

DER BAUINGENIEUR

berichtet über das Gesamtgebiet des Bauwesens, über Baustoff und Konstruktionen, über wirtschaftliche Fragen und verfolgt auch die für den Bauingenieur wichtigen Normungsfragen. Originalbeiträge nehmen an:

Professor Dr.-Ing. Max Förster, Dresden } Technische Hochschule, Bauingenieur-
Professor Dr.-Ing. W. Gehler, Dresden } Gebäude. George Bähr-Straße 1
Professor Dr.-Ing. E. Probst, Karlsruhe i. B., Technische Hochschule;
Reg.-Baumstr. Dr.-Ing. W. Petry, Direktor des Deutschen Beton-Vereins Obercassel
(Stegkreis)

Dipl.-Ing. W. Rein, Leiter der techn. Abteilung des Deutschen Eisenbau-Vereins
Berlin W 9, Linkstraße 16;

Alle sonstigen, für die Schriftleitung bestimmten Mitteilungen, Bücher, Zeitschriften usw. werden erbeten unter der Adresse:

Schriftleitung „Der Bauingenieur“,

Dresden, Technische Hochschule, Bauingenieur-Gebäude,
George Bähr-Straße 1.

erscheint wöchentlich und kann im **In- und Auslande** durch jede Sortimentsbuchhandlung, jede Postanstalt oder den unterzeichneten Verlag bezogen werden. Preis vierteljährlich für das In- und Ausland 7,50 Goldmark (1 Gm. = 10/42 Dollar nordamerikanischer Währung). Hierzu tritt bei direkter Zustellung durch den Verlag das Porto bzw. beim Bezuge durch die Post die postalische Bestellgebühr. Einzelheft 0,80 Goldmark zuzüglich Porto.

Mitglieder des Deutschen Eisenbau-Vereins, des Deutschen Beton-Vereins, sowie der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen haben bei direkter Bestellung beim Verlag Anspruch auf einen Vorzugspreis.

Preis der Inland-Anzeigen: Ganzseiten: 180 Goldmark.

Kleine Anzeigen: 0,18 Goldmark für die einspaltige Millimeter-Zelle.

Bei $\frac{13}{10}$ $\frac{26}{20}$ $\frac{52}{30}$ maliger Wiederholung innerhalb Jahresfrist

10 20 30% Nachlaß. Für Vorzugsseiten besondere Vereinbarung.

Die Umrechnung des Goldmarkbetrages erfolgt zum amtlichen Berliner Dollarkurs am Tage des Zahlungseingangs. 4,20 Goldmark = 1 Dollar. Die Zahlung hat innerhalb 5 Tagen nach Rechnungsdatum (für Gelegenheitsanzeigen und Stellengesuche sofort bei Bestellung) nur auf Postscheckkonto 118935 Berlin Julius Springer abzug- und spendefrei zu erfolgen. Bei Zahlungsverzug werden die üblichen Bankzinsen berechnet. Klischee-Rücksendungen erfolgen zu Lasten des Inserenten.

VERLAGSBUCHHANDLUNG JULIUS SPRINGER, BERLIN W 9, LINK-STRASSE 23/24.

Fernsprecher: Amt Kurfürst 6050-53.

Drahtanschrift: Springerbuch Berlin.

Reichsbank-Giro-Konto. Deutsche Bank, Berlin, Depositen-Kasse C. Postscheckkonten: für Bezug von Zeitschriften und einzelnen Heften: Berlin Nr. 20 120 Julius Springer, Bezugsabteilung für Zeitschriften; für Anzeigen, Beilagen und Bücherbezug: Berlin Nr. 118 935 Julius Springer.

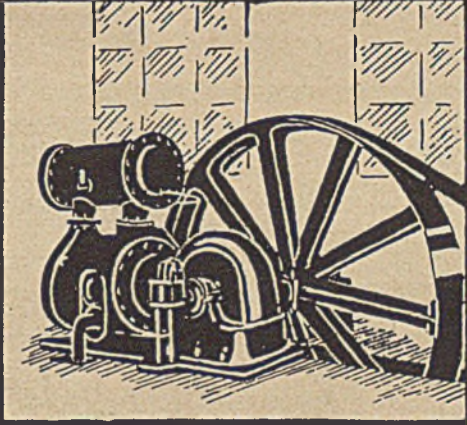
INHALT

* bedeutet Abbildungen im Text.

	Seite		Seite
Neuere Arbeitsweisen bei der Aufstellung von Eisenbauwerken. Von Oberingenieur Schellewald, Dortmund	481*	Wirtschaftliche Mitteilungen	497
Grenzzustände des Erddrucks auf Stützmauern. Von Prof. Richard Petersen, Danzig	486*	Geschäftskosten und Bauten-Ertrag. — Rechtsprechung. — Verbandsmitteilungen. — Müssen telegraphisch abgeschlossene Kaufverträge unbedingt brieflich bestätigt werden?	
Die Praxis der Eisabwehr bei Wasserkraftanlagen. Von Berat. Regierungsbaumeister Dr.-Ing. Leiner, Privatdozent an der Technischen Hochschule München	491	Patentbericht	500
Kurze technische Berichte	494	Bücherbesprechungen	501
Feuersgefahr bei vorbehandeltem Holz. — Zum Gerüstbruch der Kyminbrücke in Finnland.* — Untergrund, Tunnel und Brückengründungen in London.* — Internationaler Wettbewerb Stadtbrücke Drammen, Norwegen. — Preisausschreiben.		Mitteilungen der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen	501
		Ortsgruppe Mannheim-Ludwigshafen. — Die Kleinbahnen im Rahmen des Gesamtverkehrswesens. Vortrag von Professor Helm, gehalten im Ingenieurhause am 19. Mai 1925.	
		Die Baunormung (Mitteilungen des Normenausschusses der deutschen Industrie)	37/40

Die Literaturschau, bearbeitet und gesammelt von Reg.-Baumeister Dipl.-Ing. G. Ehnert, Dresden, befindet sich hinter der Textseite 496.

DEMAG



Pressluft-Anlagen
und
Werkzeuge
für Hoch- und Tiefbau —
Normal Dampfkrane
ab Lager lieferbar !!

DEUTSCHBURG

DYWIDAG

Dyckerhoff & Widmann A.G.

Biebrich a. Rh.

gegr. 1865

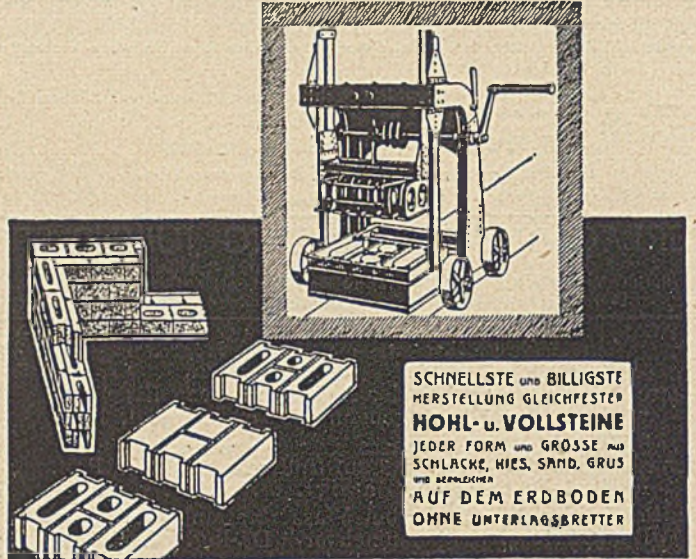
Wasserbauten
Kammarbeiten
Nass- u. Trocken-
Baggerarbeiten



Niederlassungen bezw. Vertretungen
an den wichtigsten Plätzen im In- u.
Ausland

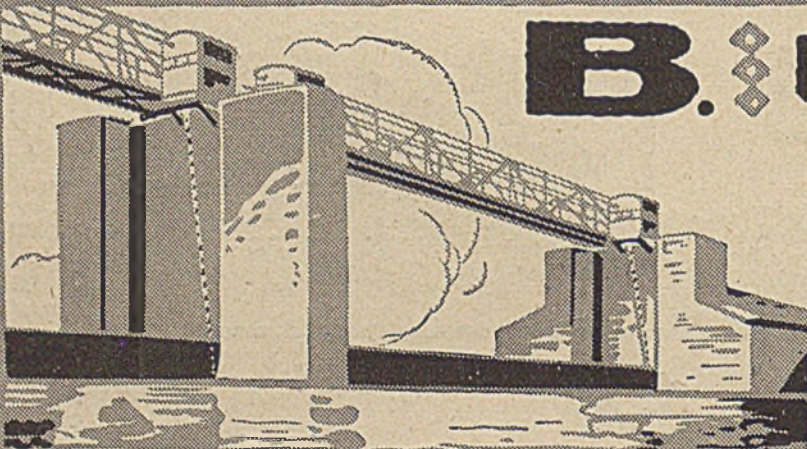
„APPA“

HOHL- u. VOLLSTEIN-SCHLAGMASCHINEN.



SCHNELLSTE und BILLIGSTE
HERSTELLUNG GLEICHFESTER
HOHL- u. VOLLSTEINE
JEDER FORM und GRÖSSE aus
SCHLACKE, HIES, SAND, GRUS
und BENSCHEN
AUF DEM ERDBODEN
OHNE UNTERLAGSBRETTER

APPARATEBAU A-G. BÜHRING
WEIMAR i. Thür.



B. U. CO.

EISEN-
KONSTRUKTIONEN
BETONBAUTEN
FÜR DEN
WASSERBAU

SEGMENTSCHÜTZE ♦ EINLASZSCHLEUSE RIEBNIG ♦ 1922 ♦

BEUCHELT U. CO., GRÜNBERG i. SCHL.

NEUERE ARBEITSWEISEN BEI DER AUFSTELLUNG VON EISENBAUWERKEN¹⁾.

Von Oberingenieur Schellewald, Dortmund.

Während die Herstellung der Eisenkonstruktionen in der Werkstatt mehr oder weniger in den gleichen Bahnen verläuft, da die Arbeitsweisen und die verwendeten Maschinen und Einrichtungen sich nur langsam und verhältnismäßig selten ändern, bietet die Aufstellung der Eisenbauwerke im Gegensatz

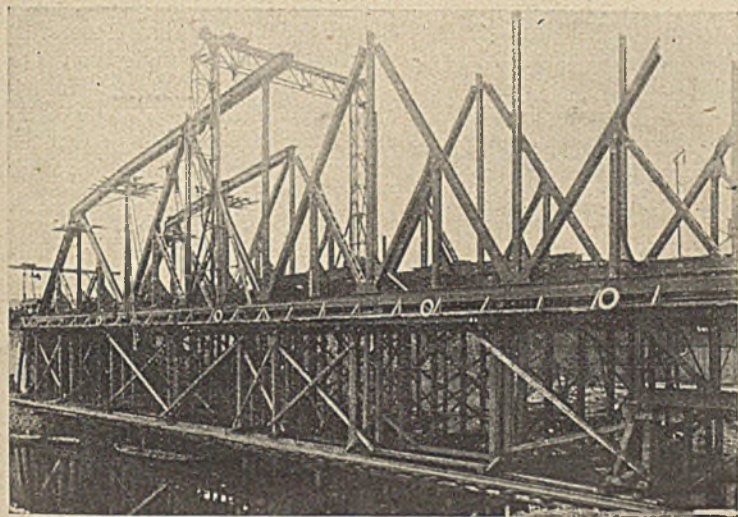


Abb. 1.

zu den Werkstattarbeiten ein viel lebhafteres Bild. Die Verschiedenartigkeiten in der Gestalt der Bauwerke und in ihrer Gliederung sowie die besonderen Anforderungen, die sich aus der Lage und der Beschaffenheit der Baustellen ergeben, stellen bei der Errichtung der Eisenbauten häufig wechselnde Aufgaben, deren Lösung dem Ingenieur einen besonderen Reiz bietet.

