen von

⁵⁾ M. Möller, Die Wellen, die Schwingungen und die Naturkräfte. Erster Teil, S. 27. Braunschweig 1926.

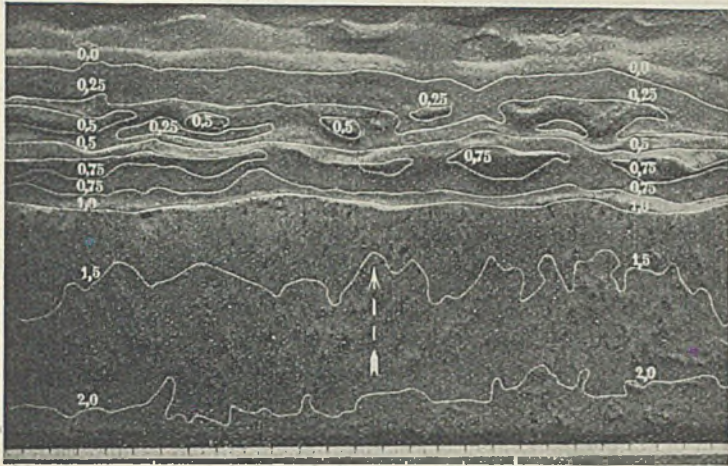


Abb. 8. Tiefenplan des Strandes nach Abschluß des Versuches Nr. 6.

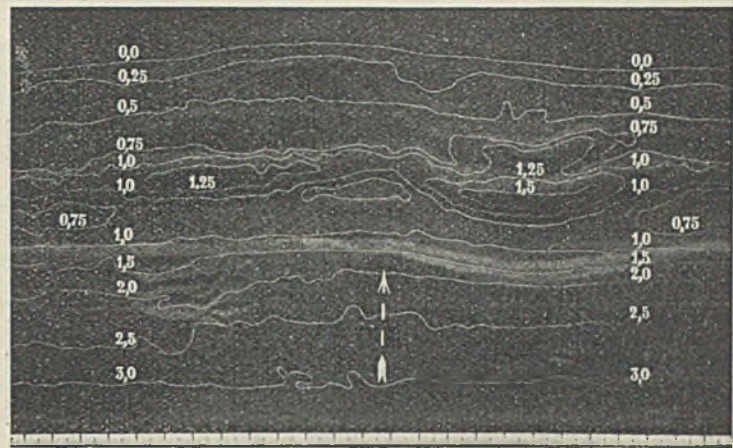


Abb. 10. Tiefenplan des Strandes nach Abschluß des Versuches Nr. 10.

2,2 cm Höhe erzeugt. Das Ergebnis zeigt der ausgezogene Linienzug in Abb. 6 e. Die kleineren Wellen im zweiten Teile des Versuches haben das zuerst entstandene, von den größeren Wellen aufgeworfene Riff nur wenig verändert und abgetragen. Ein zweites Riff hat sich dagegen näher dem trockenen Strande gebildet. Den Tiefenplan des Strandes nach Beendigung des ganzen Versuches zeigt Abb. 8.

Die stärksten Veränderungen in der Gestaltung des unter Wasser liegenden nassen Strandes lassen sich an den Meeresküsten besonders nach grobem Seegange mit heftiger Brandung feststellen. Da hohe Wellen bei der ersten Brandung nur einen Teil ihrer Schwingungsenergie einbüßen, branden sie mehrmals und verursachen in diesem Falle die Entstehung mehrerer Riffe gleichzeitig. Die Versuche Nr. 3 und 4 zeigen bereits diese Erscheinung. Aus der Betrachtung der Querprofile *c* und *d* in Abb. 6 ist die Entstehung von zwei hintereinanderliegenden Riffen deutlich zu erkennen.

Alle diese Erscheinungen treten in der geschilderten Form nur ein, wenn der Modellstrand eine Neigung hat, die den flachen, in der Natur meistens vorhandenen Böschungsverhältnissen entspricht. Bei steileren Neigungen üben die brandenden Wellen teilweise anders geartete Wirkungen aus. Die Versuche Nr. 7 bis 10 mit Wellen von verschiedener Höhe und einem Modellstrand, der mit der Neigung 1 : 6 in die Versuchsrinne eingebaut war, hatten zum Beispiel die durch Abb. 9 erläuterten Ergebnisse.

Bei diesem Böschungsverhältnis, das nach den oben mitgeteilten Modellmaßstäben einer Strandneigung von 1 : 30 in der Natur entspricht, kamen die Verlagerungen des Sandes und die Riffbildungen nicht zur Ruhe. Nach zwei Stunden, in deren Verlauf 7200 Wellen erzeugt wurden, lagen die Riffe, wie aus den Querprofilen der Abb. 9 zu ersehen ist, in einer Wassertiefe *t*, die den Wert *h* der Wellenhöhe erheblich überschreitet. Der Sand, aus dem diese Riffe aufgebaut sind, stammt auch zum größten Teile nicht von dem tiefer gelegenen nassen Strande, sondern er ist vom oberen trockenen Strande abgebrochen worden. Während also bei der flachen Neigung des Strandes der Sand aus der Tiefe nach oben gebracht wurde, ist bei der steileren Böschung teilweise der umgekehrte Weg zu erkennen. Hierbei ist, besonders bei den höheren Wellen, deren Wirkung die Querprofile *c* und *d* in Abb. 9 zeigen, die Linie des trockenen Strandes zurückgegangen und von dem über Wasser liegenden Ufer nur ein steil abfallender Böschungsfuß übriggeblieben. Abb. 10 stellt den Tiefenplan und Abb. 11 eine Aufnahme des Strandes nach Beendigung des Versuches Nr. 10 dar.

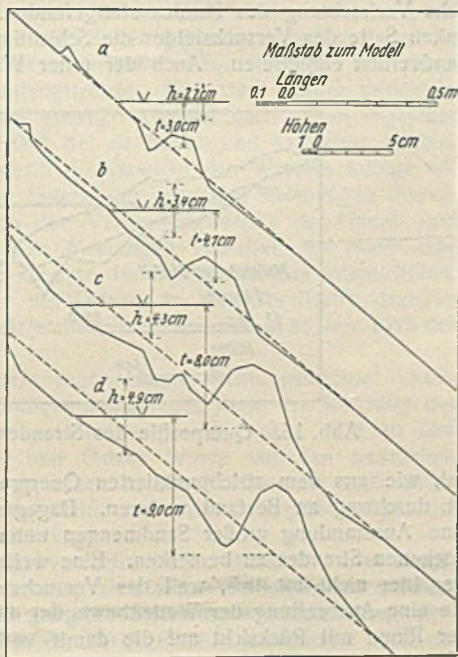


Abb. 9. Querprofile des Modellstrandes, Versuche Nr. 7 bis 10.

Zusammenfassend darf als Ergebnis dieser Versuche gesagt werden, daß steile Strandneigungen sich nicht halten. Die Brandung hat das Bestreben, das Böschungsverhältnis flacher zu gestalten. Dabei treten Landverluste ein, die zur Bildung eines Steilhanges führen, sobald die Wellen an den Fuß eines höheren Ufers gelangen. Ein ähnliches Ergebnis hatten Versuche, die bereits von G. Hagen mit einfachen Versuchseinrichtungen vor mehr als fünf Jahrzehnten ausgeführt worden sind. Hagen ging jedoch bei seinen Versuchen von noch steileren Böschungen aus, infolgedessen waren die eintretenden Änderungen der Neigungsverhältnisse sowie die Ausbildung eines Steilhanges und der Uferabbruch noch deutlicher ausgeprägt⁹⁾.

Eine im Abbruch befindliche Küste kann also auf die Dauer nur wirksam geschützt werden, wenn es gelingt, einen ausreichend breiten, flach geneigten Vorstrand zu schaffen. Durch die Anlage von Buhnen kann in vielen Fällen dieses Ziel erreicht werden, da sie den Sandbestand eines vorhandenen Strandes zu halten oder neue Sandmengen aufzufangen geeignet sind. Parallele Seeuferbefestigungen allein können dagegen auf die Neubildung oder Erhaltung eines guten Strandes keinen Einfluß ausüben. Ihre Anlage zum Schutze eines Böschungsfußes kann nur dann von Nutzen sein, wenn ein genügend breiter Strand vorhanden ist und sein Bestand auch für die Zukunft gesichert wird.



Abb. 11. Versuchsrinne mit Modellstrand nach Abschluß des Versuches Nr. 10.

2. Brandung und Sandbewegung bei schräg auflaufenden Wellen.

Alle Winde aus den seewärts vom Ufer gelegenen Quadranten, die nicht in die Richtung der Normalen zum Strande fallen, erregen Wellen, die schräg auf die Küste treffen. Bei den folgenden Versuchen Nr. 11 bis 15 wurden derartige Wellen dargestellt, indem der Wellenerzeuger so aufgestellt wurde, daß der Tauchkörper mit der Längswand der Rinne einen spitzen Winkel bildete.

Bei den Versuchen machte sich eine Erscheinung bemerkbar, die auch in der Natur bereits häufig beobachtet worden ist und als Beugung der Wellen bezeichnet wird. Sie beruht auf der oben schon erläuterten Tatsache, daß die Fortpflanzungsgeschwindigkeit der Wellen abnimmt, sobald

⁹⁾ G. Hagen, Seeufer- und Hafen-Bau, 2. Aufl. Berlin 1878. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. 1. Band, S. 108.



Abb. 12. Brandung an der Küste des Samlandes.

diese in Wasser von geringerer Tiefe gelangen. Die Flanke des Wellenkammes, die zuerst auf den ansteigenden Grund trifft, wird also in ihrer Fortpflanzungsschnelligkeit verzögert, während die noch auf tieferem Wasser befindliche Flanke mit mehr oder weniger unverminderter Schnelligkeit vorrückt.

Eine klare Vorstellung von der Beugung der auflaufenden Brandungswellen vermittelt die durch Abb. 12 dargestellte, an der Küste des Samlandes bei Georgenswalde aufgenommene Brandung.⁷⁾

Für die richtige Durchführung der weiteren Versuche war es wichtig, den größten in der Natur vorkommenden Winkel α zwischen der Fortschrittsrichtung der Wellen und der Lotrechten zur Strandrichtung zu kennen, wobei die Wellenrichtung im Augenblicke der Brandung von ausschlaggebender Bedeutung ist. Da die vorhandene Versuchseinrichtung zur einwandfreien Untersuchung dieser Frage räumlich nicht ausreichte, mußten Beobachtungen in der Natur selbst angestellt werden. Diese fanden an den Küsten der Danziger Bucht und des Samlandes statt und ergaben den größten Wert des Winkels α bei einer Brandung am 2. und 3. Oktober 1927 an der samländischen Küste. An diesen Tagen herrschte ein Westwind von der Stärke 6 nach der Beaufortskala. An einer Strandstrecke bei Georgenswalde, die in west-östlicher Richtung verläuft, konnte der durch Abb. 13 wiedergegebene Verlauf der Wellenkämme festgestellt werden. Während der Wind und die Fortschrittsrichtung der Wellen auf tiefem Wasser parallel an der Küste entlangstrichen, betrug der Neigungswinkel α zwischen der Strandlinie und der Wellenrichtung bei eintretender Brandung, die in der Abb. 13 durch die gestrichelte Linie $a-b$ angedeutet ist, nur 18 bis 20°. Der Winkel wurde durch Peilungen mit Hilfe eines Kompasses gemessen. An einigen Stellen konnte auch die Richtung der brandenden Wellen an festen Punkten, die durch vorhandene Rammgerüste für Bühnenbauten gegeben waren, ermittelt werden.

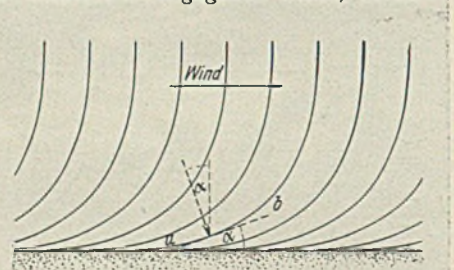


Abb. 13. Beugung der Wellen.

Bei den Versuchen Nr. 11 und 12 wurde der Wellenerzeuger so aufgestellt, daß die Kämme der auflaufenden Wellen einen Winkel von 15° mit der Strandlinie bildeten. Das Branden der Wellen findet in diesem Falle nicht in breiter Front gleichzeitig statt, sondern pflanzt sich mit der Richtung des Windes am Strande entlang fort. Die von der Brandung vorwärtsgeworfenen Wassermassen eilen schräg auf den Strand hinauf und strömen, in der Windrichtung fortschreitend, abwärts. Hierbei legen die einzelnen Wasserteilchen Wege zurück, die konzentrische und parallele parabelartige Kurven darstellen, und zwar werden die äußeren und weitesten parabelförmigen Wege von den Wasserteilchen durchmessen, die vom obersten Kämme des überschlagenden Wellenberges stammen. Die Bahn eines Wasserteilchens kann mit dem Wege eines Körpers verglichen werden, der schräg auf eine geneigte Ebene geworfen wird.