In gleicher Weise wie alle übrigen Zweige der Technik haben sich die Arbeitsweisen bei der Aufstellung von Eisenbauten während der letzten Jahrzehnte, wenn auch nicht umgestaltet, so doch in ganz erheblichem Maße fortentwickelt und dabei in mancher Hinsicht neue Bahnen beschritten. Es sind verschiedene Faktoren, die in der Hauptsache ihren Einfluß auf die Änderung der Arbeitsweisen auf den Baustellen ausgeübt haben und noch ausüben.

Das Steigen der Löhne einerseits und andererseits der Wettbewerb des Eisenbetons und in neuerer Zeit des Holzbaues zwingen dazu, die Aufstellungskosten auf ein Mindestmaß herabzudrücken. Um dieses Ziel zu erreichen, ist man bestrebt, die Bauteile in der Werkstatt in tunlichst großem Ausmaß herzustellen und zur Baustelle zu versenden, um auf diese Weise

¹⁾ Nach einem in der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen gehaltenen Vortrag.

die Zahl der einzubauenden Werkstücke und die Zahl der auf dem Bauplatz herzustellen Verbindungen zu vermindern. Die Kosten der Vernietung sind durch die Einführung der Druckluftnietung auf den Baustellen vermindert worden, nur bei kleineren Bauwerken wird man heute auf die Handnietung zurückgreifen. Fahrbare, leicht bewegliche, durch Dampfmaschine, Benzol- oder Elektromotor angetriebene Anlagen zur Druckluftherzeugung sind ein unentbehrliches Hilfsmittel für den Eisenbau geworden.

Die Verbesserung der Fördermittel der Eisenbahn durch die Bereitstellung von Güterwagen hoher Tragfähigkeit und beträchtlicher Länge und durch die Einführung von Tiefladewagen ermöglicht die Versendung von Bauteilen größerer Abmessungen und höherer Gewichte als früher. In gleicher Weise hat die Herstellung starker Hebezeuge, die nicht mehr von Hand, sondern durch Dampf, Benzol, Öl oder Elektrizität angetrieben werden, ihren tief eingreifenden Einfluß auf die Arbeitsweisen der Baustellen ausgeübt. Der Kettenzug und die von Hand betriebene Winde mit Hanfseilzug sind fast vollständig verschwunden. Der Drahtseilzug gestattet es, die schwersten Lasten zu heben; wenn er nicht mehr ausreicht, wird zum hydraulischen Hebezeug gegriffen. Die Größe der Bauwerke und die auf der Baustelle zu bewältigenden Gewichte erlauben es in der Jetztzeit nicht mehr, die Führung einer Baustelle den handwerksmäßig ausgebildeten Richtmeistern zu überlassen; die Verantwortung für die sachgemäße Ausführung der Aufstellungsarbeiten ist bei dem Umfang und den Schwierigkeiten der zu leistenden Arbeit derart gewachsen, daß eine sorgfältige Vorbereitung und eine dauernde Überwachung der Baustelle durch sachkundige Ingenieure zur Notwendigkeit geworden ist.

Beim Brückenbau umfassen im Regelfalle die Kosten der Gerüste einen sehr erheblichen Anteil der Gesamtkosten für die Aufstellung des Bauwerkes, während beim Hochbau Gerüste

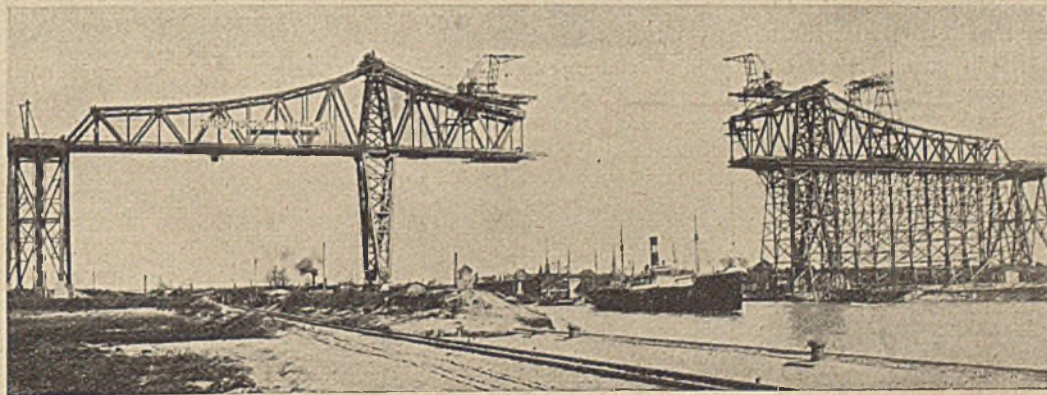


Abb. 2.

wesentlich seltener Anwendung finden. Im großen und ganzen wird heute noch wie früher das Holz zur Herstellung der Gerüste angewendet, sein Vorzug gegenüber dem Eisen besteht außer in seiner Billigkeit in der Möglichkeit der schnellen Beschaffung, in der Einfachheit seiner Verarbeitung und in der Leichtigkeit, mit welcher sich das Holzgerüst den Unebenheiten der Baustellen anpaßt, zudem läßt sich das für ein Gerüst ver-

wendete Holz ohne besondere Schwierigkeiten und ohne erheblichen Abfall zu weiteren Gerüsten benutzen. Ein weiterer Vorzug ergibt sich aus dem Umstand, daß die Holzverbindungen

Sterkrade, zum Ausrüsten der Seitenöffnungen der Nord-Ostsee-Kanalbrücke bei Rendsburg benutzte; es dürfte wohl das größte Gerüst sein, das

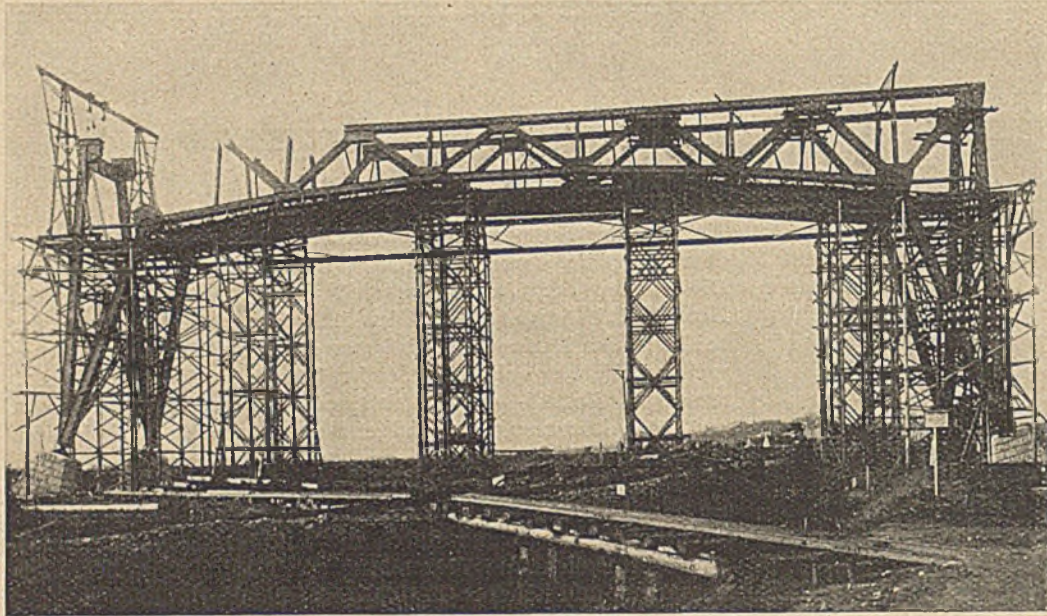


Abb. 3.

eine gewisse Beweglichkeit und Nachgiebigkeit besitzen, welche die Gerüste gegen Verschiebungen und Versackungen, die beim Belasten des Gerüstes mit den Bauteilen unausbleiblich sind, unempfindlich machen; endlich ist das Holz der rauhen Behandlung auf den Baustellen besser gewachsen als das Eisen. Die eisernen Gerüste sind steifer und wenig nachgiebig, sie bedürfen daher sorgfältigerer Lagerung, wenn nicht gefährdende Beanspruchungen eintreten sollen; ihre Anwendung wird deshalb auch in Zukunft auf Sonderfälle beschränkt bleiben. Sollen die Kosten für eiserne Gerüste in erträglichen Grenzen bleiben, so muß man zu fachwerkartig ausgebildeten Konstruktionen greifen, die beim Verladen, Aufstellen und Abbrechen leicht beschädigt werden; will man Beschädigungen ausschalten, so müssen geschlossene Querschnitte benutzt werden, die große Gewichte und damit hohe Kosten verursachen. Die Wiederverwendung eiserner Gerüste wird bei der Verschiedenheit der Baustellenbeschaffenheit ohne größere Kosten verursachende Änderung kaum möglich sein. Alle diese Umstände werden immer ein Hindernis für die Anwendung eiserner Gerüste bleiben.

Ein gutes Beispiel des beim Brückenbau üblichen Bockgerüstes mit seinen Verstreben und Verbänden zeigt Abb. 1. Es wurde von der A.-G. Hilgers, Rheinbrohl, bei der Errichtung einer zweigleisigen Eisenbahnbrücke bei Neuwied verwendet; sämtliche tragenden Teile sind aus Holz gestellt. Das gleiche gilt von dem Gerüst (Abb. 2), das die Gutehoffnungshütte,

in der letzten Zeit in Deutschland für einen Brückenbau hergestellt wurde. Die Böcke sind unter den Knotenpunkten der Hauptträger angeordnet; sie nehmen die Hauptlasten unmittelbar auf. Eine beachtenswerte Verbilligung der Gerüste läßt sich erzielen, wenn die Abdeckung derselben nicht, wie üblich, von hölzernen Balken, sondern von I-Trägern getragen wird; für diesen Zweck sind Breitflanschträger in Rücksicht auf ihre große Tragfähigkeit und ihre einfache, sichere Lagerung durch ihre breite Auflagerfläche besonders geeignet. Bei dieser Ausführungsart ist nicht nur die Stellung der Unterstützungsböcke unabhängig von der Lage der Knotenpunkte der Hauptträger, die Zahl der Böcke kann zudem recht erheblich gegenüber derjenigen beim reinen Holzgerüst vermindert werden; dabei bleiben die Vorzüge der Holzbauweise gewahrt. Eines so gestalteten, aus Holz und Eisen bestehenden Gerüstes bediente sich die Firma

Jucho, Dortmund, beim Aufstellen des sogenannten Schleifenpunktes in der nördlichen Rampe der Eisenbahnüberführung über den Nordostseekanal bei Rendsburg (Abb. 3); die großen Er-

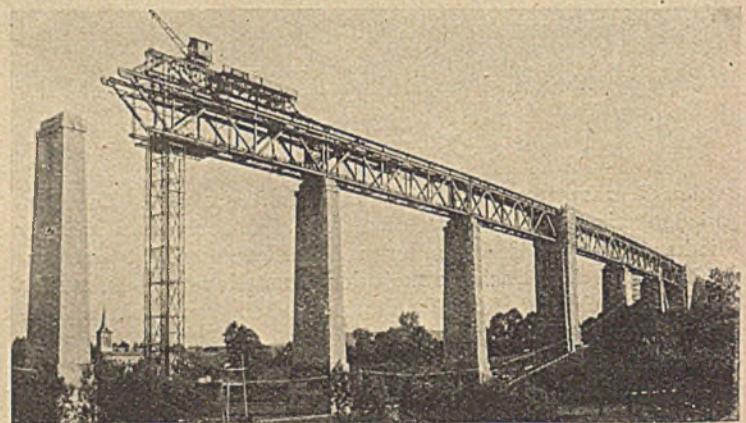


Abb. 4.

sparnisse an Material und Arbeit gegenüber dem üblichen Holzgerüst sind augenscheinlich. Ein turmartiges, als Fachwerk durchgebildetes eisernes Gerüst bei der Erbauung des Geutal-



Abb. 5.

viaduktes im Zuge der Eisenbahnlinie Tongern—Aachen durch die Gutehoffnungshütte, Sterkrade, und die M. A. N., Gustavsburg, ist in Abb. 4 festgehalten²⁾.

Der ständig wachsende Verkehr auf unseren schiffbaren Strömen und die Zunahme der Größe der Schiffe hat den Wasserbauverwaltungen Anlaß gegeben, ihre Anforderungen bezüglich der Abmessungen der für die Schifffahrt freizulassenden Öffnungen in den Brückengerüsten und bezüglich der Sicherung der Gerüste und des Schiffsverkehrs mehr und mehr zu erhöhen. Man ist dadurch genötigt worden, bei der Überspannung dieser Gerüstöffnungen eiserne Gerüstträger vorzusehen, sobald die Konstruktion der Brücke einen freien Vorbau nicht zuläßt und das Abnieten der Brücke erst nach erfolgtem Zusammenbau und Ausrichten derselben durchführbar ist. Der größte Gerüstträger, der in Deutschland Verwendung fand, dürfte der von Hein, Lehmann & Co., Düsseldorf, bei der Erbauung der zweigleisigen Eisenbahnbrücke bei Ruhrort benutzte sein (Abb. 5). Welche Abmessungen derartige Gerüstbrücken annehmen, läßt ein Blick in die Gerüstbrücke zum Bau der Hohenzollernbrücke in Köln erkennen (Abb. 6); die Ausführung derselben lag in den Händen von A. Klönne, Dortmund. Die eigenartige Ausbildung des oberen Windverbandes erfolgte in Rücksicht auf das Durchstecken der Füllungsglieder der Hauptträger der Brücke. In recht beachtenswerter Weise hat die M. A. N., Gustavsburg, die Schifffahrtöffnung im Gerüst für die Erbauung der Straßenbrücke in Köln durch Kragträger überspannt und auf diese Weise den oberen Abschluß der Öffnung in die Unterkante der Brücke verlegt (Abb. 7).

Als Hebezeug für den Zusammenbau von Brücken findet meistens noch der fahrbare Portalkran (siehe Abb. 1), der bei großen Brücken mechanisch betätigt wird, Verwendung; seine Füße liegen außerhalb der Brücke, zwischen ihnen und den Hauptträgern wird das Fördergleise angeordnet. Um an Gerüstbreite zu sparen, ist man neuerdings dazu übergegangen, Schwenkmaste zu benutzen, die auf der Fahrbahn innerhalb

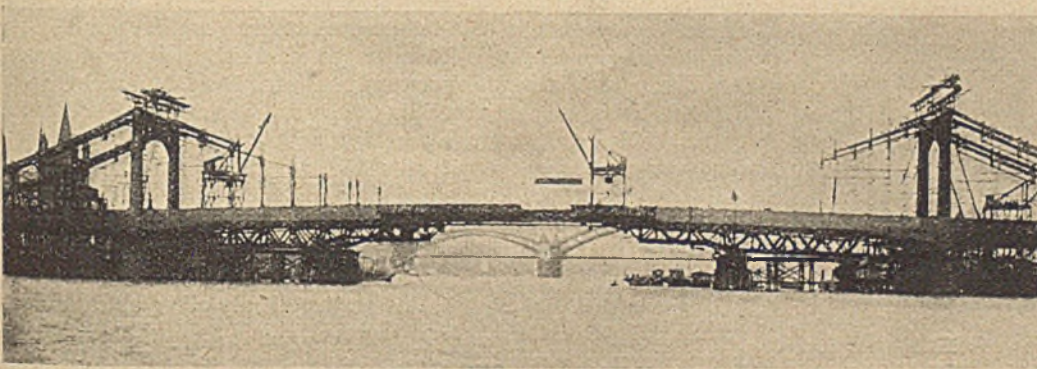


Abb. 7.

der Hauptträger laufen; sie werden auf unten offene Bockgerüste gestellt, die erlauben, daß die einzubauenden Teile unter denselben hindurch in den Greifbereich des Auslegers gebracht werden können (siehe Abb. 7). In manchen Fällen sind die Einbaugerüste mit zwei auf den vorderen Ecken derselben stehenden Auslegern versehen worden; auf diese Weise kann die Ausladung und Länge der Ausleger möglichst kurz gehalten werden.

Wie schon erwähnt, beeinflussen die Kosten für die Gerüste die Gesamtkosten der Aufstellung der Brücken in recht erheblichem Maße, man hat daher Arbeits-

weisen ausgebildet, welche die Gerüste ganz oder wenigstens teilweise ausschalten. Es kommen für diesen Zweck vier Arbeitsmethoden in Frage; es sind dies der freie Vorbau, das Verschieben der fertigen Brücken in ihrer Längsrichtung, das Einschwimmen der fertigen Brücken und endlich der Einbau mittels eines Schleusenkranes. Die drei ersten Methoden finden ihre Anwendung meistens bei Brücken größerer Spannweiten, die letzte bei Brücken kleinerer Abmessungen.

Der freie Vorbau ist schon älteren Datums. Bereits im Jahre 1872 wurde er von Geheimrat von Rieppel bei der Aufstellung

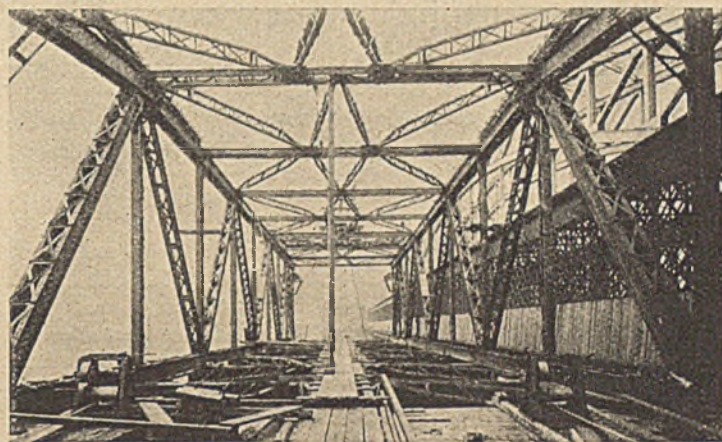


Abb. 6.

der Innbrücke bei Königswart zur Herstellung des Montageträgers für die Mittelöffnung verwendet. Das Lichtbild 8 besitzt geschichtlichen Wert. Eine der bedeutendsten Arbeiten auf dem Gebiete des freien Vorbaues dürfte neben der Aufstellung der Kanalbrücke bei Rendsburg durch die Gutehoffnungshütte, Sterkrade (Abb. 2), der Bau der Straßenbrücke über den Rhein zwischen Ruhrort und Homberg durch die M. A. N., Gustavsburg, (Abb. 9), sein. Wesentlich für die Wirtschaftlichkeit des Verfahrens ist, daß die Spannungen, die in den Brückengliedern während der Montage auftreten, die zulässigen Größtspannungen nur unwesentlich überschreiten. Im anderen Falle können die Mehrkosten für erforderlich werdende Verstärkungen der Brückenglieder die Kosten eines Gerüsts aufwiegen. Werden Gelenkbrücken frei vorgebaut, so wird für die Dauer der Aufstellung die Ausschaltung der Gelenke notwendig. Um die

Montagespannungen innerhalb der zulässigen Grenzen zu halten, war bei der Rheinbrücke bei Ruhrort, in der Mitte der Öffnung ein starker Bock angeordnet worden, der die Länge des freikragen-

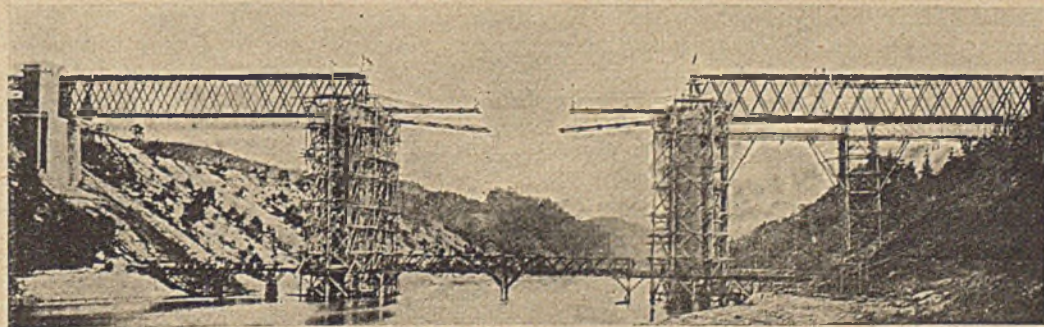


Abb. 8.

²⁾ Vgl. Bauing. 1921, S. 324 ff.

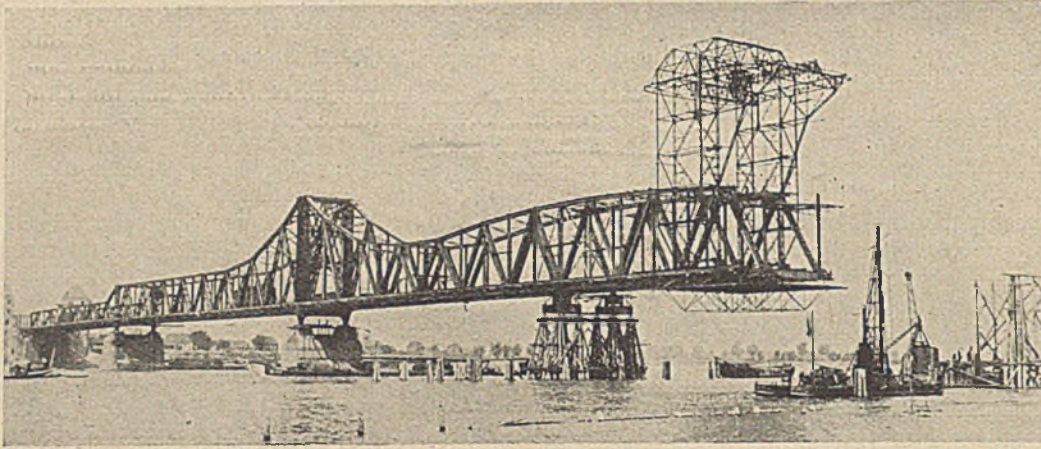


Abb. 9.

den Brückenstückes verringerte. Ein zweiter Weg, die Spannungen während der Aufstellung zu verringern, besteht in der Anordnung einer Rückverankerung, die nach der Beendigung des Baues wieder entfernt wird. Eine solche Verankerung benutzte M. A. N., Gustavsburg, bei der Montage der Brücke bei Here-Dere im Zuge der Angorabahn in Kleinasien (Abb. 10). In diesem Falle wurden auch einzelne Gerüstpfiler von der Brücke aus eingebaut, ein Verfahren, das zu einer erheblichen Verbilligung der Aufstellungskosten gegenüber denjenigen bei der sonst üblichen Bauweise führte. Als Einbaugerät wird am zweckmäßigsten ein auf dem Obergurt laufender Auslegerkran angewendet; er besitzt ein sehr niedriges Eigengewicht, belastet also die auskragende Brücke nur wenig. Seine Verwendung ist, wie die Aufstellung der schon mehrfach erwähnten

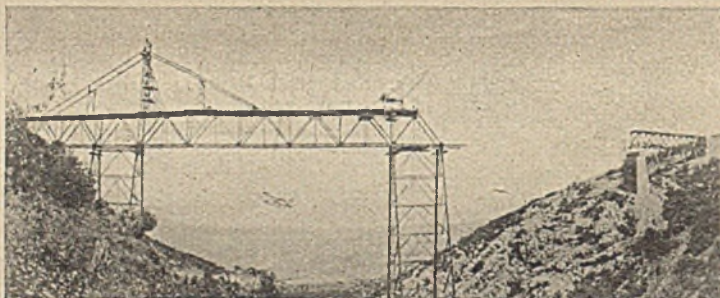


Abb. 10.