Jedes Wasserteilchen, das auf den Strand hinaufsteigt und wieder zurückströmt, wird also um ein gewisses Maß im Sinne der Windrichtung

⁷⁾ Abb. 12 nach einer photographischen Aufnahme von O. Krauskopf, Ostseebad Rauschen.

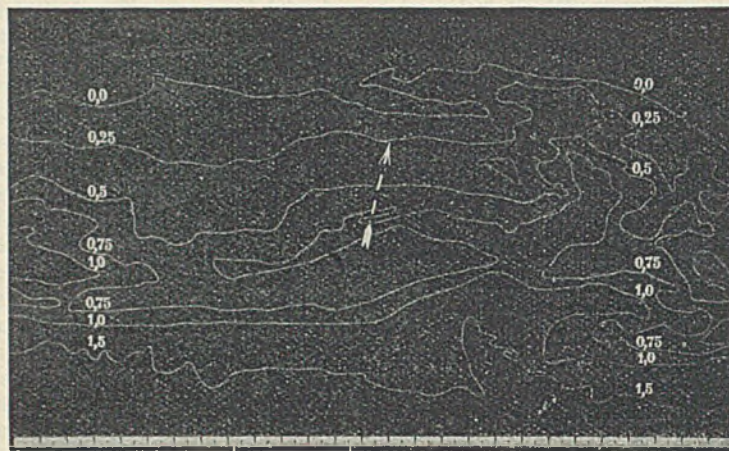


Abb. 14. Tiefenplan des Strandes nach Abschluß des Versuches Nr. 11.

seitlich versetzt. Dadurch entsteht eine an der Küste entlangstreichende Strömung, die unter dem Namen „Strandverfrachtung“ bekannt ist.

Den Bewegungen der Wasserteilchen entsprechend werden die von den Wellen losgelösten und mitgeführten Sandmengen oder Sinkstoffe umgelagert, so daß auch sie seitlich verfrachtet werden.

Alle diese Vorgänge konnten im Modell gut beobachtet werden. Die unter dem Winkel von 15° gegen die Uferlinie geneigt auflaufenden Wellen haben die Wirkungen hervorgerufen, die durch Abb. 14 u. 15 erläutert werden. Sie stellen das Ergebnis des Versuches Nr. 11 dar, dessen Dauer vier Stunden betrug. In dieser Zeit wurden 14 400 Wellen erzeugt. In dem Tiefenplan (Abb. 14) ist die Fortpflanzungsrichtung der Wellen in der Brandungszone durch den gestrichelten Pfeil und die Schichtlinie 0,0 des eingebauten Strandes, also vor Beginn des Versuches, durch eine dunkle Linie gekennzeichnet worden. In der Abb. 15 bedeutet die gestrichelte Linie das gleichmäßig unter 1 : 13 abgeböschte Profil des eingebauten Strandes vor dem Versuch, der strichpunktierter Linienzug entspricht dem Strandprofil nach Abschluß des Versuches auf der linken Seite des aufgenommenen Tiefenplanes, während der strichzwei-punktierter Linienzug das Querprofil auf der rechten Seite des Versuchsfeldes ebenfalls nach beendigem Versuch darstellt.

Aus beiden Abbildungen kann zunächst entnommen werden, daß sich die Rifffbildung und der Angriff der Wellen auf den Meeresgrund vor Eintritt der Brandung ebenso verhält wie bei den oben behandelten, winkelrecht auflaufenden Wellen. Außerdem hat aber eine starke seitliche Verfrachtung des Sandes stattgefunden. Infolgedessen ist auf der linken Seite des Versuchsfeldes die Schichtlinie 0,0 zurückgegangen, also Landverlust eingetreten. Auch der unter Wasser liegende nasse Strand

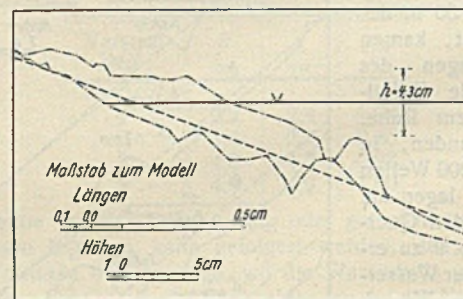


Abb. 15. Querprofile des Strandes, Versuch Nr. 11.

hat, wie aus dem strichpunktieren Querprofil in Abb. 15 zu erkennen ist, durchweg an Bestand verloren. Dagegen ist auf der rechten Seite eine Ansammlung großer Sandmengen unter Vorrücken der Linie des trockenen Strandes zu bemerken. Eine weitere Verfrachtung des Sandes war hier nicht möglich, weil das Versuchsfeld durch Beruhigungssiebe, die eine Ausbreitung der Wellenbewegung über die anschließenden Teile der Rinne mit Rücksicht auf die damit verbundene Verminderung der Wellenhöhe verhindern sollten, begrenzt war.

Die Geschwindigkeit des Küstenstromes, der durch die seitliche Versetzung der Wasserteilchen entsteht, wurde während des Versuches gemessen und betrug 13,5 cm/Sec. Nach den Modellmaßstäben entspricht diese Strömungsgeschwindigkeit einer solchen von $13,5 \cdot 4,472 = 60,0$ cm/Sec. Die Strömung wird im Modell, sobald eine Anlandung an der leeseitigen Begrenzung des Versuchsfeldes eingeleitet ist, nach dem tiefen Wasser zu abgelenkt und verursacht die im Tiefenplan erkennbare Unterbrechung im Zuge des vorgelagerten Riffes. Ein weiterer Versuch Nr. 12, bei dem unter sonst gleichen Bedingungen Wellen von geringerer Höhe erzeugt wurden, zeitigte die gleichen Ergebnisse in etwas schwächerer Form.

Da in der Natur eine Begrenzung des Wirkungsbereiches der Wellen nicht vorhanden ist, geht hier, im Gegensatz zu den Modellversuchen, die Sandwanderung über weite Küstenstrecken. Auf diese Vorgänge wird weiter unten noch näher eingegangen werden.

3. Die Einflüsse der Strömungen.

Schon die schräg auf einen Strand treffende Brandung verursacht, wie oben gezeigt, einen an der Küste entlangstreichenden Strom, der die Verfrachtung von Sand begünstigt und die Wirkung der brandenden Wellen in dieser Beziehung verstärkt. Es handelt sich hierbei um eine Strömung, die mittelbar mit Hilfe der Wellen vom Winde erzeugt wird. Hinzu kommt häufig eine Strömung, die unmittelbar durch den Wind selbst entsteht und ebenfalls an der Küste entlangstreicht. Sie wird durch die Reibung zwischen Wasser und Wind hervorgerufen, indem die oberen Schichten des Wassers vom Winde mitgerissen werden. Derartige Windströmungen sind Oberflächenströmungen, die im freien Wasser der Richtung des Windes folgen. Treffen sie auf unregelmäßig geformte Küsten, so werden sie von diesen geführt und folgen ihrem Verlauf. Im Verein mit den obenerwähnten Strömungen, die durch brandende Wellen entstehen, können sie eine erhebliche Geschwindigkeit erreichen. An den Küsten der Ostsee erlangen sie ausschlaggebende Bedeutung, da hier andere Strömungsarten schwächer auftreten.

Durch Beobachtungen und Messungen sind in der Ostsee Küstenströme mit einer Geschwindigkeit bis zu 2 Sm/Std. vor Stolpmünde, Neufahrwasser und Memel, bis zu 3 Sm/Std. vor Warnemünde, Kolbergermünde und Rügenwaldermünde festgestellt worden, vor den Molen von Pillau kann sogar eine Strömungsgeschwindigkeit von 4 Sm/Std. bei besonderen Witterungsverhältnissen eintreten⁸⁾.

An den Küsten der Nordsee erlangen außer den Windströmungen die Tideströmungen hervorragende Bedeutung.⁹⁾ Sie erstrecken sich über die ganze Tiefe des Meeres, sind jedoch bei großen Tiefen nicht besonders stark. Dagegen nimmt ihre Stärke gerade im Bereiche der Küsten im flachen Wasser zu, da hier der Massenaustausch der verschiedenen Wasserspiegellagen durch enge Querschnitte stattfinden muß. An der deutschen Nordseeküste treten die Tideströmungen mit einer Geschwindigkeit von 2 Sm/Std. auf¹⁰⁾, sie können, durch das Zusammentreffen mit gleichgerichteten Windströmungen verstärkt, auch bedeutend größere Geschwindigkeiten erreichen.

Endlich sind Meeresströmungen zu berücksichtigen, deren Entstehung auf die Ungleichheiten in der Dichte des Wassers zurückzuführen ist. In der Nordsee tritt diese Strömungsart der viel stärkeren Tideströmungen wegen nicht in Erscheinung, in der Ostsee hat sie größere Bedeutung, wenn sie auch hier häufig von stärkeren Windströmungen überdeckt oder aufgehoben wird. Da die Ostsee sich über zwölf Breitengrade erstreckt sind die südlichen Gewässer einer stärkeren Erwärmung ausgesetzt als die nördlichen. Es entsteht eine nach Süden gehende kalte Strömung, die infolge der Umdrehung der Erde nach Westen abgelenkt wird und daher an der schwedischen Küste entlangstreicht. Eine nach Norden gerichtete warme Strömung, die aus dem gleichen Grunde nach Osten abgelenkt wird, folgt dagegen dem Verlauf der deutschen und baltischen Küsten.

Auch das verschiedene spezifische Gewicht des Wassers infolge ungleichen Salzgehaltes kann zur Entstehung derartiger Strömungen führen. Sie machen sich besonders an den Verbindungsstellen der Haupt- und Nebenmeere bemerkbar. In den Meerengen zwischen der Nord- und Ostsee kann zum Beispiel am Grunde das Einstromen des salzreicheren, schwereren Nordseewassers in die Ostsee, an der Oberfläche dagegen ein Abströmen des weniger salzreichen, leichteren Ostseewassers nach der Nordsee beobachtet werden.

Tideströmungen sind einem regelmäßigen Richtungswechsel unterworfen. Auch die Windströmungen können, je nach der Richtung der gerade herrschenden Winde, verschieden gerichtet sein. Da an den deutschen Küsten der Nord- und Ostsee Winde aus den westlichen Quadranten vorherrschen, so gewinnen in der Nordsee die nach Osten gehenden Flutströme das Übergewicht, und in der Ostsee überwiegen die nach Osten gerichteten Windströmungen.

Für die vorliegenden Modellversuche durfte daher die Darstellung der Küstenströmung in einer Richtung als ausreichend angesehen werden. Auf die Nachahmung des Kernens der Strömung während eines Versuches mußte verzichtet werden, da die benutzte Versuchsrinne nicht mit den hierzu erforderlichen Einrichtungen ausgerüstet ist. Die Verhältnisse, die an der Nordseeküste infolge der ständig wechselnden Richtung der Tideströmungen herrschen, werden also durch die Versuche nicht erfaßt.

Bei den Versuchen Nr. 13 und 14 wurden 3,4 cm hohe Wellen erzeugt, deren Fortpflanzungsrichtung in der Brandungszone bei dem ersten Versuch um 15°, beim zweiten Versuch um 20° von der Winkelrechten

zur Strandlinie abwich. Außerdem wurde bei beiden Versuchen eine Küstenströmung erzeugt, deren Geschwindigkeit 0,16 m/Sek. betrug. Der Küstenstrom und die schräg auflaufende Brandung verursachten unmittelbar am Ufer entlangstreichende Strömungen von 0,20 m/Sek. beziehungsweise 0,24 m/Sek. Geschwindigkeit. Nach den Modellmaßstäben werden dadurch Küstenströme mit Geschwindigkeiten von rd. 0,90 m/Sek. beziehungsweise 1,08 m/Sek. in der Natur dargestellt.

Die Ergebnisse beider Versuche unterscheiden sich nicht wesentlich von denen der Versuche, die im vorigen Kapitel beschrieben worden sind. Auch hier zeigten sich die Riffbildungen und die Auswaschungen des Grundes seewärts der Riffe. Dagegen ist die seitliche Abwanderung des Sandes unter dem Einfluß der Strömung in bedeutend stärkerem Maße erfolgt. Während die Dauer der Versuche Nr. 11 und 12 vier Stunden betrug, sind die beiden Versuche Nr. 13 und 14, bei denen außer den Wellen auch Strömung erzeugt wurde, nur drei Stunden betrieben worden. Trotzdem waren die seitlich verfrachteten Sandmengen größer, und die feineren Bestandteile des Sandes wurden von der Strömung weit mitgeführt. Ablagerungen feinen Sandes waren bis zum Ablaufende der Rinne gelangt und nach Ablassen des Wassers auf dem alten Grunde zu erkennen. Der durch Abb. 16 dargestellte Tiefenplan gibt den Zustand des Strandes nach Beendigung des Versuches Nr. 14 wieder und zeigt den Rückgang des trockenen Strandes an der linken Seite des Versuchsfeldes, die nach oberstrom gerichtet war. Auf der anderen Seite ist wiederum ein Vorrücken des trockenen Strandes zu erkennen. Auch in diesem Tiefenplan ist die ursprüngliche Null-Linie, die bei dem eingebauten Strande vor Beginn des Versuches vorhanden war, durch eine dunkle Linie bezeichnet worden; die eingetragenen Pfeile geben die Richtung der brandenden Wellen und des Küstenstromes an.