Kanalbrücke bei Rendsburg zeigt (Abb. 2), auch bei gekrümmten Obergurten möglich.

Das Längsverschieben von Brücken ist nur in den Fällen durchführbar, in denen es sich um Gewässer handelt, die in ihrer gesamten Breite zwischen den Pfeilern schiffbar sind, und wenn es sich um höchstens zwei Öffnungen handelt. Sollen noch mehr Öffnungen auf diese Weise überbrückt werden, so müssen die Obergurte der Überbauten gradlinig verlaufen, andernfalls ist das Verschieben der mittleren Überbauten auf den seitlichen nicht durchführbar. Eine weitere Bedingung ist der gradlinige Verlauf der Untergurte, gekrümmte Untergurte derselben erschweren die Arbeit. Die Überbauten werden in der Flucht ihrer endgültigen Lage vollkommen fertiggestellt und dann soweit über den Pfeiler vorgeschoben, bis ihr vorderes Ende mittels eines auf Pontons gelagerten Gerüsts angehoben werden kann. Das landseitige Ende der Brücke wird zweckmäßig auf einen Wagen gesetzt, dessen Fahrbahn bis über den Pfeiler reicht. Nach der Beendigung der Vorbereitungen erfolgt das Verschieben der Brücke durch Zugseile, die von Kábelwinden auf dem anderen Ufer betätigt werden. Das hierbei erforderliche Heben und Senken des auf den Pontons gelagerten Brückendes erfolgt am einfachsten durch die Regelung eines in den Pontons angeordneten Wasserballastes, am andern Ende

müssen zu dem gleichen Zweck hydraulische Winden angesetzt werden. Die Anwendung des Längsverschiebens zeigt eine Aufnahme (Abb. 11) der Montage der Eisenbahnbrücke bei Nyslott in Finnland durch die M. A. N., Gustavsburg.

Eine sehr eingehende Beschreibung der Längsverschiebung einer großen Brücke ist von Herrn Prof. Dr.-Ing. Kulka vor einiger Zeit in dieser Zeitschrift in seiner Veröffentlichung über den Bau der Lindingöbrücke bei Stockholm durch Eilers, Hannover, gegeben worden³⁾. Hier sind die so außerordentlich interessanten Einzelheiten des Bauvorganges und der bei diesem verwendeten

Hilfsmittel sehr anschaulich erläutert worden.

Das Längsverschieben von Brücken kann auch beim Bau



Abb. 11.

von Straßenüberführungen zweckmäßig werden, wenn die örtlichen Verhältnisse, insbesondere ein starker Verkehr, vor allem das Vorhandensein von Kreuzungen und Abzweigungen von Straßenbahngleisen die Verwendung von Gerüsten nicht gestatten. Das vordere Brückenende wird in solchem Falle auf einem halbportalartigen Bock, der mit der Brücke biegeunverwundbar verbunden ist, abgestützt. Der Fuß des Bockes läuft während des Verschiebens auf einer Fahrbahn, die schnell verlegt und abgebaut werden kann. Das Verschieben selbst erfolgt, um keine Störung des Straßenbetriebes hervorzurufen, in der Nacht.

Wenn die Möglichkeit, das vordere Ende einer einen Fluß kreuzenden Brücke während des Verschiebens durch Pontons

³⁾ Bauing. 1924, S. 621 ff.

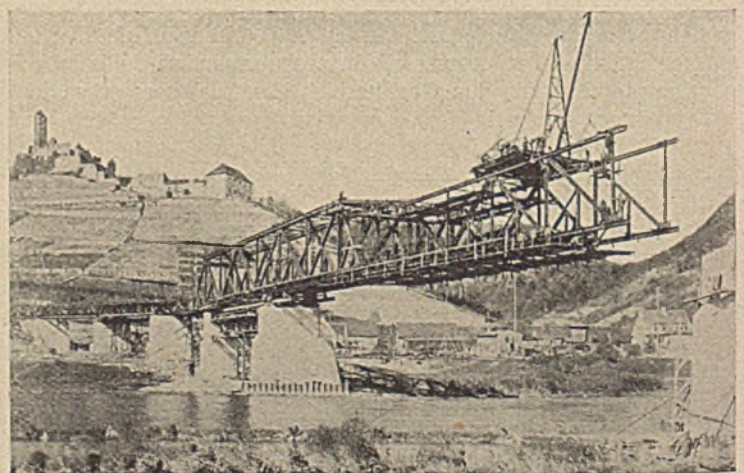


Abb. 12.

abzustützen, infolge ungenügender Breite oder Tiefe des Wassers nicht gegeben ist, greift man zweckmäßig zur Anwendung eines verlorenen Schnabels, durch welchen die Brücke soweit verlängert wird, daß sich die Verwendung von Gegengewichten während des Verschiebens erübrigt. Der Schnabel wird nur so stark ausgebildet, daß er die Spannungen, die während des Verschiebens in ihm auftreten, aufnehmen kann; er wird daher in allen Fällen wesentlich leichter ausfallen als die Brücke selbst. Während des Verschiebens der Brücke wird dieselbe auf zwei Wagen gesetzt, der eine, der Hauptwagen, läuft ungefähr in der Mitte der eigentlichen Brücke, derart, daß nach der hinteren Seite noch ein geringes Übergewicht verbleibt, das durch den zweiten Wagen am Ende der Brücke aufgenommen wird. Der Hauptwagen hat fast das gesamte Gewicht der Brücke und des Schnabels zu tragen; sobald der Hauptwagen beim Verschieben der Brücke den Pfeiler erreicht, muß die Schnabelspitze auf dem zweiten Pfeiler ihr Auflager finden, indem sie entweder auf einen Wagen gesetzt oder von Tragrollen aufgenommen wird. In diesem Bauzustand wird der Hauptwagen ausgebaut und das Verschieben mit dem Wagen am Ende der Brücke und der Bewegungseinrichtung für den Schnabel so lange fortgesetzt bis die Brücke in der endgültigen Lage angelangt ist und auf ihre Lager abgesenkt werden kann,



Abb. 13.

nachdem der Schnabel abgebaut worden ist. Beim Bau der Straßenbrücke über den Neckar bei Neckarzimmern hat Gollnow, Stettin, von der beschriebenen Arbeitsweise Gebrauch gemacht; in Abb. 12 ist der verlorene Schnabel gut erkenntlich. Eine umfassende Beschreibung des Bauvorganges durch Herrn Ministerialrat Dr.-Ing. Schaper ist vor einiger Zeit in der Bautechnik erschienen⁴⁾.

Beim Bau der Straßenbrücke über die Weichsel bei Plock während des Krieges bediente sich Jucho, Dortmund, ebenfalls des Längsverschiebens mit verlorenen Schnäbeln. Es waren 6 Öffnungen von 40 m Weite von Mitte bis Mitte der aus gerammten Pfahljochen bestehenden Pfeiler zu überbrücken. Die Verwendung von Gerüsten, die bei den vorhandenen Wassertiefen auf Rammpfählen hätten gestützt werden müssen, würde bei der Länge des ganzen Brücken zuges außerordentlich hohe Kosten und auch einen großen Zeitaufwand erfordert haben; das Einschwimmen der Überbauten war streckenweise

⁴⁾ Die Bautechnik 1924, S. 592.

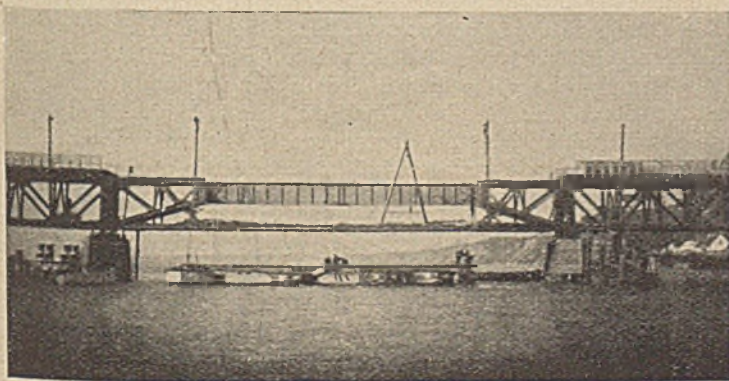


Abb. 14.

infolge niedriger Wassertiefe ausgeschlossen, so daß das Verfahren des Längsverschiebens das wirtschaftlichste gegenüber allen anderen Bauweisen war. Um Zeit zu gewinnen und die Länge des zu bewegenden Brückenstranges nicht zu groß werden zu lassen, wurde die Montage der Brücke von beiden Ufern aus

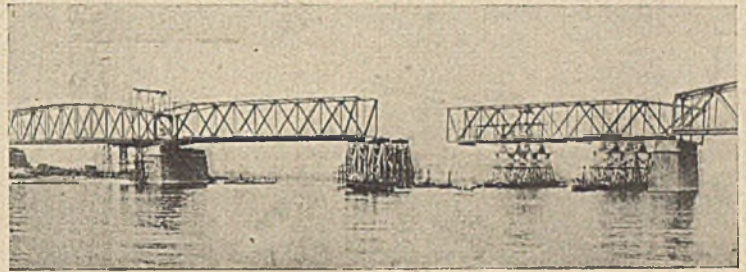


Abb. 15.

in Angriff genommen. An beiden Stellen wurde die dem Lande benachbarte Öffnung ausgerüstet und auf dieser Rüstung und dem Lande der Schnabel und ein halber Überbau mit dem daran anschließenden ganzen Überbau montiert. Nach der Vollendung dieser Arbeit erfolgte die Verschiebung der ganzen Konstruktion um eine Überbaulänge von 40 m, hieran anschließend wurde der nächste Überbau an den fertigen Brückenstrang angebaut und eine Verschiebung des nunmehr ohne Schnabel 100 m langen Stranges durchgeführt. Dieses Arbeitsspiel (Abb. 13) wurde von beiden Ufern aus so lange fortgesetzt, bis die beiden Brückenstränge eine Öffnung neben der Brückenmitte erreicht hatten. Nachdem nunmehr die Schnäbel abgebaut waren, wurden die beiden Stränge um je eine halbe Überbaulänge verschoben, bis ihre Spitzen in der Mitte der Öffnung zusammentrafen. Die Arbeit war so genau durchgeführt worden, daß eine seitliche Abweichung in der Mittellinie der beiden Stränge nicht

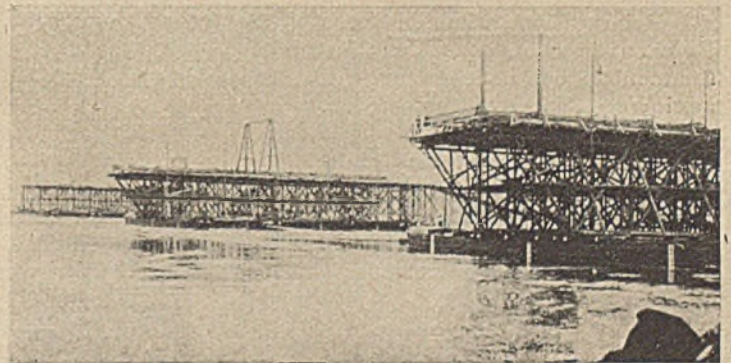


Abb. 16.

eingetreten war, eine kleine Höhenabweichung ließ sich leicht ausgleichen, so daß die Verbindung im Stoße sich ohne Mühe erzielen ließ. Die Länge des größeren Brückenabschnittes betrug am Schlusse des Verschiebens 340 m; trotz dieses Ausmaßes waren besondere Schwierigkeiten nicht zu überwinden. Im vorliegenden Falle wurde die Brücke über Rollbahnen, die auf jedem Pfahljoch angeordnet waren, fortbewegt. Die Brückenaullager waren so ausgebildet, daß sie während des Verschiebens als Laufbahnen für die Walzen benutzt werden konnten, als Rollwalzen dienten die Auflagerwalzen. Die Untergurte der Brücke waren nicht ausreichend biegungsfest, um die während des Verschiebens auftretenden, auf ihnen wandernden Auflagerkräfte aufzunehmen; sie wurden durch untergelegte I-Träger — es fanden zu diesem Zwecke die Längsträger der Brücke Verwendung — verstärkt. Diese Träger wurden nach der Beendigung des Verschiebens von den Untergurten gelöst und ihrem endgültigen Verwendungszweck zugeführt. Die Zahl der vorhandenen Längsträger war nicht aus-

reichend, um die Verstärkung der Untergurte durchzuführen. Es wurden noch weitere Träger hinzugezogen, deren Verwendung bei einer weiteren Brücke schon beim Beginn des Baues festlag. In der Brücke waren zwei Schiffahrtsöffnungen vorgesehen, die während des Verschiebevorganges durch zwei Hilfsträger



Abb. 17.

ähnlicher Konstruktion wie die eigentliche Brücke geschlossen waren, sie wurden nach der Vollendung des Verschiebevorganges entfernt und durch Blechträger von 24 m Stützweite, die sich auf Auskragungen der anschließenden Überbauten abstützten, ersetzt (Abb. 14). Während des Verschiebens waren die Überbauten zu einem durchlaufenden Träger vereinigt, die Verbindung zwischen ihnen wurde nachträglich gelöst und so die endgültige Stützung der einzelnen Überbauten herbeigeführt.

Beim Einschwimmen von Brücken können, was den Zusammenbau der Brücken angeht, zwei Wege eingeschlagen werden. Man baut in dem einen Falle die Brücke auf einem im schiffbaren Wasser errichteten besonderen Montagegerüst zusammen. Das Gerüst wird mit Öffnungen versehen, die es gestatten, die mit Traggerüsten versehenen Pontons unter die Brücke zu fahren, mittels derselben wird die Brücke vom

Gerüst abgehoben, durch Dampfer zur Verwendungsstelle geschleppt und auf die Auflager gesetzt. Ein solches Arbeitsverfahren hat Hein, Lehmann & Co., Düsseldorf, beim Einbringen des schon erwähnten Rüstungsträgers für den Bau der Eisenbahnbrücke unterhalb Ruhrort angewendet (Abb. 15). Im andern Falle werden die Überbauten auf dem am Ufer verankerten, auf den Pontons aufgebauten Schwimmergerüst fertiggestellt und dann eingeschwommen. Auf diese Weise hat Jucho, Dortmund, bei der Errichtung der Straßenbrücke über die Weichsel bei Graudenz gearbeitet; mit Rücksicht auf die Kürze der zur Verfügung stehenden Bauzeit verwandte man drei Gerüste (Abb. 16). Da insgesamt sechs Überbauten eingeschwommen werden mußten, kam jedes Gerüst zweimal zur Verwendung. Trotz des während der Arbeit wiederholt eintretenden Eisganges (Abb. 17) verlief der Bau ohne Störung. Um ein sicheres Steuern der Gerüste beim Einschwimmen zu ermöglichen, ist es empfehlenswert, die Brücken stromabwärts vom endgültigen Standort zusammenzubauen und gegen den Strom zu verfahren.

Unter Umständen kann es vorteilhaft sein, zwei der geschilderten Arbeitsweisen miteinander zu verbinden, wie etwa den freien Vorbau mit dem Einschwimmen, indem man das Mittelstück einer Brücke, das an anderer Stelle fertiggestellt ist, auf einem schwimmenden Gerüst zwischen die im Vorbauverfahren montierten Endstücke der Brücke bringt und einbaut. Die Oderbrücke bei Greifenberg wurde in der geschilderten Weise von Hein, Lehmann & Co., Berlin, aufgestellt; Abb. 18 zeigt das Mittelstück der Hauptöffnung im Augenblick des

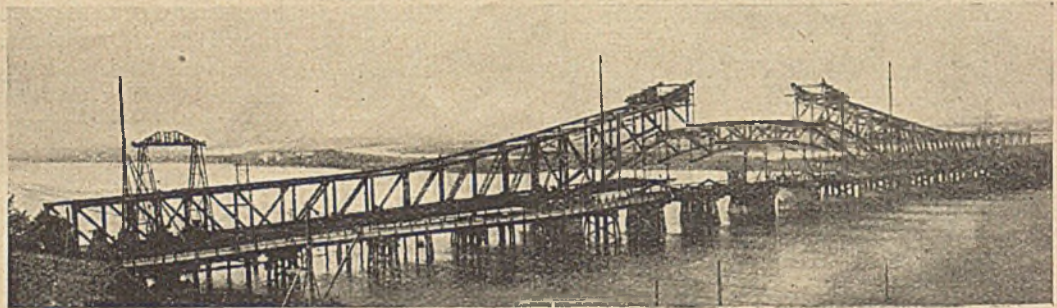


Abb. 18.

Einbaues. Vor der neuen Brücke befindet sich die alte Holzbrücke, die im Bilde das Vorhandensein eines Gerüsts vermuten läßt, ein solches ist jedoch beim Bau der Hauptöffnung nicht benutzt worden. (Fortsetzung folgt.)

GRENZZUSTÄNDE DES ERDDRUCKS AUF STÜTZMAUERN.

Von Prof. Richard Petersen, Danzig.

Über den Erddruck auf Stützmauern ist vom Verfasser eine Arbeit veröffentlicht worden¹⁾, in der unter anderem versucht wird, die Widersprüche und Unstimmigkeiten der üblichen Erddrucktheorie in einfacher Weise aufzuklären. Zur Ergänzung der dort (auf Seite 49) entwickelten Gedankengänge mögen die folgenden Betrachtungen dienen:

Zwischen einer senkrechten Wand AB und einer schrägen Wand AC, die einen Winkel von 45° einschließen, sei der Raum ausgefüllt durch glatte zylindrische Walzen von gleichem Durchmesser und von der Länge = 1. Die Reibung zwischen den Walzen und an den Wänden sei = 0.

Die Walzen können z. B. senkrecht übereinander gelagert sein nach Abb. 1. Die einzelne Walze lastet mit ihrem ganzen Gewicht auf der darunter liegenden und überträgt auch das

Gewicht der darüber liegenden Walzen auf die darunter liegende. Die Gewichte der einzelnen Walzen einer senkrechten Reihe addieren sich bis zu der Walze, die auf der Wand AC aufruhet. Die Summe dieser Gewichte wird in der untersten Walze gestützt durch die Wände AC und AB, deren Widerstände quer zu den Wänden wirken. Der wagerechte Widerstand der Wand AB wird durch die wagerechte Walzenreihe übertragen, nur die allerunterste Walze drückt unmittelbar auf die Wand AB.

Die Anordnung ist statisch bestimmt. Die Drücke an den Wänden AB und AC nehmen mit der Tiefe zu wie der Wasserdruck auf einer Seitenwand.

Eine andere Lagerung der Walzen in Reihen parallel der Wand AC zeigt Abb. 2. Auch diese Anordnung ist statisch bestimmt.

Das Gewicht irgendeiner Walze wird durch die schrägen Widerstände der beiden darunter liegenden Walzen gestützt.

¹⁾ R. Petersen, Erddruck auf Stützmauern, Berlin 1924, Julius Springer.

Diese Widerstände werden weiter übertragen bis zu den Walzen, die an den Wänden AB und AC liegen. Die Wände AB und AC müssen Auflagerwiderstände leisten gleich der Summe der Kräfte, die in jeder schrägen Walzenreihe auftreten. Die Wand AB möge nach Abb. 2 gewellt sein, so daß an ihr die Drücke aus den Walzenreihen in ihrer ursprünglichen Richtung ver-

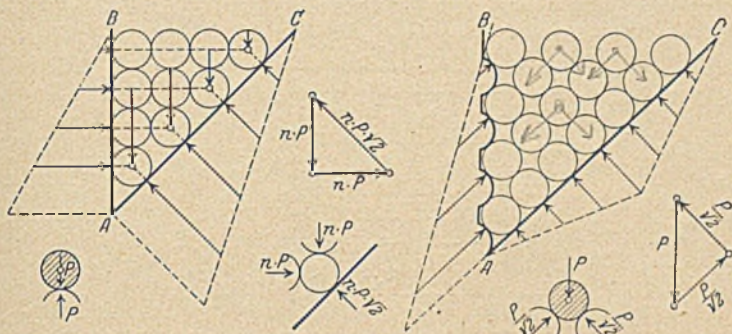


Abb. 1.

Abb. 2.

bleiben. Durch diese Annahme kann die Vorstellung ersetzt werden, daß die Drücke auf der Wand AB unter einem gewissen Winkel angreifen. Die Druckverteilung auf der Wand AB entspricht wiederum dem Anwachsen des Wasserdrucks auf einer Seitenwand, die Druckverteilung auf der Wand AC weicht aber völlig davon ab.

Nun möge drittens eine Lagerung der Walzen nach Abb. 3 angenommen werden. Die Anordnung ist statisch unbe-

übertragen werden, und daß die benachbarten Walzen keine Last übernehmen.

Abb. 8 zeigt den umgekehrten Fall, daß die Gewichte der einzelnen Walzen ausschließlich von den benachbarten Walzen übertragen werden, und daß die darunter liegenden Walzen keine Last übernehmen.

In Abb. 7 entspricht die Druckverteilung an der Wand AC dem Wasserdruck, an der Wand AB aber nicht mehr. In Abb. 8 zeigt die Druckverteilung ein Bild, das bei beiden Wänden vom Wasserdruck völlig abweicht. Die wirkliche Druckverteilung an den Wänden AB und AC liegt also zwischen

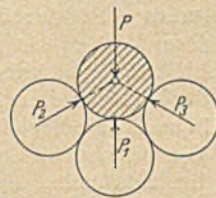


Abb. 3.

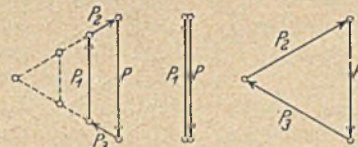


Abb. 4. Abb. 5. Abb. 6.

den beiden Darstellungen Abb. 7 und 8, weicht daher von der Form des Wasserdruckes ab.

Faßt man die Gewichte sämtlicher Walzen zu der Mittelkraft $\sum P$, die Gegendrücke der Wand AB zu der Mittelkraft $\sum E$, die Gegendrücke der Wand AC zu der Mittelkraft $\sum Q$ zusammen, so schneiden sich die drei Mittelkräfte bei Abb. 7

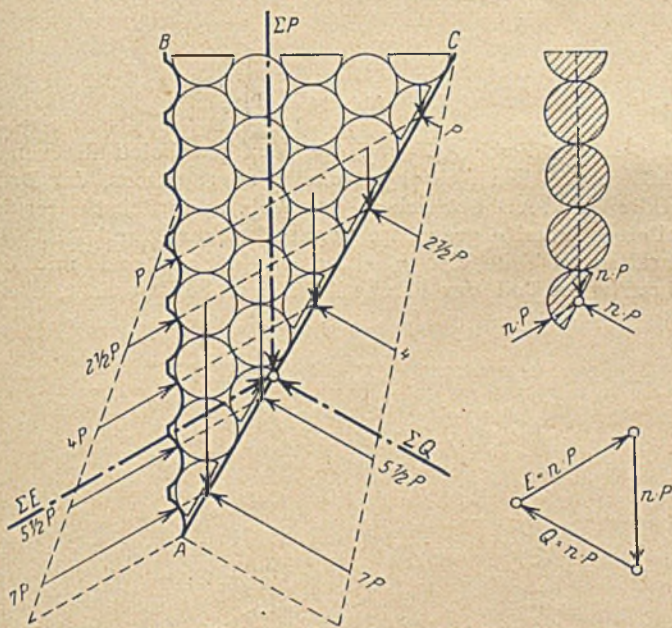


Abb. 7.