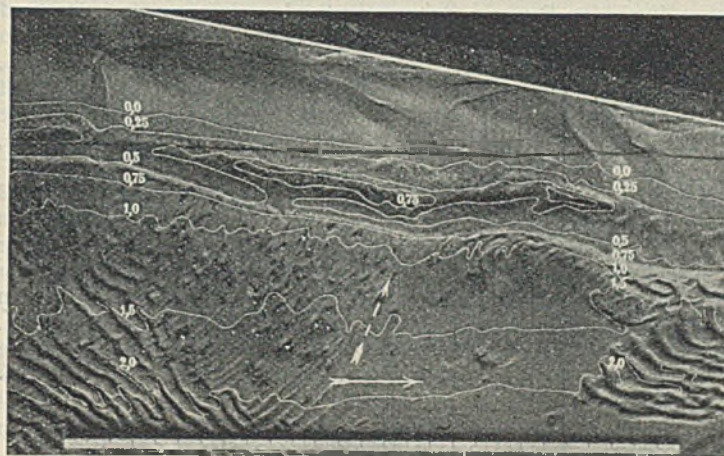


Abb. 16. Tiefenplan des Strandes nach Abschluß des Versuches Nr. 14.

Während also die Brandung den Sand aufrührt und seitlich verfrachtet, sobald sie unter einem spitzen Winkel auf den Strand trifft, tragen die Strömungen zur Verstärkung dieser Bewegung bei und befördern feinere Sinkstoffe über weite Strecken. An den deutschen Ostseeküsten werden auf diese Weise große Mengen von Sand dauernd bewegt, wobei die Hauptfortschrittsrichtung des wandernden Sandes infolge der vorherrschenden westlichen Winde nach Osten gerichtet ist.

4. Der Gleichgewichtszustand der Sandwanderung und seine Störungen. Die neutrale Linie.

Bei den Versuchen Nr. 11 bis 14 hatte sich gezeigt, daß der Bestand des Strandes an der Seite des Versuchsfeldes, die von der Strömung und den Wellen zuerst getroffen wird, abnimmt. Dadurch geht die Linie des trockenen Strandes zurück, und Landverluste treten ein. Dieser Zustand dauert an, solange keine neuen Zuführungen von Sand stattfinden. Erst wenn der Küstenstrom im Verein mit der strandversetzenden Brandung neue Sandmengen von weiterher heranbringt, bildet sich ein Gleichgewichtszustand aus, und der Strand bleibt erhalten.

Um diese Vorgänge im Modell zu untersuchen, wurden die Versuche Nr. 13 und 14 fortgesetzt, indem Wellen und Küstenstrom wie oben beschrieben erzeugt, gleichzeitig aber dem in das Versuchsfeld eintretenden Küstenstrom Mengen feinen Sandes durch Einstreuen beigegeben wurden. Hierzu wurde ein Trichter aus Zinkblech mit einer kleinen Ausflußöffnung benutzt, der nach Art eines Pendels aufgehängt und in Schwingung versetzt wurde. Der fein gesiebte Sand rieselte aus der Öffnung wie aus einer Sanduhr heraus und wurde infolge der schwingenden Bewegung des Trichters dem strömenden Wasser gleichmäßig verteilt zugeführt. Auf diese Weise konnte die in der Natur meistens stattfindende Zufuhr neuen Sandes von den anschließenden Küstenstrecken nachgeahmt werden.

⁸⁾ Ostsee-Handbuch, Südlicher Teil. Berlin 1911.

⁹⁾ F. W. Otto Schulze, Seehafenbau, Bd. I, S. 182. Berlin 1911. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

¹⁰⁾ Nordsee-Handbuch, Östlicher Teil, 8. Aufl., S. 197. Berlin 1917.

Da aus den vorher gewonnenen Versuchsergebnissen die Menge des verfrachteten Sandes ermittelt werden konnte, war auch für die Zuführung des neuen Sandes ein gewisses Maß gegeben. Bei beiden so fortgesetzten Versuchen und bei einem weiteren dieser Art wich der trockene Strand nicht mehr zurück. Der eingestreute Sand wurde über das ganze Versuchsfeld verfrachtet und war nach dem Versuch an Ablagerungen in den stromab gelegenen Teilen der Rinne zu erkennen. Die während eines der drei Versuche bewegte Sandmasse betrug 30 000 cm³ mit einem Gewicht von 46 kg. Dabei war die Versuchsdauer drei Stunden, in dieser Zeit wurden 10 800 Wellen erzeugt.

Die Menge des verfrachteten Sandes ist abhängig von der Größe und Fortschrittsrichtung der Wellen, von der Stärke der Küstenströmung und von der Beschaffenheit der bewegten Stoffe. Je spitzer der Winkel ist, unter dem die brandenden Wellen die Küste treffen, desto schneller geht die Sandwanderung vor sich. Daraus ergibt sich, daß in der Natur, je nach Lage der Küstenlinie zur vorherrschenden Windrichtung, die Sandwanderung an den einzelnen Küstenstrecken sehr verschiedene Stärke hat. Ein Gleichgewichtszustand kann nur dort eintreten, wo die Wirkungen der Naturkräfte gleichmäßig sind und die benachbarten Küstenstrecken Ersatz für die bewegten Sandmengen liefern. Störungen dieses Gleichgewichtszustandes treten ein, sobald die Strandlinie ihre Richtung merklich ändert. Wird die Sandwanderung in ihrer Fortschrittsgeschwindigkeit vermindert, so treten große Ansammlungen der bewegten Stoffe ein, es bildet sich ein breiter, widerstandsfähiger Strand. Dagegen entstehen Uferabbrüche und Landverluste an den Küstenstrecken, die auf Grund ihrer Streichrichtung stärker von den angreifenden Kräften getroffen werden. An den deutschen Ostseeküsten sind Strecken mit schneller und langsamer Sandwanderung in wechselnder Folge vorhanden.¹¹⁾

Wenn die Uferabbrüche den Verlust wertvollen Landes verursachen, so kann durch den Bau von Buhnen die Sandwanderung aufgehalten und dadurch ein schützender Strand geschaffen werden. Mit Erfolg werden sich aber Buhnenbauten nur an solchen Küstenstrecken ausführen lassen, die von wandernden Sand- oder Sinkstoffmengen erreicht werden. Findet keine Zufuhr von der benachbarten Küste her statt, so werden alle künstlichen Maßnahmen, einen widerstandsfähigen Strand zu schaffen, vergeblich sein.

Bei allen bisher besprochenen Versuchen hat sich ferner gezeigt, daß der Seegrund von den Wellen nur bis zu einer gewissen Tiefe angegriffen wird. Der bewegliche Küstensaum, in dessen Bereich der Sand oder andere Sinkstoffe umgelagert werden, erstreckt sich also nur bis zu dieser Grenze. Auch aus Beobachtungen in der Natur ist das Vorhandensein einer derartigen Grenze, der „neutralen Linie“, bereits festgestellt worden. Die Lage dieser neutralen Linie richtet sich zweifellos nach der Höhe der vorkommenden stärksten Wellen und der Beschaffenheit des Grundes. Zur Untersuchung dieser Frage können die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Versuche nicht als ausreichende Unterlage angesehen werden.

III. Versuche über die zweckmäßige Anlage von Strandbuhnen.

1. Die Buhnenmodelle.

Seit mehreren Jahrzehnten werden an den deutschen Küsten die verschiedensten Bauweisen bei der Anlage von Buhnen angewendet. Den örtlichen Verhältnissen entsprechend hat sich an den einzelnen Küstenstrecken diese oder jene Bauart besonders bewährt und wird infolgedessen vorwiegend gewählt. Es würde den Rahmen dieser Arbeit überschreiten, die vorkommenden Bauarten einzeln im Modell zu untersuchen.

Als Vorbild für die Modelle wurden bei den durchgeführten Versuchen die Buhnen gewählt, die zurzeit an der Küste des Samlandes bei den Orten Georgenswalde und Rauschen von dem Hafenbauamt in Pillau erbaut werden. Sie bestehen aus zwei Reihen von Pfählen, die mit der Neigung 4:1 eingerammt werden. Am oberen Ende der Pfähle beträgt der Abstand der beiden Pfahlreihen 1 m. Der zwischen ihnen entstehende Raum wird zunächst mit kreuzweise verlegten Faschinen 0,5 bis 0,6 m hoch abgedeckt und darüber mit einer Packung aus großen Steinen ausgefüllt. Am Buhnenkopf wird dem Bauwerk durch Gurtungen aus halbrunden Hölzern, die durch eiserne Zuganker miteinander verbunden und unmittelbar über Mittelwasser angebracht sind, größere Widerstandskraft gegen den Angriff der brandenden Wellen gegeben. Mit Rücksicht auf die hohen Kosten, die der Bau flacher, geneigter Buhnenköpfe erfordert, sind diese steil ausgebildet worden. Die Oberkante der Pfahlwände und der Steinpackung liegt 0,3 m über Mittelwasser. Auf dem trockenen Strande wird durch eine Faschinenpackung, die mit Steinen beschwert ist, der Landanschluß hergestellt, der bis an den Fuß des Steilufers hinaufgeführt wird.¹²⁾

¹¹⁾ Heiser, Über die zweckmäßigste Anordnung der äußeren Hafendämme von Seehäfen an sandiger Küste usw., Z. f. Bauw. 1920, S. 677.

¹²⁾ Vergl. Heiser, Uferschutzbauten an der deutschen Ostseeküste, „Die Bautechnik“ 1927, Heft 53, S. 776.

Die Modelle der Buhnen stellen eine Nachbildung dieser Bauwerke im Modellmaßstabe, also 1:100 für die Längen und 1:20 für die Höhen, dar und wurden aus Beton gefertigt. Sie unterscheiden sich von den natürlichen Buhnen wesentlich dadurch, daß sie nicht wasserdurchlässig sind. Auf die dadurch entstehenden, von der Natur abweichenden Wirkungen wird bei der Besprechung der Versuche noch einzugehen sein.

Die Ergebnisse aus den Versuchen mit den hier gewählten Buhnenmodellen können nur auf solche Buhnenbauten zuverlässig übertragen werden, die in ihrer Bauweise nicht wesentlich von den beschriebenen Vorbildern abweichen. Besonders dürften bei den sehr flachen Buhnen, die an der Nordsee üblich sind, manche Wirkungen der Naturkräfte eintreten, die bei dieser Versuchsarbeit nicht ermittelt werden konnten. Auch die besonderen Verhältnisse an den Küsten der Nordsee, die ständig wechselnden Wasserstände und die regelmäßig sich ändernde Strömungsrichtung infolge der Gezeiten sind bei den folgenden Versuchen nicht in den Kreis der Betrachtungen einbezogen worden.

2. Die zweckmäßige und erforderliche Buhnenlänge.

Unter Buhnenlänge soll das Maß der Buhne vom Kopf bis zur Linie des trockenen Strandes bei Mittelwasser verstanden werden. Die Landanschlüsse, deren Länge sich nach den örtlichen Verhältnissen richtet und sehr verschieden sein kann, sollen in dem Maß der Buhnenlänge nicht enthalten sein.

Das Maß der Buhnenlänge ändert sich, sobald neuerbaute Buhnen zu wirken beginnen. Infolge der Sandablagerung in den Buhnenfeldern rückt die Linie des trockenen Strandes allmählich wasserwärts vor, die Entfernung vom Buhnenkopf bis zum trockenen Strande wird geringer. Dieser Umstand muß bei dem Entwurf bereits berücksichtigt werden, weil die Buhnen auch in späterer Zeit, wenn sich ein breiter und widerstandsfähiger Strand ausgebildet hat, die Erhaltung dieses Strandes gewährleisten sollen. Die erstrebte Linie des trockenen Strandes bei Mittelwasser wird in den folgenden Ausführungen als „Soll-Linie“ des Strandes und entsprechend das Maß vom Buhnenkopf bis zu dieser Linie als „Soll-Länge“ der Buhnen bezeichnet werden.

Die bisher beschriebenen Versuche haben gezeigt, daß eine lebhaft seitliche Sandbewegung in erster Linie am oberen Rande des nassen Strandes und auf den Riffen stattfindet. Seewärts von den Riffen werden die Bestandteile des Grundes vom Boden losgelöst und auf den höher gelegenen Strand hinaufgeworfen, wo sie dann an der seitlichen Verfrachtung teilnehmen.

Da die Aufgabe der Strandbuhnen in der Hemmung der Sandwanderung zu erblicken ist, muß die Buhnenlänge der Breite des in lebhafter Bewegung befindlichen Strandgürtels entsprechend gewählt werden. Je nach den örtlichen Verhältnissen und der Größe der angreifenden Naturkräfte ist an den einzelnen Küstenstrecken die Breite des Strandgürtels mit starker Sandwanderung verschieden. Die größte Ausdehnung muß der bewegliche Küstensaum an den Stellen haben, die häufig von besonders hohen Wellen getroffen werden. Auch an einer einzelnen, bestimmten Küstenstrecke ist die Breite der Sandwanderungszone je nach der gerade herrschenden Richtung und Stärke von Wind und Wellen verschieden. Wie im vorigen Abschnitt bereits gezeigt wurde, ist das Vorhandensein mehrerer Riffe hintereinander auf die Wirkung von Wellen verschiedener Höhe, die zeitlich getrennt voneinander auftreten, zurückzuführen. Die in tiefem Wasser liegenden äußersten Riffe sind unter der Einwirkung sehr hoher, selten vorkommender Wellen entstanden und geraten auch nur bei starker Brandung wieder in Bewegung. Eine häufig vorhandene Sandbewegung wird jedoch bis zu dem Riffe auftreten, dessen Entstehung auf eine Brandung von ebenfalls oft vorkommender Höhe zurückzuführen ist.

An den deutschen Ostseeküsten sind Wellen von mehr als 2 m Höhe selten, dagegen sind Brandungswellen, deren Höhe sich zwischen 1 und 2 m bewegt, häufiger anzutreffen. Eine starke Sandbewegung ist daher an diesen Küsten bis zu dem Riff zu suchen, das meistens in etwa 100 m Entfernung vom trockenen Strande in etwa 1,5 m Wassertiefe liegt. Werden die Buhnen bis auf dieses Riff vorgestreckt, so werden genügende Sandmengen in die Buhnenfelder gelangen, wenn überhaupt eine lebhaft Strandverfrachtung an der betreffenden Küstenstrecke herrscht.

Je weiter die Buhnen seewärts geführt werden, desto größer kann ihr gegenseitiger Abstand sein, und desto weniger Buhnen sind zum Schutze einer bestimmten Küstenstrecke erforderlich. Die Entscheidung über das zweckmäßigste Verhältnis zwischen der Buhnenlänge und Anzahl der zu erbauenden Buhnen ist eine Frage der Wirtschaftlichkeit. Nach den Erfahrungen an den Küsten der Ostsee erfordern die Bauten unverhältnismäßig hohe Kosten, wenn sie über die 2-m-Tiefenlinie hinaus vorgestreckt werden. Nach den obigen Ausführungen ist es auch nicht erforderlich, in größere Wassertiefen zu gehen. Besondere örtliche Verhältnisse können allerdings Veranlassung geben, von dieser Regel abzuweichen.

3. Die Strömungen in Bühnenfeldern und ihre Abhängigkeit von den Bühnenabständen.

Zur Untersuchung der Strömungserscheinungen in den Bühnenfeldern wurde der Modellstrand wie bei den bisher beschriebenen Versuchen mit gleichmäßiger Neigung von 1:13, entsprechend einer Strandneigung von 1:65 in der Natur, im Versuchsgerinne hergestellt. Auf diesen Strand wirkte die Brandung von 3,4 cm hohen Wellen. Nach zwei Stunden, in denen 7200 Wellen erzeugt wurden, hatte sich der Strand so geändert, daß seine Neigungen denen eines natürlichen Strandes entsprachen. Ein Riff war entstanden, dessen Lage und Gestalt sich gegen Ende der angegebenen Zeit nicht mehr merklich änderte.

In dieser Gestalt wurde der Strand für die Versuche Nr. 16 bis Nr. 26 belassen. Nacheinander wurden die Modellbühnen mit verschiedenen gegenseitigen Abständen und winkelrecht zur Strandlinie eingebaut. Abb. 17 zeigt zum Beispiel den Tiefenplan des Strandes nach der zwei-stündigen Einwirkung der Brandungswellen mit drei Modellbühnen, deren Abstand der 1,5fachen Bühnenlänge entspricht.

Nach dem jeweiligen Einbau der Bühnen in einem gewissen gegenseitigen Abstände wurde eine Strömung in der Rinne erzeugt, deren Geschwindigkeit im freien Wasser vor den Bühnenköpfen 0,25 m/Sek. betrug. Zur Festlegung der Strömungsvorgänge in den Bühnenfeldern wurden Papierschnitzel auf die Wasseroberfläche gestreut und diese mit Hilfe eines photographischen Apparates, der lotrecht über der Mitte des Versuchsfeldes aufgestellt war, aufgenommen. Die Belichtungszeit betrug etwa 10 bis 15 Sek. In dieser Zeit legten die einzelnen Papierschnitzel Wege zurück, die auf der Lichtbildaufnahme als weiße Striche erscheinen

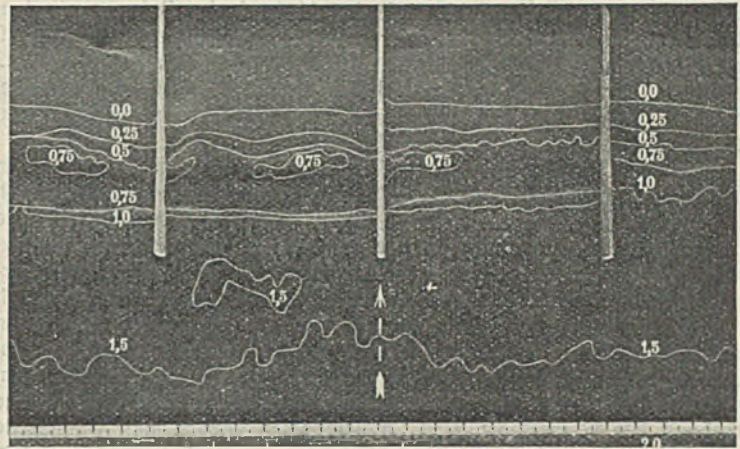


Abb. 17. Tiefenplan des Modellstrandes während der Versuche Nr. 16 bis 26.

und die Stromlinien darstellen. Um möglichst deutliche Stromlinien auf den Lichtbildern zu erhalten, wurde das Wasser rot gefärbt; es erscheint daher auf den Aufnahmen undurchsichtig und dunkel.

Eine Anzahl der nach diesem Verfahren hergestellten Strömungsbilder zeigen Abb. 18 bis 23. Während bei dem Versuch, dessen Ergebnis

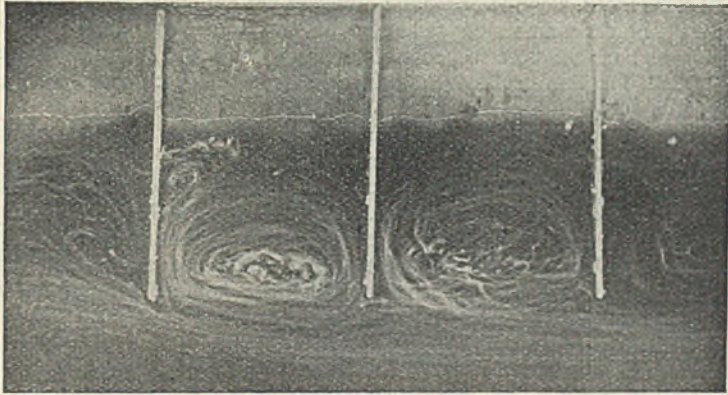


Abb. 18.

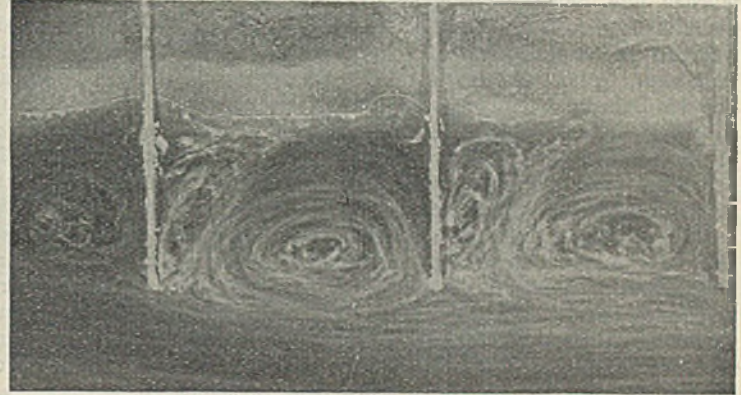


Abb. 19.

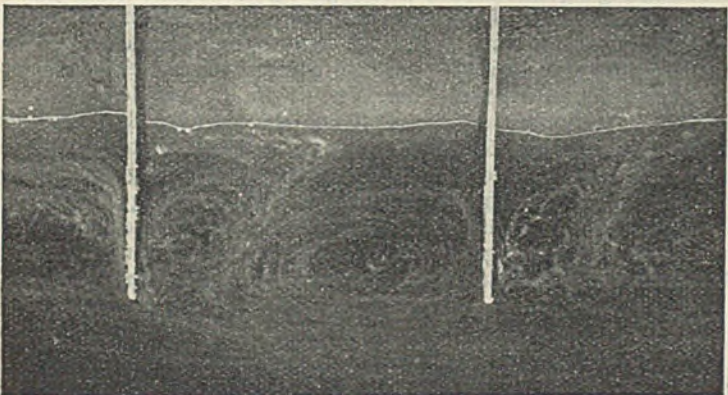


Abb. 20.

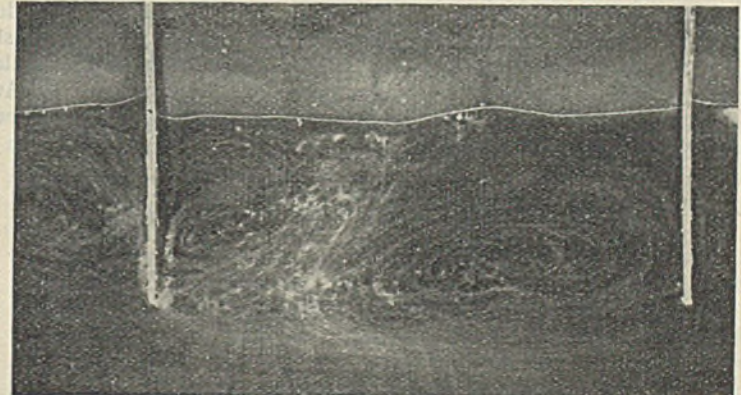


Abb. 21.

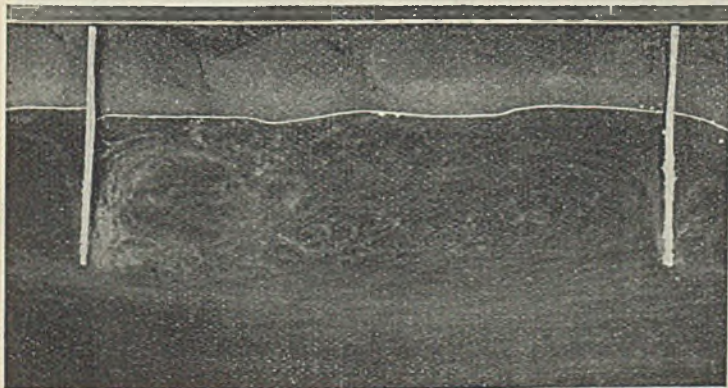


Abb. 22.

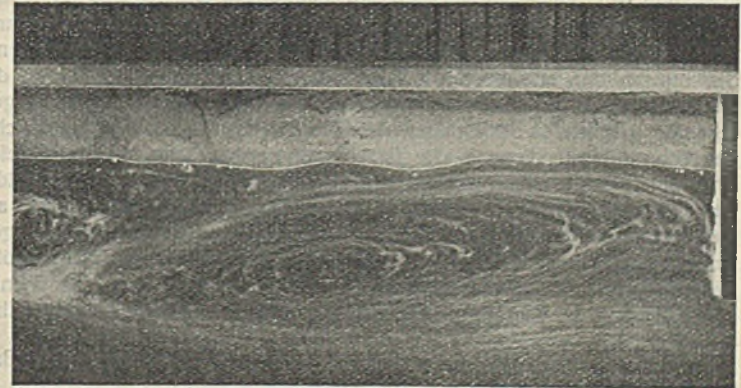


Abb. 23.