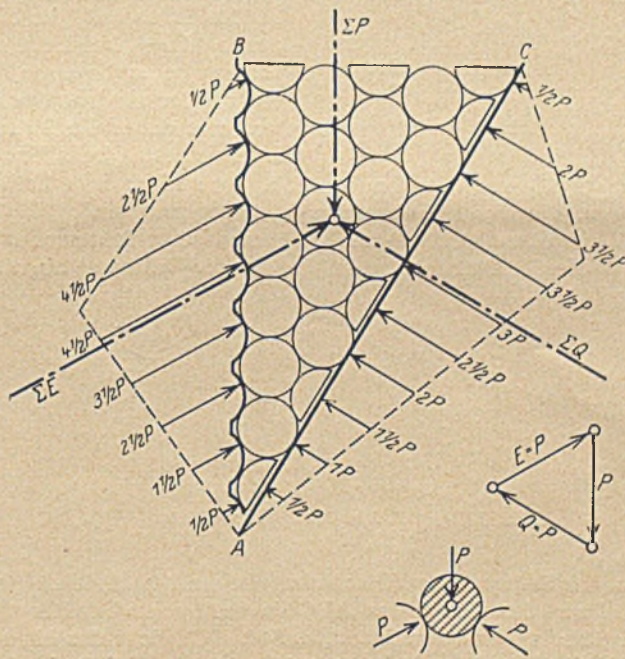


Abb. 8.

stimmt. Das Gewicht P irgendeiner Walze wird von den drei darunter liegenden Walzen gestützt entsprechend dem Kräfteplan Abb. 4. Im vorliegenden Falle muß $P_2 = P_3$ sein. Das Größenverhältnis der Widerstände P_1 und P_2 bzw. P_3 ist abhängig von den elastischen Eigenschaften der Walzen und von der Nachgiebigkeit der endgültigen Auflagerflächen AB und AC. Die wirkliche Kräfteverteilung muß jedenfalls zwischen den Grenzen liegen, die gegeben sind einmal durch die Annahme $P_2 = P_3 = 0$ (Abb. 5), das andere Mal durch die Annahme $P_1 = 0$ (Abb. 6). Zwischen den gleichen Grenzen müssen auch die Auflagerwiderstände der Wände AB und AC liegen. Die Wände AB und AC müssen in diesem Falle einen anderen Winkel einschließen als in Abb. 1 und 2.

Abb. 7 zeigt die Kräfteverteilung, wenn man $P_2 = P_3 = 0$ setzt, also annimmt, daß die Gewichte der einzelnen Walzen ausschließlich von den senkrecht darunter liegenden Walzen

in der Wand AC dort, wo die Schwerlinie der $\sum P$ die Wand AC trifft. Im Falle der Abb. 8 schneiden sich die $\sum P$, $\sum Q$, $\sum E$, im Schwerpunkt der $\sum P$, also im Schwerpunkt der Fläche ABC.

In Wirklichkeit wird also der Schnittpunkt der Mittelkräfte $\sum P$, $\sum Q$, $\sum E$ irgendwo auf der Schwerlinie der $\sum P$ zwischen dem Schwerpunkt der Fläche ABC und der Wand AC liegen.

Wenn man beispielsweise zu Abb. 3 annimmt, daß das Gewicht jeder Walze P zur Hälfte auf die darunter liegende, zur Hälfte auf die benachbarten Walzen wirkt, wenn man also in Abb. 4 $P_1 = 1/2 P$ annimmt, so ergibt sich aus der Addition der halben Kräfte nach Abb. 7 und 8 eine Druckverteilung nach Abb. 9, an der bemerkenswert ist, daß sie von der Form des Wasserdruckes völlig abweicht.

Wenn man daher annimmt, daß die schrägen Widerstände $P_2 = P_3$ von dem Werte $P_2 = P_3 = 0$ (Abb. 7) allmählich bis zu dem Wert $P_2 = P_3 = P$ (Abb. 8) anwachsen, so ändert sich die Form der Druckverteilung an den Wänden AB und AC allmählich von Abb. 7 über Abb. 9 in Abb. 8.

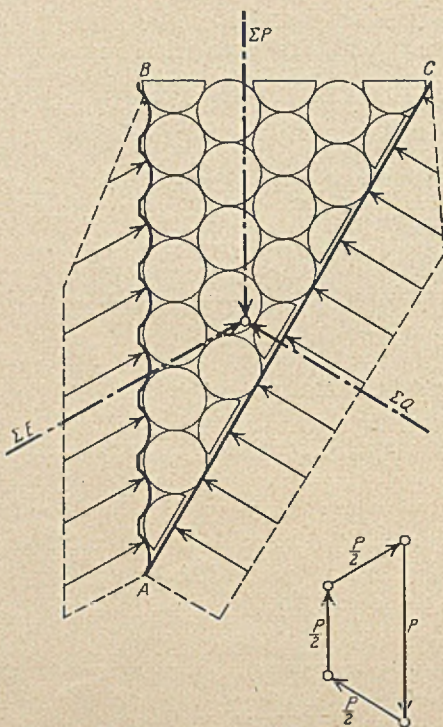


Abb. 9.

Die bisherigen Überlegungen haben für die Berechnung von Stützmauern noch keine Bedeutung, sie sollen nur dazu dienen, die folgenden Betrachtungen anschaulicher zu machen.

Bisher haben wir uns den Raum ABC durch reibungslose Walzen angefüllt gedacht. Wenn wir nun statt der Walzen reibungslose Kugeln annehmen, so bleibt das Wesentliche bestehen, nur die räumliche Kräfteübertragung ist etwas weniger übersichtlich.

Denken wir uns nun ferner statt reibungsloser Kugeln Sand oder kohäsionslose Erde, so ändert sich an der ganzen Vorstellung nur, daß die Richtungen der Wände AC und AB und die Richtungen der Kräfte P_2 und P_3 , die bisher durch die Kreisform der Walzen bedingt waren, nun mehr freier werden. Wir können uns daher die Stützung irgendeines Erdteilchens vom

Gewicht ΔG vorstellen nach Abb. 10 und 11 innerhalb der Grenzen, die durch Abb. 12 und 13 gegeben sind.

Wir wollen nun AB als Rückwand einer Stützmauer und AC als die Gleitfläche ansehen, in der die Erdmasse abrutscht,

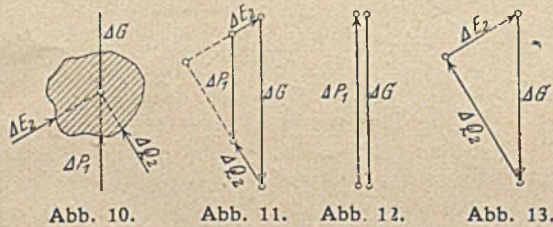


Abb. 10.

Abb. 11.

Abb. 12.

Abb. 13.

wenn die Stützmauer zu schwach ist und nachgibt. Ferner wollen wir das Erdprisma ABC in senkrechte Streifen teilen nach Abb. 14 und annehmen, daß das Gewicht des einzelnen Streifens voll auf die Gleitfläche AC wirkt, und daß nicht etwa ein Teil des Gewichtes eines Streifens durch Reibung auf die Nachbarstreifen übertragen wird (Abb. 12). Den Gegendruck der Gleitfläche AC nehmen wir unter dem Reibungswinkel ρ gegen die Senkrechte zur Wand AC an, den Druck auf die Wand AB dagegen zunächst einmal parallel der Oberfläche. In Abb. 14 sind die Flächendrücke σ_{q1} auf der Gleitfläche AC und die Flächendrücke σ_{e1} auf der Wand AB gezeichnet. Die Druckflächen auf Wand und Gleitfläche sind im Gleichgewicht mit der Belastungsfläche ABC. Die Mittelkräfte

$$G = \int g \, dx,$$

$$Q_1 = \int \sigma_{q1} \, ds,$$

$$E_1 = \int \sigma_{e1} \, dy$$

schneiden sich in der Gleitfläche AC auf $1/3$ der Länge von unten.

Abb. 14 stellt somit einen Grenzfall der möglichen Gleichgewichtszustände dar entsprechend Abb. 10 und 12 ($\Delta P_1 = \Delta G$).

Einen anderen Grenzfall entsprechend Abb. 10 und 13 ($\Delta P_1 = 0$) erhalten wir, wenn wir das Erdprisma ABC in schräge Streifen parallel der Gleitfläche AC aufteilen nach Abb. 15 (vergleiche oben genannte Arbeit Seite 38). Der Druck

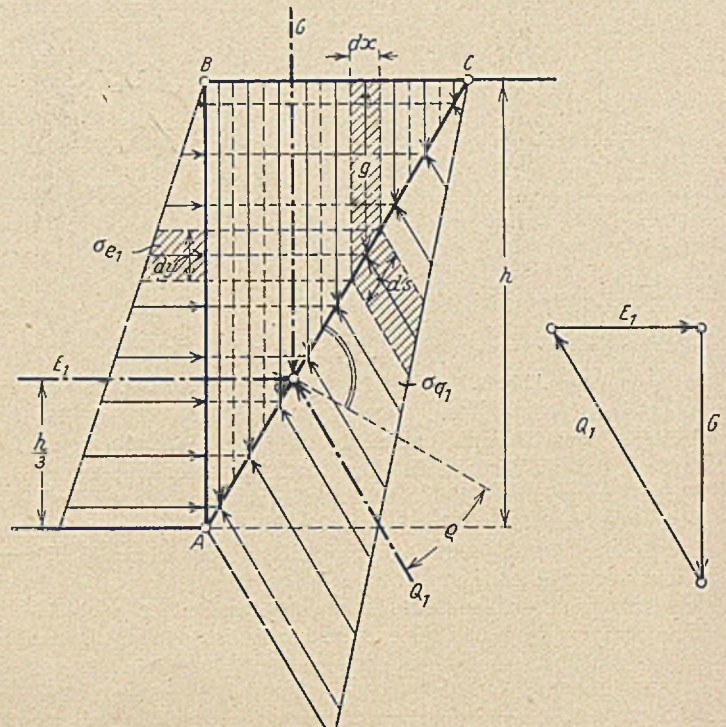


Abb. 14.

auf die Gleitfläche AC und die dazu parallelen Flächen ist wieder unter dem Reibungswinkel ρ angenommen, der Druck auf die Wand AB abweichend von Abb. 14 zunächst unter dem Reibungswinkel ρ gegen die Senkrechte zur Wand AB. Die schraffierten Teile der σ_{q2} - und σ_{e2} Flächen sind mit dem schraffierten Teil der Fläche ABC im Gleichgewicht, ebenso

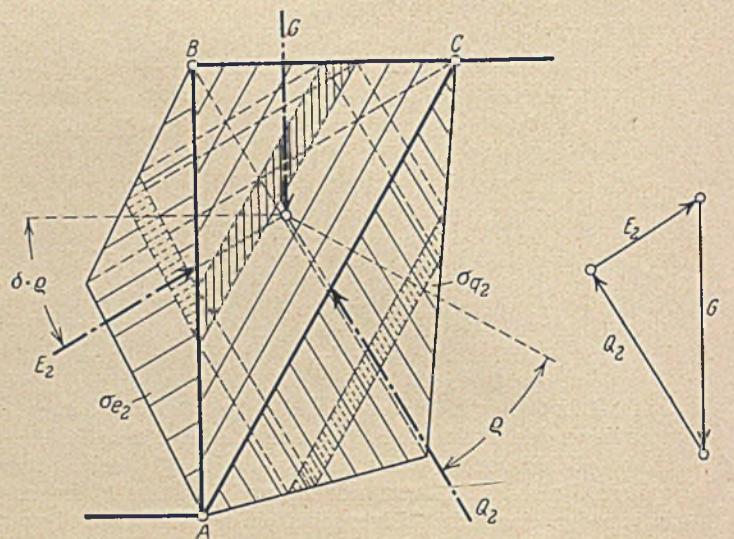


Abb. 15.

die ganzen Druckflächen der σ_{q2} und σ_{e2} mit der ganzen Belastungsfläche ABC.