Abb. 18 bis 23. Strömungen in Bühnenfeldern.

durch Abb. 18 veranschaulicht wird, der Abstand der Bühnen mit dem Maß der Bühnenlänge übereinstimmt, hat der Bühnenabstand in Abb. 19 das 1,5fache, in Abb. 20 das 2fache, in Abb. 21 das 3fache, in Abb. 22 das 4fache und endlich in Abb. 23 das 6fache Maß der Bühnenlänge. Bei allen Abbildungen bewegt sich die Strömung vor den Bühnenköpfen von der linken nach der rechten Bildseite.

Aus den Aufnahmen geht hervor, daß die an den Bühnenköpfen entlangstreichende Strömung die Entstehung von Wasserwalzen veranlaßt, die die Bühnenfelder ausfüllen. Diese Wasserwalzen sind auf die Umwandlung der Strömungsenergie in andere Energieformen zurückzuführen. Das strömende Wasser hat, sobald es an dem stromauf gelegenen Bühnenkopf vorbeigeflossen ist, das Bestreben, den sich plötzlich erweiternden Raum auszufüllen, indem sich die einzelnen Wasserfäden auseinanderziehen. Dabei wird Geschwindigkeit eingebüßt und die Einbuße an Strömungsenergie teilweise durch Energie der Lage ersetzt. Am unterstrom gelegenen Ende des Bühnenfeldes bildet sich eine geringe Erhebung des Wasserspiegels.¹³⁾ Infolgedessen fließen nun Wasserteile an der Uferlinie entlangstreichend nach der stromauf liegenden Bühne zurück. Ihre Strömungsrichtung ist also der vor der Streichlinie der Bühnen herrschenden Hauptströmung entgegengerichtet. Diese zurückströmenden Wasserteile werden, von der oberen Bühne am Weiterfließen in der eingeschlagenen Richtung behindert, abermals umgelenkt und gelangen zum Teil in die Hauptströmung zurück, zum Teil beginnen sie wiederum den Kreislauf der Wasserwalze. An der Trennungsfläche der gegeneinander gerichteten Strömungen des landseitigen und wasserseitigen Teiles der Walze finden unregelmäßige Ablösungen einzelner Wasserteile statt, die kleine Walzen mit lotrechter Achse bilden. Da alle diese Wasserteilchen ihre Bewegungsrichtung geändert haben, müssen sie von dem vorbeifließenden Wasser wieder beschleunigt werden. Dabei wird fortwährend Strömungsenergie eingebüßt und in andere Energieformen umgewandelt. Auch die aus der Walzenbewegung in die Hauptströmung vor den Bühnenköpfen zurücktretenden Wasserteile müssen von der Hauptströmung unter Verlust von Strömungsenergie wieder beschleunigt werden. In den rechten Winkeln zwischen dem Strande und den Bühnen bilden sich unter dem Einfluß der Hauptwalze außerdem kleinere Nebenwalzen, deren Drehsinn dem der Hauptwalze entgegengesetzt ist.

Die Entstehung der Wasserwalzen in den Bühnenfeldern ist in erster Linie der Anlaß zur gewünschten Ablagerung von Sand und anderen Sinkstoffen, da infolge der Einbuße an Strömungsenergie die Schleppkraft vermindert wird. Die Ablösungen der Wasserteilchen bewirken einen dauernden Austausch von Wassermengen zwischen der Küstenströmung und den Walzen. Immer neue Wassermengen gelangen daher in die Bühnenfelder hinein und führen ihnen neue Sinkstoffe zu.

Aus einem Vergleich der Strömungsbilder (Abb. 18 bis 23) ergibt sich, daß die Gestalt und Lage der einzelnen Wasserwalzen sich mit dem gewählten Verhältnis zwischen Bühnenlänge und Bühnenabstand ändert. Solange dieses Verhältnis nicht größer als 1:2 gewählt wird, bilden sich einheitliche Hauptwalzen aus, die fast das ganze Bühnenfeld ausfüllen. Bei größeren Bühnenabständen gewinnen die Nebenwalzen an Ausdehnung, und die Ablösungen zwischen der Hauptwalze und den Nebenwalzen werden unregelmäßiger.

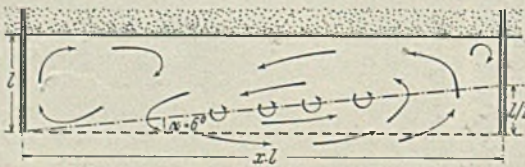


Abb. 24. Strömungen in einem Bühnenfelde.

Die für den Bühnenbau sehr wichtige Frage, bis zu welchem größten Abstände die Bühnenfelder noch vollständig mit Walzen ausgefüllt sind, so daß im ganzen Bühnenfelde die Strömungsenergie und die Schleppkraft des Wassers vermindert wird, läßt sich auf Grund der aufgenommenen Strömungsbilder entscheiden. Aus den Aufnahmen, besonders aus den Abb. 20 bis 23, ist zu entnehmen, daß die Trennungsfläche der gegeneinander gerichteten Strömungen der Hauptwalze, die auch als Längsachse der Grundrißfigur dieser Walze bezeichnet werden kann, mit der Streichlinie der Bühnen einen Winkel von etwa 6° bildet¹⁴⁾. Alle Stromfäden wasserwärts dieser Linie fließen in der Richtung des Küstenstromes, alle landwärts von dieser Linie befindlichen Stromfäden haben die entgegengesetzte Strömungsrichtung. Solange der Bühnenabstand nicht größer bemessen wird, daß die vom Kopf der oberen Bühne unter dem Winkel von 6° oder der Neigung 1:9 zur Streichlinie gedachte Trennungslinie

¹³⁾ R. Winkel, Hydromechanische Energieumwandlung, „Die Bautechnik“ 1926, Heft 31, S. 454.

¹⁴⁾ Dieses Ergebnis steht in Übereinstimmung mit anderen Beobachtungen bei Ablösungsvorgängen [vergl. die Fußnote ¹³⁾].

der Stromfäden die Mitte der unteren Bühne, soweit sie auf dem nassen Strande liegt, trifft, muß das ganze Bühnenfeld mit Wasserwalzen ausgefüllt sein und auch im ganzen Bühnenfelde Energie umgesetzt werden. Den Grenzzustand zeigt Abb. 24. Die Trennungslinie der Stromfäden ist in Abb. 24 durch eine strichpunktierte Linie und die Streichlinie der Bühnen durch eine gestrichelte Linie gekennzeichnet worden. Bezeichnet α den Winkel zwischen diesen beiden Linien, l die Bühnenlänge und x l das als Bühnenabstand gewählte Vielfache der Bühnenlänge, so ist nach Abb. 24

$$\begin{aligned} \operatorname{tg} \alpha &\approx \frac{\frac{l}{2}}{x l} = \frac{1}{2x} \\ x &\approx \frac{1}{2(\operatorname{tg} \alpha)}, \end{aligned}$$

und da $\alpha \approx 6^\circ$, also $\operatorname{tg} \alpha \approx 0,1$ ist, ergibt sich

$$x \approx 5.$$

Der größte zulässige Bühnenabstand würde also durch die 5fache Bühnenlänge gegeben sein, wenn nur Strömungen auf die Bühnenfelder wirken würden. Abb. 23 zeigt die Strömungen zwischen zwei Bühnen, deren Abstand dem 6fachen Maß der Bühnenlänge entspricht. Auf diesem Bilde ist die oberstrom gelegene Bühne nicht mehr sichtbar, sie liegt unmittelbar außerhalb des linken Randes der Aufnahme. Das Ergebnis der obigen Rechnung wird durch diese Aufnahme bestätigt, der Küstenstrom tritt bei diesem Abstand in das Bühnenfeld vor der unteren Bühne ein, und die Walzen füllen nicht mehr den gesamten Raum zwischen den Bühnen aus.

Der oben errechnete Höchstwert für den zulässigen Bühnenabstand ergibt sich jedoch, wenn lediglich die Einflüsse der Strömung berücksichtigt werden. In der Natur sind außerdem andere Kräfte am Werke, deren Wirkungen noch zu untersuchen sind. Dabei wird das hier ermittelte Höchstmaß für den zulässigen Bühnenabstand eingeschränkt werden müssen.

Weitere Strömungsaufnahmen wurden von Versuchen angefertigt, bei denen die Bühnenmodelle unter einem Winkel von etwa 75° gegen die Strandlinie geneigt und sowohl gegen die Strömung wie auch mit der Strömung weisend eingebaut waren. Die dabei entstehenden Wasserwalzen wichen von den oben besprochenen nicht wesentlich ab. Da in der Natur die Anlage geneigter Bühnen der vorkommenden wechselnden Strömungsrichtungen wegen auch nicht in Frage kommt, soll auf diese Versuche hier nicht näher eingegangen werden.

4. Die Sandablagerungen in Bühnenfeldern infolge des Küstenstromes.

Die weiteren Versuche Nr. 27 bis 34 dienten der Beobachtung der Sandbewegungen und Sinkstoffablagerungen, die von der Küstenströmung in den Bühnenfeldern verursacht werden. Nachdem ein Strand von gleichmäßiger Neigung 1:13, wie bei früheren Versuchen, in der Rinne hergestellt worden war, geschah der Einbau der Modellbühnen, wobei der Bühnenabstand bei dem Versuch Nr. 27 mit dem Maß der Bühnenlänge übereinstimmend gewählt und bei den folgenden Versuchen auf das 2-, 3-, 4- und 5fache Maß der Bühnenlänge gesteigert wurde.

Um eine lebhafte und deutlich sichtbare Sandbewegung zu erhalten, wurde bei diesen Versuchen eine starke Strömung erzeugt, deren Geschwindigkeit v wasserwärts von der Streichlinie der Bühnen 0,4 m/sek. betrug. Diese Strömungsgeschwindigkeit entspricht nach den Modellmaßstäben einer Geschwindigkeit des Küstenstromes in der Natur von

$$V = 4,472 v = 1,8 \text{ m/sek.},$$

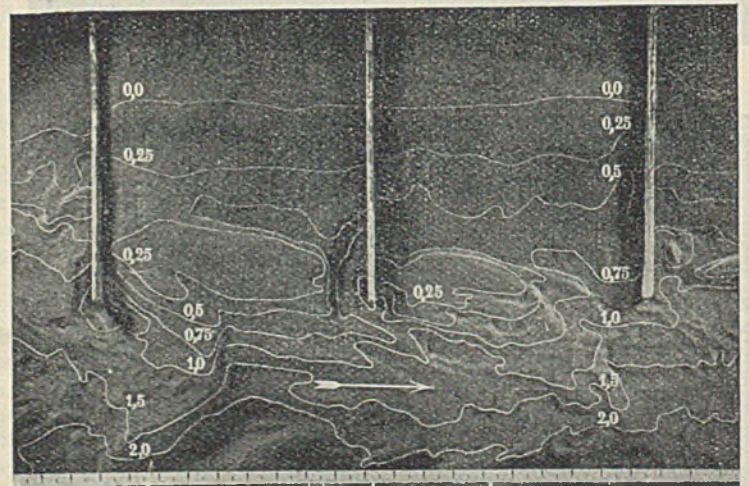


Abb. 25. Tiefenplan des Strandes nach Abschluß des Versuches Nr. 28.

also von etwa 3,5 Seemeilen in der Stunde. Ein Küstenstrom mit dieser Geschwindigkeit kommt in der Natur nur sehr selten vor. Da aber der Sand in der Versuchsrinne nicht den Modellmaßstäben entsprechend verkleinert werden kann, so läßt sich die Wahl einer verhältnismäßig sehr großen Strömungsgeschwindigkeit in diesem Falle wohl rechtfertigen.

Während der Versuche mußte der Küstenstrom mit Sinkstoffen versehen werden, die in der Natur von den benachbarten Küstenstrecken herangeführt werden. Zu diesem Zwecke wurde fein gesiebter, trockener Sand mit Hilfe des oben bereits erwähnten schwingenden Trichters in das strömende Wasser eingestreut. Die hierzu gewählte Stelle lag bei allen Versuchen etwa 1 m oberhalb der am weitesten oberhalb gelegenen Buhne.

Jeder Versuch dauerte vier Stunden. Nach dieser Zeit wurde die Rinne jedesmal langsam entleert und ein Tiefenplan durch Auslegen von Baumwollfäden nach dem oben erwähnten Verfahren hergestellt. Den Tiefenplan des Strandes nach Beendigung des Versuches Nr. 28 zeigt Abb. 25. Als Buhnenabstand war bei diesem Versuch die 1,5fache Buhnenlänge gewählt worden. Das Ergebnis des Versuches Nr. 31, bei dem die 5fache Buhnenlänge als Abstand der Buhnen vorhanden war, wird durch den Tiefenplan der Abb. 26 veranschaulicht.

Während der Versuche konnte die Sandbewegung deutlich beobachtet und dabei festgestellt werden, daß die Ablagerungen zwischen den Buhnen auf zweifache Weise entstehen. Die feinen Sinkstoffe, die schwebend von dem Küstenstrom herangeführt werden, folgen den Oberflächenströmungen,

Strandes stromauf geneigt eingebaut waren. Als Ergebnis dieser Versuche konnte festgestellt werden, daß die Sandablagerungen in den Buhnenfeldern stärker und einheitlicher waren. Trotzdem kommt die Anlage derartiger Buhnen an den Küsten der See kaum in Frage, weil, wie bereits erwähnt, die Richtung der Strömungen in der Natur wechselt. Selbst wenn eine bei weitem vorherrschende Strömungsrichtung an irgend einer Küstenstrecke vorhanden sein und daher die Anlage stromauf geneigter Buhnen empfehlenswert erscheinen sollte, ist zu bedenken, daß starke Eingriffe in den Gleichgewichtszustand der Sandwanderung an anderer Stelle unangenehme Folgen haben. Auf diese Erscheinungen wird am Schluß der vorliegenden Ausführungen noch näher eingegangen werden.

5. Der zweckmäßigste Buhnenabstand mit Rücksicht auf die Gesamtwirkung der Naturkräfte.

An der See werden die Sandbewegungen nicht nur von den Strömungen, sondern auch sehr stark von den brandenden Wellen beeinflusst, wie oben bereits gezeigt wurde. Von der vollen Auswirkung der Buhnen läßt sich ein vollständiges Bild erst gewinnen, wenn die Einflüsse der Strömungen und Wellen gemeinsam untersucht werden. Bei den weiteren Versuchen Nr. 35 bis 42 wurden daher außer einem Küstenstrom, dessen Geschwindigkeit 0,16 m/Sek. betrug, Wellen von 3,4 cm Höhe erzeugt. Gleichzeitig wurden dem Küstenstrom feine Sinkstoffe durch Einstreuen von Sand zugeführt. Vor Beginn jedes einzelnen Versuches wurde der Modellstrand mit gleichmäßiger Neigung 1 : 13 hergerichtet.

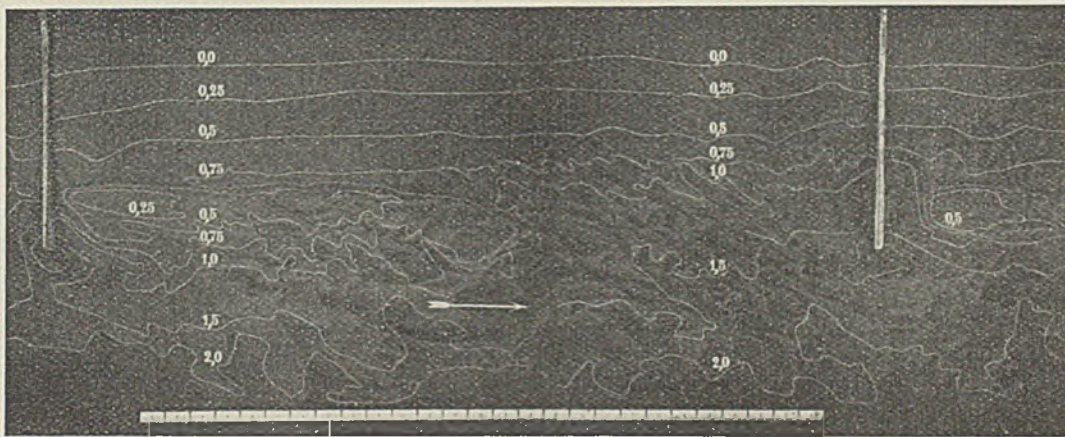


Abb. 26. Tiefenplan des Strandes nach Abschluß des Versuches Nr. 31.

die durch Abb. 18 bis 24 dargestellt worden sind. Sie dringen zunächst in die unterstrom gelegenen Teile der Buhnenfelder ein und lagern sich im ganzen Bereich der Wasserwalzen ab. Der Niederschlag dieser Sinkstoffe ist also der Energieumwandlung in den Buhnenfeldern zu verdanken. Auf dem Tiefenplan (Abb. 25) sind die Ablagerungen feinen Sandes fast bis zum trockenen Strande hinauf zu erkennen. Im Laufe der vierstündigen Versuche trat infolge dieser Ablagerungen eine Erhöhung des nassen Strandes ein, die stellenweise mehrere Millimeter betrug. Bei längerer Ausdehnung derartiger Versuche würde die Anreicherung des Strandes noch weitere Fortschritte machen.

Gleichzeitig gelangen, von der Strömung am Grunde fortbewegt, gröbere Sinkstoffe und Sandkörner ebenfalls in die Buhnenfelder hinein. Die Wege dieser Sandwanderung zeigen, daß die Strömung am Grunde nicht genau mit der Oberflächenströmung übereinstimmt. Vom Kopfe der oberstrom gelegenen Buhne her dringen die Stromfäden der Grundströmung in die Buhnenfelder ein und bilden landwärts von der Streichlinie durch Ablagerung des mitgeführten Sandes einen Rücken, der sich über die ganze Länge der Buhnenfelder erstreckt. Der auf diesem Wege abgelagerte Sand stammt zum Teil aus den Kolken, die unmittelbar vor den Buhnenköpfen entstehen, zum anderen Teil von den Sandmengen, die in der Nähe der Streichlinie wandern.

Wie der Tiefenplan (Abb. 26) erkennen läßt, sind bei dem Buhnenabstande von der 5fachen Buhnenlänge die Sandablagerungen nicht mehr einheitlich. Vom Kopfe der oberen Buhne her hat sich zwar wieder ein breiter Rücken aus größerem Geschiebe in das Feld hinein geschoben, auch vor der unteren Buhne ist feiner Sand eingedrungen, dazwischen ist jedoch ein Raum vorhanden, dessen Grund von der Strömung angegriffen worden ist. Der unregelmäßige Verlauf der Tiefenlinien vor der unterstrom gelegenen Buhne landwärts der Streichlinie und die dort entstandenen Riffe lassen erkennen, daß sich der Sand an dieser Stelle in lebhafter Bewegung befunden hat und aus dem Buhnenfelde herausgeführt wurde. Bei geringeren Buhnenabständen war diese Wirkung der Strömung, die für den Bestand des Buhnenfeldes schädlich ist, nicht eingetreten.

In gleicher Weise wurden Versuche durchgeführt, bei denen die Modellbuhnen unter einem Winkel von etwa 75° zur Linie des trockenen

Bei dem Versuch Nr. 35 wurde die 1,5fache, bei dem Versuch Nr. 36 die 3fache Buhnenlänge als Buhnenabstand gewählt. Beide Versuche dauerten drei Stunden. Während dieser Zeit wurden 10 800 Wellen erzeugt, die lotrecht zur Strandlinie aufliefen. Als Ergebnis dieser Versuche konnte festgestellt werden, daß der vom Küstenstrom in die Buhnenfelder hineingebrachte Sand sich nicht allein im Bereiche der dort entstehenden Wasserwalzen ablagerte, sondern von den brandenden Wellen zum großen Teile weiter auf den Strand hinaufgeworfen wurde. Zwischen den einzelnen Buhnen zeigte sich außerdem die aus den früheren Versuchen bekannte Riffbildung.

Auch bei den weiteren Versuchen Nr. 38 bis 42 wurde dem Küstenstrom feiner Sand durch Einstreuen zugeführt, der Strom selbst aber so verstärkt, daß seine Geschwindigkeit wasserwärts von der Streichlinie der Buhnen 0,25 m/Sek. betrug. Nach dem Modellmaßstabe wird dadurch ein Küstenstrom in der Natur mit etwas über zwei Seemeilen in der Stunde dargestellt. Außerdem wurden bei diesen Versuchen Wellen von 3,4 cm Höhe im Modell, die einer Wellenhöhe von etwa 0,7 m in der Natur entspricht, erzeugt. Infolge Schrägstellung des Wellenerzeugers bildeten die auf den Strand laufenden Wellenkämme im Augenblick der Brandung einen Winkel von 20° mit der Strandrichtung.

Die Ergebnisse dieser Versuche werden durch die Abb. 27 bis 31 erläutert. Sie geben die Tiefenpläne des Strandes wieder, die nach der Beendigung jedes Versuches aufgenommen wurden. Auf allen diesen Abbildungen ist eine dunkle Linie in der Nähe der weißen, mit 0,0 bezeichneten Tiefenlinie erkennbar. Sie bezeichnet die Grenze des nassen Strandes vor Beginn der einzelnen Versuche.

Während der Versuche konnte beobachtet werden, daß die Strömungen in den Buhnenfeldern verwickelter werden, sobald die Wellen unter einem spitzen Winkel auf den zwischen den Buhnen liegenden Strand treffen. Wie aus den Beobachtungen und Aufnahmen der Strömungen (Abb. 18 bis 24) entnommen werden konnte, veranlaßt die Küstenströmung die Entstehung von Wasserwalzen in den Buhnenfeldern. Infolgedessen hat das Wasser unmittelbar am Strande eine Strömungsrichtung, die der Richtung des Küstenstromes entgegengesetzt ist. Durch die Grundströmungen in den Buhnenfeldern wird in unmittelbarer Nähe des trockenen

Strandes diese stromauf gerichtete Bewegung des landseitigen Teiles der Hauptwalze nicht merklich gestört. Sobald nun die Brandungswellen unter einem spitzen Winkel in das Bühnenfeld hineingelangen, werden die von jeder Welle auf den Strand geworfenen Wassermassen von der unterstrom oder leewärts zur Windrichtung gelegenen Bühne am weiteren Voreilen in der Ankunftsrichtung behindert. Sie können nicht auf parabel-förmigen Bahnen seitlich zurückfluten. Dadurch entsteht ein Aufstau von Wasser in dem Winkel zwischen der unteren Bühne und dem Strande. Die angestaute Wassermenge fließt nach der Mitte des Bühnenfeldes hin ab, verstärkt also die gegen die Hauptströmung gerichtete Fließbewegung der Hauptwalze. Dagegen sind die Brandungswellen, die im mittleren Teile des Bühnenfeldes, von den Bauwerken nicht behindert, auf den Strand auflaufen, bestrebt, wie an einer freien Küstenstrecke ohne künstliche Einbauten, seitlich abwandernd zurückzufluten und eine Strömung hervorzurufen, die zu den oben erwähnten entgegengesetzt gerichtet ist. Auch diese Strömungsart wird von der unteren Bühne in ihrer vollen Auswirkung behindert.

Je nach den gewählten Bühnenabständen treten die einzelnen Strömungen mit verschiedener Stärke auf und üben daher auch verschiedenartige Gesamtwirkungen aus. Bei der Betrachtung der Versuchsergebnisse, die durch die Tiefenpläne (Abb. 27 bis 31) erläutert werden,

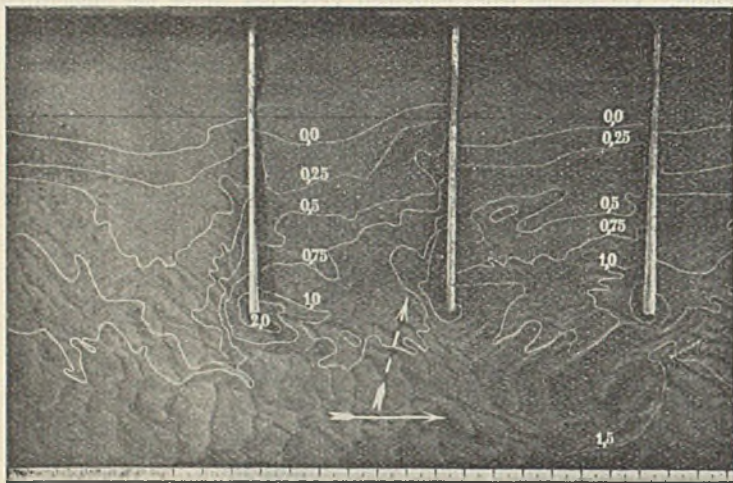


Abb. 27. Tiefenplan des Strandes nach Abschluß des Versuches Nr. 38.

ist die ungleiche Auswirkung der Strömungen an der Art der Sandablagerungen deutlich erkennbar. Abb. 27 zeigt den Zustand des Strandes nach der Beendigung des Versuches Nr. 38, bei dem der Bühnenabstand mit der Bühnenlänge übereinstimmte. Bei diesem geringen Bühnenabstande bildet der Küstenstrom in den Bühnenfeldern sehr einheitliche Walzen aus, und die am Strande gegen die Hauptstromrichtung laufenden Nehrströme werden noch durch den Aufstau der Wassermengen, die von der Brandung in die Winkel zwischen dem Strande und den Bühnen geworfen und ebenfalls nach oberstrom abgelenkt werden, bedeutend verstärkt. Die Folgen dieses starken Nehrstromes zeigen sich in dem Verlaufe der Tiefenlinien. Sandablagerungen sind in erster Linie in den oberstrom gelegenen Teilen der Bühnenfelder erfolgt, hier sind die Tiefenlinien wasserwärts vorgerückt. Dagegen hat der Bestand des Strandes vor den unteren Bühnen im zweiten Felde nur wenig zugenommen, im ersten Felde sogar abgenommen, wie aus dem Zurückweichen der Schichtlinie 0,0 hinter die entsprechende Tiefenlinie (dunkle Linie in Abb. 27), die vor dem Beginn des Versuches vorhanden war, zu erkennen ist. Auch aus dem Tiefenplan (Abb. 28), der nach Abschluß des Versuches Nr. 39 aufgenommen wurde, ist diese überwiegende Wirkung der beiden gleichlaufenden Strömungsarten noch zu bemerken. Bei diesem Bühnenabstande von der 1,5fachen Bühnenlänge finden sich ebenfalls die größeren Mengen abgelagerten Sandes in der Nähe der oberen Bühnen.