Abb. 14 kann auch angesehen werden, als ob das Erdprisma ABC als zusammenhängendes Ganzes durch die Widerstände E_1 und Q_1 gestützt wird.

Abb. 15 dagegen kann angesehen werden, als ob jedes einzelne Erdteilchen ΔG für sich durch Widerstände ΔQ_2 und ΔE_2 gestützt wird.

In Abb. 14 schneiden sich die drei Kräfte G , Q_1 , E_1 auf $1/4$ der Gleitfläche AC von unten, in Abb. 15 schneiden sich die drei Kräfte G , Q_2 , E_2 im Schwerpunkt von ABC .

Der Druck auf die Gleitfläche AC ist in allen Fällen unter dem Reibungswinkel ρ gegen die Senkrechte zu AC geneigt anzunehmen aus der Vorstellung heraus, daß das Erdprisma

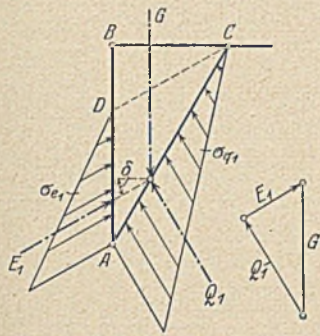


Abb. 16.

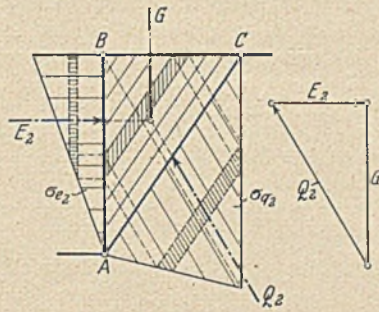


Abb. 17.

ABC auf AC oder den dazu parallelen Flächen abrutscht, wenn die Mauer nachgibt.

Der Druck auf die Wand AB dagegen kann irgendeine Richtung haben zwischen den Grenzen $\delta = 0$ und $\delta = \rho$, wenn δ den Winkel der Druckrichtung gegen die Senkrechte zur Wand AB bedeutet.

Die Unsicherheit der statischen Erddrucktheorie beruht ja bekanntlich darauf, daß wir die Richtung des Erddruckes auf die Wand AB mit Hilfe der allgemeinen Gleichgewichtsbedingungen nicht ermitteln können und in allen Fällen hierüber eine Annahme machen müssen, um überhaupt zu einer Schlußfolgerung zu kommen. Die Ermittlung der Richtung und Größe des Erddruckes mit Hilfe von Elastizitätsgleichungen ist bisher nicht gelungen. Über allgemeine Ansätze zu den Bedingungengleichungen ist man nicht herausgekommen. Der Versuch einer für den ausführenden Ingenieur brauchbaren Lösung dieser statisch unbestimmten Aufgabe mit Elastizitätsgleichungen erscheint zurzeit noch ziemlich aussichtslos²⁾.

Im Grenzfall der Abb. 14 aber kann die Richtung des Erddruckes E nicht steiler sein als parallel der Oberfläche, weil sonst eine Druckverteilung auf AB nach Abb. 16 entstehen

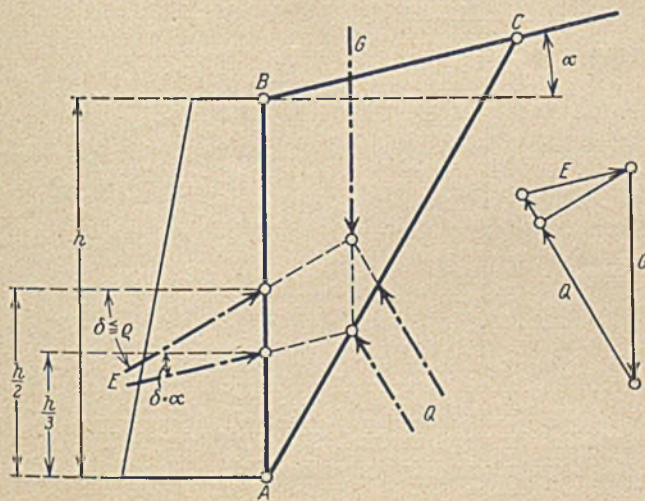


Abb. 18.

würde. Bei steilerer Richtung von E wäre der obere Teil der Wand unbelastet, man müßte ihn also entfernen können, ohne das Gleichgewicht zu stören. Das ist aber zweifellos nicht möglich. Deshalb scheidet für den Grenzfall der Abb. 14 eine

²⁾ Eine vorzügliche Arbeit über den gegenwärtigen Stand der mathematischen Behandlung dieser Fragen bietet H. Reißner, Zum Erddruckproblem, Sitzungsberichte der Berliner Mathematischen Gesellschaft, XXIII. Jahrgang.

steilere Richtung des Erddruckes als parallel zur Oberfläche aus.

Im Grenzfall der Abb. 15 andererseits ist eine flachere Richtung des Erddruckes E als unter dem Reibungswinkel ($\delta = \rho$) unwahrscheinlich, weil sonst die Formänderungsarbeit einen größeren Wert annehmen würde. Je flacher die Richtung des Druckes auf die Wand AB angenommen wird, um so größer werden E_2 und Q_2 , um so weiter rückt der Angriffspunkt auf der Wand in die Höhe, um so größer wird die Formänderungsarbeit, also um so unwahrscheinlicher wird der Gleichgewichtszustand.

Abb. 17 zeigt z. B. die Druckverteilung im Falle der Abb. 10 und 13, wenn man die ΔE_2 wagerecht annehmen würde. Dieser Gleichgewichtszustand kann als unwahrscheinlich ausgeschieden werden.

Wenn ferner zwei Gleichgewichtszustände möglich sind: bei dem einen schneidet E die Wand AB oberhalb ihrer Mitte, bei dem zweiten unterhalb der Mitte, die Richtung von E sei in beiden Fällen gleich, so entspricht dem zweiten Falle (unterhalb der Mitte) die kleinere Formänderungsarbeit also die größere Wahrscheinlichkeit.

Der wirkliche Gleichgewichtszustand liegt somit wahrscheinlich zwischen den Grenzen der Abb. 14 und 15.

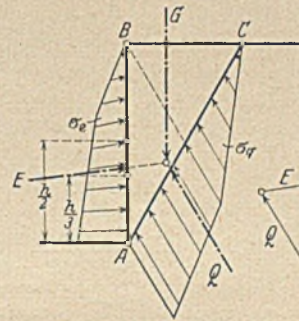


Abb. 19.

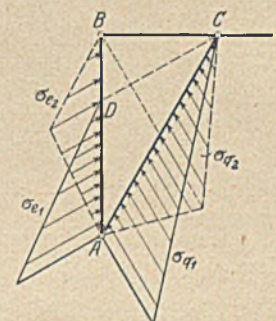


Abb. 20.

In Abb. 18 sind die wahrscheinlichen Grenzen dargestellt:

1. Der Schnittpunkt der drei Kräfte G , Q , E muß auf der Schwerlinie von G zwischen der Gleitfläche AC und dem Schwerpunkt der Fläche ABC liegen.
2. Der Angriffspunkt von E auf der Wand AB muß zwischen dem unteren Drittelpunkt und der Wandmitte liegen.
3. Die Richtung des Erddruckes E auf der Wand AB kann unter den durch 1 und 2 gegebenen Einschränkungen bei wagerechter Geländeoberfläche irgendwie zwischen $\delta = 0$ und $\delta = \rho$ geneigt sein ($\delta =$ Abweichung von der Senkrechten zur Wand). Ist die Geländeoberfläche unter α geneigt, so werden die Grenzen: $\delta = \alpha$ und $\delta = \rho$ (vergleiche die oben genannte Arbeit Seite 51).

Wahrscheinlich wird der wirkliche Gleichgewichtszustand der Abb. 14 erheblich näher sein als der Abb. 15.

Abb. 19 zeigt z. B. die Druckverteilung auf AB und AC , wenn man annimmt, daß die Stützung der einzelnen Erdteilchen (Abb. 10) zu $3/4$ nach Abb. 14 und $1/4$ nach Abb. 15 erfolgt ($\Delta P_1 = \frac{3}{4} \Delta G$ nach Abb. 11). Bemerkenswert ist dabei

die Form der σ_e - und σ_q -Flächen. Die Mittelkraft E greift höher als auf $1/3$ der Wandhöhe AB an. Bemerkenswert ist dabei auch, daß die Neigung des Druckes σ_e von oben nach unten abnimmt. Abb. 19 stellt eine mögliche Übergangsform zwischen den Grenzzuständen der Abb. 14 und 15 dar.

Nach Abb. 18 müßte es aber auch möglich sein, daß der Erddruck E im unteren Drittelpunkt der Wand AB unter $\delta = \rho$ angreift. Hierin könnte ein Widerspruch mit dem Grenzfall Abb. 14 gefunden werden. Wir wollen daher diesen Fall noch näher betrachten und für die folgenden Darstellungen annehmen, daß der Reibungswinkel oder, was dasselbe ist, der natürliche Böschungswinkel der Erde $\rho = 30^\circ$ ist. Dann ist be-

kanntlich die Gleitfläche AC unter 60° gegen die Wagerechte geneigt.

Die Neigung des Erddruckes zur Wand AB wollen wir unter $\delta = \rho = 30^\circ$ annehmen. Dann ergeben sich folgende Druckflächen:

Abb. 20 enthält die beiden Grenzzustände Abb. 16 und 15. Die ausgezogenen Druckflächen gelten für $\Delta P_1 = \Delta G$ (Abb. 10 und 12), die gestrichelten Druckflächen für $\Delta \gamma_1 = 0$ (Abb. 10 und 13).

Abb. 21 gilt für $\Delta P_1 = \frac{3}{6} \Delta G$ (Abb. 10 und 11).

Abb. 22 „ „ $\Delta P_1 = \frac{4}{6} \Delta G$ „ „

Abb. 23 „ „ $\Delta P_1 = \frac{5}{6} \Delta G$ „ „

Den gesuchten Gleichgewichtszustand zeigt die Abb. 22, sie ergibt sich, wenn man $\frac{2}{3}$ der ausgezogenen Druckflächen

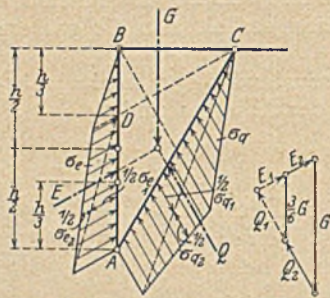


Abb. 21.

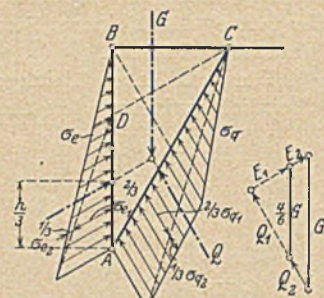


Abb. 22.

von Abb. 20 und $\frac{1}{3}$ der gestrichelten Druckflächen dieser Abb. addiert.