Bei weiteren Bühnenabständen von der 2fachen oder 3fachen Bühnenlänge verliert die am Strande entlangstreichende Nehrströmung ihren überwiegenden Einfluß, wie aus den Tiefenplänen der entsprechenden Versuche (Abb. 29 u. 30) hervorgeht. Während dieser Versuche konnte keine seitliche Bewegung des auf den Strand hinaufgeworfenen Wassers festgestellt werden, die wandernden Sinkstoffe und Sandkörner wurden den Bühnenfeldern ziemlich gleichmäßig zugeführt und abgelagert.

Ein weiterer Versuch, bei dem etwa die 5fache Bühnenlänge als Abstand gewählt wurde, zeigte eine andere Bewegung des Sandes. Die schräg auflaufenden Brandungswellen strömten wie an einem Strande ohne Bühnen in parabelförmigen Bahnen seitlich abwandernd zurück und riefen dadurch eine mit der Küstenströmung gleichgerichtete Bewegung des Wassers am Ufer hervor. Daraus erklärt sich die im Tiefenplan (Abb. 31) erkennbare starke Verfrachtung des Sandes nach der unteren Bühne hin.

Die Energie umwandelnden Wasserwalzen sind unter dem stärkeren Einfluß der strandversetzenden Brandung nicht mehr zur Wirkung gekommen. Für den Bestand des Bühnenfeldes muß diese Abwanderung des Sandes schädliche Folgen haben.

Als Ergebnis dieser Versuche darf zusammenfassend gesagt werden, daß das Maß des größten zulässigen Bühnenabstandes, das auf Grund der Wirkung des Küstenstromes allein als 5fache Bühnenlänge festgestellt worden war, nicht aufrecht erhalten werden kann, da die gleichzeitig auftretende Brandung teilweise entgegengesetzte Wirkungen ausübt. Als zweckmäßige Bühnenabstände können nach den obigen Ausführungen die 2- bis 3fachen Maße der Bühnenlänge gelten, geringere Abstände scheinen nicht erforderlich, größere Abstände dagegen nicht zulässig zu sein.

Allerdings können diese Angaben nicht als überall gültige Regeln betrachtet werden. Wie aus der obigen Beschreibung der Versuche Nr. 38 bis 42 geschlossen werden kann, müssen die Wirkungen der gleichzeitig auftretenden Kräfte je nach dem Stärkeverhältnis der Einzelkräfte verschieden ausfallen. Kommen an einer Küstenstrecke besonders starke Strömungen und nur geringe Brandungswellen vor, so ist damit eine verhältnismäßig kräftige Nehrströmung in den Bühnenfeldern verbunden. In diesem Falle dürfen die Bühnenabstände größer gewählt werden als an Küsten mit verhältnismäßig hoher Brandung. Ferner dürfen an Küsten-

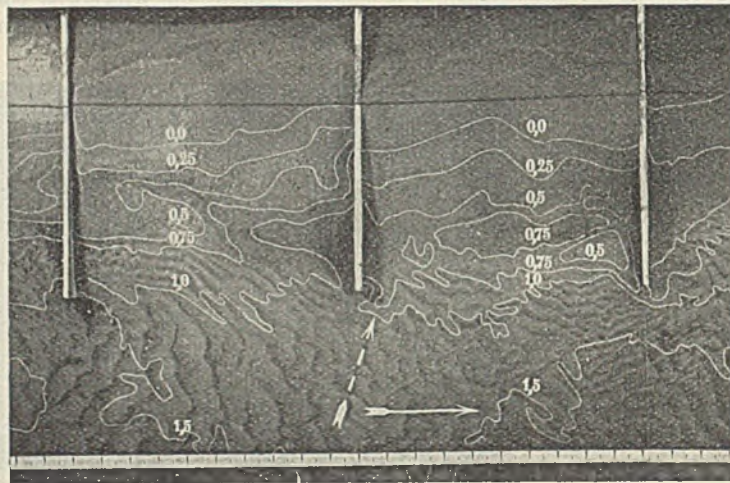


Abb. 28. Tiefenplan des Strandes nach Abschluß des Versuches Nr. 39.

strecken, die durch eine sehr starke Sandwanderung ausgezeichnet sind, weite Bühnenabstände gewählt werden, da in diesem Falle eine geringere Wirkung der Bauwerke schon genügt, den Strand in dem gewünschten Maße zu verbreitern.

Bei dem Entwurf neuer Bühnenbauten müssen die Bühnenabstände so gewählt werden, daß die hier als zweckmäßig ermittelten Verhältnisse zwischen der Länge und dem Abstände auf die Soll-Längen der Bühnen bezogen werden, damit die Brandung auch nach Erzielung der gewünschten Strandverbreiterung keine schädlichen Wirkungen für den Bestand des zwischen den Bühnen liegenden Strandes ausüben kann.

Durch Beobachtungen an ausgeführten Bühnengruppen konnten die bei den Versuchen festgestellten Strömungserscheinungen nachgeprüft und übereinstimmend gefunden werden. An der Küste des Samlandes sind an verschiedenen Stellen Bühnen erbaut worden, deren Abstände, bezogen auf die jetzt vorhandenen Längen der Bühnen auf dem nassen Strande, stark wechseln. Zum Beispiel entsprechen die Abstände der Bühnen bei Georgenswalde zurzeit dem 1,3fachen, der Abstand von zwei Bühnen bei Rauschen etwa dem 4fachen, die Bühnenabstände bei Cranz dem 3- bis 6fachen Maß der Bühnenlänge. An mehreren Beobachtungstagen herrschte ein Küstenstrom in west-östlicher Richtung, dessen Geschwindigkeit auf etwa 1 m/Sek. oder etwa 2 Sm/Std. geschätzt wurde. Der herrschenden Brandung wegen war die Ausführung von Geschwindigkeitsmessungen nicht möglich. Die Höhe der Wellen betrug etwa 1 m, die Wellenkämme waren in der Brandungszone um etwa 18° gegen die Strandlinie geneigt gerichtet. Zwischen allen Bühnen, deren Abstand weniger als etwa die 3,5fache Bühnenlänge beträgt, konnte keine nach Lee gerichtete Strömung unmittelbar am Strande entlang festgestellt werden; bei weiteren Abständen dagegen wurden beobachtete Schwimmer nach der unterstrom gelegenen östlichen Bühne abgetrieben. Die sehr günstigen Wirkungen der Bühnen bei Cranz, die zu einer so starken Verbreiterung des trockenen Strandes geführt haben, daß zurzeit teilweise der Bühnenabstand der 5- bis 6fachen Bühnenlänge entspricht, dürften auf die dort besonders stark auftretende Sandwanderung zurückzuführen sein.

Aus den Ergebnissen der Versuche Nr. 35 bis 42 war ferner zu sehen, daß reichliche Ablagerungen von Sand vor der am weitesten oberstrom oder luvseitig liegenden Bühne eingetreten sind. Hier ist bei

allen wiedergegebenen Tiefenplänen die mit 0,0 bezeichnete Schichtlinie gegen die schwarz eingetragene Null-Linie, die vor Beginn jedes der Versuche vorhanden war, wasserseitig vorgerückt. Auch die tieferen Schichtlinien zeigen einen Verlauf, der die Ablagerungen des Sandes erkennen läßt. Diese Erscheinung ist auch aus Beobachtungen an ausgeführten Werken bekannt und darauf zurückzuführen, daß die unmittelbar am Strande entlang von der schräg auflaufenden Brandung verfrachteten Sandmengen durch diese Buhne zunächst aufgehalten werden. Bei dem Bau neuer Buhnengruppen ist es daher zweckmäßig, die zur vorherrschen-

von den durchlässigen Buhnenkörpern nicht scharf umgelenkt, sondern in ihrer Geschwindigkeit gehemmt und zum Ablagern des mitgeführten Sandes veranlaßt. Daher zeigen sich in der Natur an den Buhnenkörpern entlang meistens starke Sandablagerungen, die auf die weitere Versandung der Buhnenfelder in günstigem Sinne einwirken.

6. Der leeseitige Abschluß einer Buhnengruppe.

Bei vielen der durchgeführten Versuche konnte beobachtet werden, daß sich der Strand, der sich leeseitig zur angenommenen Windrichtung

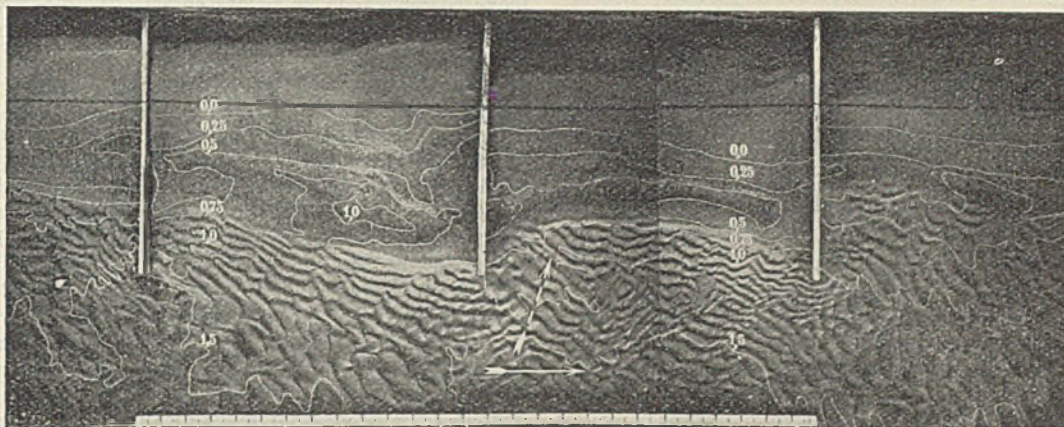


Abb. 29. Tiefenplan des Strandes nach Abschluß des Versuches Nr. 40.

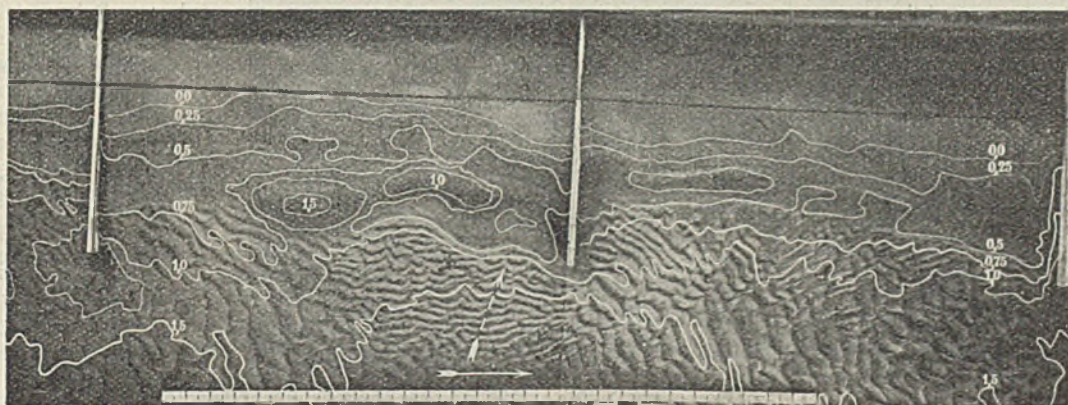


Abb. 30. Tiefenplan des Strandes nach Abschluß des Versuches Nr. 41.

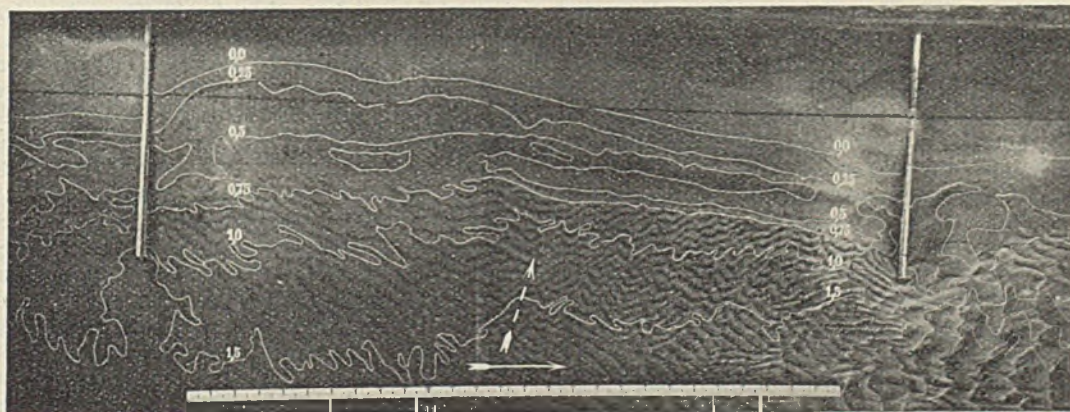


Abb. 31. Tiefenplan des Strandes nach Abschluß des Versuches Nr. 42.

den Strömungsrichtung am weitesten stromab geplanten Buhnen zuerst zu errichten und in späteren Bauabschnitten die Gruppe stromauf oder luvwärts zur vorherrschenden Windrichtung zu erweitern.

Eine Abweichung der Versuchsergebnisse von den natürlichen Verhältnissen ergibt sich auf Grund der ungleichen Beschaffenheit der Modellbuhnen und der in der Natur ausgeführten Bauwerke. Wie schon bei der Beschreibung der verwendeten Buhnenmodelle erwähnt wurde, sind die Modellbuhnen völlig wasserundurchlässig, da sie aus Beton gefertigt worden sind. Die natürlichen Vorbilder dagegen lassen strömendes Wasser bis zu einem gewissen Grade durch. Bei den Versuchen wurden die auf die Buhnen treffenden Strömungen abgelenkt und mußten an ihnen entlangstreichen. Infolgedessen haben sich die auf den Tiefenplänen (Abb. 27 bis 31) fast überall erkennbaren vertieften Rinnen unmittelbar neben den Buhnenkörpern gebildet. In der Natur werden die Strömungen

oder unterstrom zur herrschenden Strömungsrichtung an eine Buhnengruppe anschließt, im Abbruch befand und landwärts zurückwich. Derartige Uferabbrüche zeigen sich auch in der Natur an der Leeseite vorhandener Buhnengruppen.

Östlich der im Jahre 1926 erbauten Buhnen bei Georgenswalde an der Küste des Samlandes macht sich zum Beispiel zurzeit ein besonders starker Abbruch der Steilküste bemerkbar. Der Rückgang des trockenen Strandes belief sich an dieser Stelle im Laufe eines Jahres auf etwa 15 m. Gleichzeitig wurde am Strande zwischen Georgenswalde und dem weiter östlich gelegenen Rauschen eine in die See vorspringende Sandmasse beobachtet, die allmählich nach Osten abwanderte. Der Ursprung dieser Sandmengen ist mit großer Wahrscheinlichkeit auf die genannten Abbrüche zurückzuführen. Auch östlich der Buhnengruppe bei Cranz ist der trockene Strand so weit zurückgegangen, daß der Fuß der Vordüne bereits an-

gegriffen wird und alter Waldboden mit Wurzeln und Stubben auf dem nassen Strande zutage tritt. Weitere Beispiele könnten in großer Zahl genannt werden.¹⁵⁾ Nur durch kostspielige Erweiterungen der vorhandenen Buhnengruppen kann diesen Landverlusten Einhalt geboten werden, jedoch nur unter Preisgabe des dann wieder leewärts von den erweiterten Buhnengruppen liegenden Strandes.

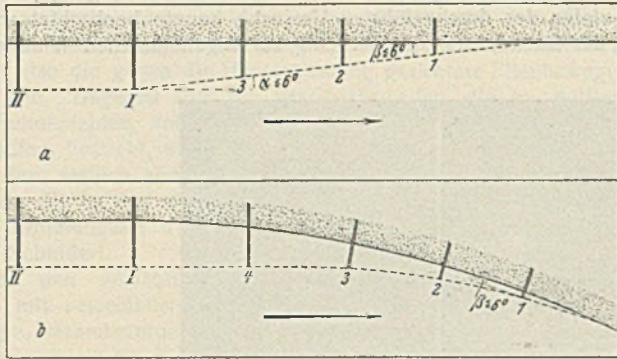


Abb. 32a u. b. Leeseitige Abschlüsse von Buhnengruppen.

Die Ursachen dieser sehr unerwünschten Uferabbrüche sind in der Unterbrechung der Sandwanderung durch die Buhnen, also in der Störung des Gleichgewichtszustandes an der betreffenden Küstenstrecke zu er-

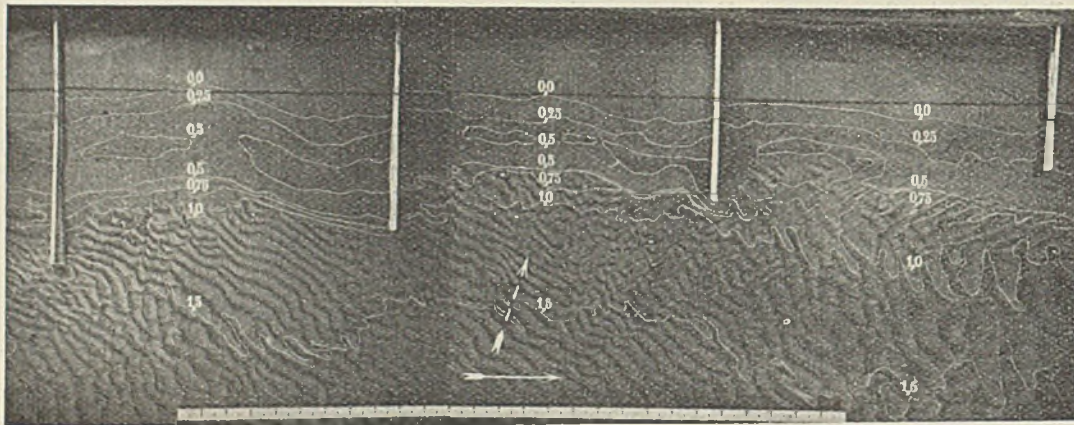


Abb. 33. Tiefenplan des Modellstrandes nach Beendigung des Versuches Nr. 43.

blicken. Leewärts der Buhnengruppe ruft die schräg auf den Strand auflaufende Brandung eine Sandverfrachtung hervor, ohne die bewegten Mengen von der Luvsseite her ersetzen zu können. Die unterbrochene Sandwanderung beginnt hier also von neuem. Der Küstenstrom kann der gefährdeten Strandstrecke auch keine Sandmengen zuführen, da er erst in größerer Entfernung wieder an den Strand herantritt. Außerdem hat der Küstenstrom einen Teil der mitgeführten Sinkstoffe in den Buhnengruppen vorher abgelagert, ist also sinkstoffärmer geworden.

Aus den Strömungsaufnahmen der Versuche Nr. 16 bis 26 (Abb. 18 bis 23) wurde erkannt, daß sich die Stromfäden des fließenden Wassers nur um einen Winkel von 6° ablenken lassen, wenn keine Verluste an Strömungsenergie eintreten sollen. Auf Grund dieser Erkenntnis kann versucht werden, die Uferabbrüche leeseitig einer Buhnengruppe zu verhindern. Wird die Streichlinie der Buhnen unter einem Winkel $\leq 6^\circ$ oder unter einer Ablenkung von etwa 1:9 durch Abschluß der Buhnengruppe mit kürzer werdenden Buhnen an den anschließenden Strand herangeführt, so wird der Küstenstrom dieser sanften Ablenkung folgen, ohne an Strömungsenergie und Schleppkraft einzubüßen. Sobald sich dann die Buhnen ausgewirkt und einen Strand, dessen Breite ihrem Abstände entspricht, geschaffen haben, muß dem anschließenden ungeschützten Strande ebensoviel Sand zugeführt werden, wie an der betreffenden

¹⁵⁾ Heiser, Über die zweckmäßigste Anordnung der äußeren Hafendämme von Seehäfen an sandiger Küste usw., Z. f. Bauw. 1920, S. 677.

Küstenstrecke bewegt wird. Aber auch schon vor der vollen Auswirkung der Buhnen wird der Küstenstrom in diesem Falle so große Sand- und Sinkstoffmengen an den Buhnen vorbeiführen, daß sich etwa eintretende Uferabbrüche in mäßigen und erträglichen Grenzen halten.

Eine Lösung nach der vorgeschlagenen Art zeigt Abb. 32a für einen geraden Strand, Abb. 32b für eine in Lee an die Buhnengruppe anschließende gekrümmte Strandstrecke. In beiden Abbildungen ist die Streichlinie durch einen gestrichelten Linienzug dargestellt worden. Die Buhnen I und II sind die am weitesten leeseitig gelegenen der ursprünglich geplanten Gruppe. Als leeseitiger Abschluß kommen die Buhnen 1 bis 4 hinzu, deren Länge so bemessen ist, daß die Strömung unter den Winkeln α und β abgelenkt wird. Beide Winkel dürfen nicht größer als etwa 6° sein.

Modellversuche haben die günstige Wirkung eines derartigen Abschlusses der Buhnengruppe bestätigt, wie aus dem Tiefenplan des Strandes (Abb. 33), der nach Beendigung des Versuches Nr. 43 aufgenommen wurde, ersichtlich ist. Während des dreistündigen Versuches wurden Wellen von 3,4 cm Höhe erzeugt, deren Fortschrittsrichtung in Abb. 33 durch einen gestrichelten Pfeil kenntlich gemacht worden ist. Außerdem wurde eine Küstenströmung dargestellt, deren Geschwindigkeit wasserwärts von der Streichlinie der Buhnen 0,25 m/Sek. betrug. In der oben mehrfach erwähnten Weise wurde dem strömenden Wasser feiner Sand durch Einstreuen zugeführt. Die in Abb. 33 am weitesten links sichtbare Buhne ist die letzte leewärts liegende von einer Gruppe gleich langer Buhnen. Die weiteren drei Buhnen sind so lang bemessen, daß die Streichlinie unter 1:9 an den Strand herangeführt wird. Im Laufe des Versuches ist nirgends ein nennenswerter Verlust an Strandbreite eingetreten, auch leewärts von der letzten kurzen Buhne ist die Linie des trockenen Strandes nicht zurückgegangen.

Mehrkosten werden bei der Ausführung derartiger Abschlüsse einer Buhnengruppe nicht entstehen, da bereits bei den am weitesten leewärts liegenden Buhnen einer geplanten Gruppe mit der Einschränkung der Buhnenlänge begonnen werden kann.

Kurze Zusammenfassung der für den Buhnenbau wichtigen Ergebnisse.

Auf Grund der durchgeführten Versuche konnte ein Bild von der Wirkungsweise der einzelnen Naturkräfte, die an den Meeresküsten Sandbewegungen verursachen, gewonnen werden. Weitere Modellversuche erbrachten bestimmte Erkenntnisse über die Einflüsse der einzelnen Naturkräfte und über ihre Gesamtwirkung auf Buhnenbauten.

Durch die Versuche konnte der Einfluß des gewählten Buhnenabstandes auf die Verlandung der Buhnenfelder geklärt werden. In den letzten Jahren sind bei ausgeführten Bauwerken dieser Art im allgemeinen sehr geringe Abstände von der 1- bis 1,5 fachen Buhnenlänge für notwendig erachtet worden. Die Versuche führen demgegenüber zu dem Ergebnis, daß die gegenseitigen Abstände dem 2- bis 3 fachen Maß der Soll-Länge der Buhnen entsprechen dürfen. Danach könnte also der Bau jeder zweiten Buhne unterbleiben und eine Küstenstrecke von etwa der doppelten Länge mit dem gleichen Kostenaufwande geschützt werden. Vom Hafenausschuss in Pillau wird zurzeit aus Gründen der Kostenersparnis von den Buhnen, die vor dem Orte Georgenswalde geplant sind, nur jede zweite Buhne ausgeführt. Die Abstände betragen hier 160 m bei rd. 60 m Soll-Länge. Sollten diese Buhnen den gewünschten Erfolg in den nächsten Jahren bringen, so wäre damit eine Bestätigung der aus den oben geschilderten Versuchen gezogenen Folgerungen zu erblicken.

Auf Grund der Beobachtungen während der Versuche wurde ferner eine Lösung für den leeseitigen Abschluß von Buhnengruppen vorgeschlagen. Voraussichtlich können die unerwünschten Landverluste und Uferabbrüche, die an der Leeseite einer Buhnengruppe fast immer eintreten, durch die vorgeschlagene Führung der Küstenströmung vermieden oder wenigstens wesentlich gemildert werden.