Im Grenzzustand $\frac{\Delta P_1}{\Delta G} = 1$ der Abb. 20 liegt die Spitze der σ_{e1} -Fläche an der gleichen Stelle D, wo die σ_{e2} -Fläche des anderen Grenzzustandes $\frac{\Delta P_1}{\Delta G} = 0$ ihre größte Höhe hat. Dieser Punkt D liegt bei $\rho = 30^\circ$ im oberen Drittelpunkt der Wand AB.

In Abb. 22 entspricht demnach die σ_e -Fläche dem Wasserdruck. Die Mittelkraft E geht durch den unteren Drittelpunkt der Wand AB.

Nimmt man aber bei gleicher Richtung des Erddruckes $\frac{\Delta P_1}{\Delta G} < \frac{2}{3}$ an, so knickt die Drucklinie der σ_e nach außen aus, und E rückt oberhalb des Drittelpunktes (Abb. 21).

Wenn dagegen $\frac{\Delta P_1}{\Delta G} > \frac{2}{3}$ ist, so knickt die Drucklinie der σ_e nach innen ein, und E rückt unterhalb des Drittelpunktes (Abb. 23).

Dieser letzte Gleichgewichtszustand mag in Wirklichkeit gelegentlich vorkommen. Für die Grenzen der möglichen Gleichgewichtszustände, die wir zum Zweck der Berechnung von Stützmauern suchen, müssen wir diesen Fall als zu günstig ausscheiden und dabei bleiben, daß wir eine tiefere Lage von E als im unteren Drittelpunkt vorsichtigerweise nicht annehmen dürfen.

Bemerkenswert aber ist, daß die Möglichkeit einer Druckverteilung nach Abb. 22 gebunden ist an eine ganz bestimmte Kraftverteilung nach Abb. 10 und 11. In diesem Falle muß $\frac{\Delta P_1}{\Delta G} = \frac{2}{3}$ sein.

Nun entsteht die weitere Frage: Wie muß Abb. 23 geändert werden, damit E durch den unteren Drittelpunkt geht. Die Antwort lautet: Die Richtung von E muß flacher gewählt sein.

In Abb. 24 ist für $\frac{\Delta P_1}{\Delta G} = \frac{5}{6}$ der Fall dargestellt, bei dem die σ_e -Fläche geradlinig begrenzt wird. Die Spitze D des σ_{e1} -Drei-

eckes muß in diesem auf $\frac{1}{6}$ der Wandhöhe von oben liegen. Die Richtung des Erddruckes E auf die Wand AB muß somit parallel der Verbindungslinie CD sein, der Winkel δ wird in diesem Falle $\delta \sim 16^\circ$.

Wenn man demnach annimmt, daß E die tiefste mögliche Lage einnimmt, also durch den unteren Drittelpunkt der Wand AB geht, so ist die steilste, also günstigste Richtung von E davon abhängig, wie das Gewicht ΔG des einzelnen Erdteilchens sich auf seine Unterlage entsprechend Abb. 10 und 11 verteilt.

Ist die Annahme $\frac{\Delta P_1}{\Delta G} = \frac{2}{3}$ zulässig, so ist es zulässig, $\delta = \rho = 30^\circ$ zu setzen.

Ist aber $\frac{\Delta P_1}{\Delta G} > \frac{2}{3}$, so muß $\delta < 30^\circ$ angenommen werden.

Für $\frac{\Delta P_1}{\Delta G} = \frac{5}{6}$ ergibt sich z. B. $\delta \sim 16^\circ$.

Ist gar $\frac{\Delta P_1}{\Delta G} = 1$, so muß $\delta = 0$ (oder allgemeiner bei schräger Geländeoberfläche parallel der Oberfläche) werden.

Die Annahme $\frac{\Delta P_1}{\Delta G} = \frac{2}{3}$ erscheint aber gefühlsmäßig (genaues wissen wir nicht) unzulässig. Wahrscheinlich (gefühlsmäßig) ist $\frac{\Delta \gamma_1}{\Delta G} > \frac{2}{3}$.

Daher erscheint die vielfach übliche Annahme, daß E auf $\frac{1}{3}$ der Wandhöhe und unter dem Reibungswinkel ρ angreift, unvorsichtig. Dagegen wird man bei wagerechter Erdoberfläche und auch bei flacher Geländeneigung in der Regel sicher gehen, wenn man E auf $\frac{1}{3}$ der Wandhöhe und parallel der Oberfläche annimmt. Müller-Breslau empfiehlt bekanntlich, $\delta \leq 0,8 \rho$ anzunehmen.

Wenn sich aber die Geländeneigung der natürlichen Böschung nähert, so nähert sich der Angriffspunkt von E der Wandmitte (wie in der oben genannten Arbeit Seite 59 begründet ist).

Die hier behandelten Grenzzustände sind bereits in der obengenannten Arbeit entwickelt und für verschiedene Neigungen der Wand AB und der Geländeoberfläche BC ausführlicher

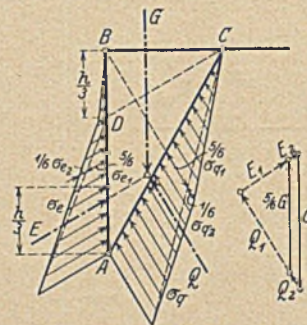


Abb. 23.

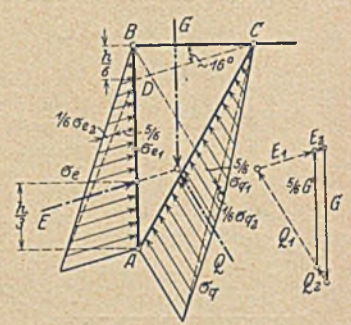


Abb. 24.

erörtert. Es fehlte aber in der obengenannten Arbeit (siehe Seite 49) noch die Verbindung zwischen den beiden Grenzzuständen, die hier gegeben wird. Neu ist in der vorliegenden Arbeit die Begründung der wahrscheinlichen Grenzzustände und die Entwicklung ihrer möglichen Übergangsformen.

Diese Darstellungen geben dem ausführenden Ingenieur eine recht anschauliche Vorstellung über die mögliche Druckverteilung auf der Mauer und über den Spielraum ihrer Wahrscheinlichkeit, der durch die statische Unbestimmtheit der Aufgabe bedingt ist.

Von den Übergangsformen zwischen den in oben genannter Arbeit entwickelten Grenzzuständen bei geneigter Geländeoberfläche mögen noch zwei weitere Beispiele gezeigt werden.

Abb. 25 zeigt z. B. den Fall steigenden Geländes mit der tiefsten Lage und der steilsten Neigung des Erddruckes. Diese

Form der Druckfläche gilt aber nur unter der Voraussetzung, daß in diesem Falle $\frac{\Delta P_1}{\Delta G} \sim \frac{3}{4}$ angenommen werden kann.

(Vgl. Abb. 47 und 48 der oben genannten Arbeit.)

Abb. 26 zeigt eine mögliche Form der Druckflächen bei fallendem Gelände ebenfalls unter der Annahme $\frac{\Delta P_1}{\Delta G} \sim \frac{3}{4}$

(vgl. Abb. 51 und 52 der oben genannten Arbeit). Gerade für diesen Fall fehlte bisher eine annehmbare Vorstellung über die Druckverteilung. Abb. 26 gibt eine solche.

Ferner ist in der oben genannten Arbeit dargestellt, in welchem Sinne sich die Form der Druckflächen ändert, wenn man an Stelle einer geraden Gleitfläche AC eine gekrümmte Gleitfläche annimmt.

Eine grundsätzliche Änderung der bisherigen Ergebnisse tritt hierbei nicht ein. Die Druckflächen der σ_e und σ_q werden alsdann durch krumme Linien begrenzt, derart, daß die

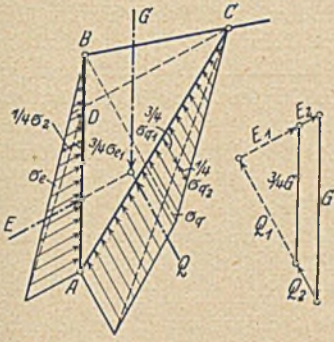


Abb. 25.

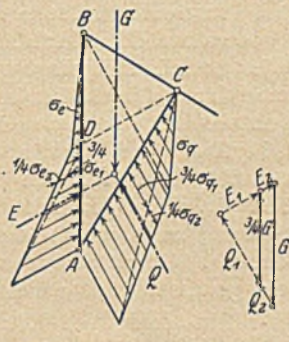


Abb. 26.

σ_e und σ_q an der Erdoberfläche mit dem Wert = 0 beginnen. Die Knicke der Begrenzungslinien werden ausgerundet. Die Mittelkräfte E und Q müssen natürlich durch die Schwerpunkte der Druckflächen gehen.

In Wirklichkeit ist die Gleitfläche nach den Versuchen von Müller-Breslau flach gekrümmt. Diese Krümmung weicht aber nur wenig von der Geraden ab. Ihre Folge ist, daß der wirkliche Erddruck etwas größer ist als der aus einer geraden Gleitfläche berechnete. Die Rechnung mit gekrümmten Gleitflächen ist aber sehr umständlich und unsicher, die Rechnung mit geraden Gleitflächen dagegen einfach. Deshalb empfiehlt es sich, die Annahme gerader Gleitflächen beizubehalten.

Die bisherigen Widersprüche zwischen der Coulombschen und der Rankineschen Erddrucktheorie ergeben sich nach diesen Überlegungen als nur scheinbare, insofern als die Rankinesche Theorie nur einen Grenzfall der möglichen Gleichgewichtszustände darstellt.

Ebenso lassen sich die Unstimmigkeiten zwischen den Versuchsergebnissen³⁾ und der bisher üblichen Erddrucktheorie zwanglos erklären, wenn man den wirklichen Gleichgewichtszustand als zwischen den beiden gekennzeichneten Grenzfällen liegend ansieht. Insbesondere erklärt sich hieraus die von Müller-Breslau durch Versuche festgestellte Tatsache, daß der Erddruck in der Regel höher als auf $\frac{1}{3}$ der Wandhöhe angreift.

Nur die eine Vorstellung muß man aufgeben, daß die Verteilung des Erddrucks auf eine Stützmauer sich ähnlich verhalten müsse wie der Wasserdruck auf eine Seitenwand.

Die Entstehung des Erddruckes auf eine Mauer ist nicht denkbar ohne eine Formänderung des Erdprismas ABC, ist nicht denkbar ohne das Auftreten von Reibungswiderständen und Schubspannungen. Der Ausgangspunkt für die Erddruckuntersuchungen ist die Annahme einer sogenannten Gleitfläche. Im ruhenden Wasser gibt es aber weder Reibung noch Schubspannungen, also auch keine Gleitfläche. Der Erddruck ist also grundsätzlich vom Wasserdruck verschieden. Er kann sich unter besonderen Umständen ähnlich verhalten, muß es aber nicht.

Die hier gezeigte Darstellung der möglichen Druckflächen und ihrer Grenzzustände hat für den Entwurf und die Berechnung von Stützmauern den Vorteil, daß sie davor schützt, zu günstige oder zu ungünstige Annahmen der Berechnung zugrunde zu legen. Die Grenzen, zwischen denen Richtung und Angriffspunkt des Erddruckes anzunehmen sind, lassen sich enger fassen, als es bisher üblich war. Jedoch bleibt eine gewisse Unsicherheit bezüglich Richtung und Lage des Erddruckes bestehen. Das ist darin begründet, daß die Aufgabe statisch unbestimmt ist. Der Ungenauigkeitsgrad bei der Berechnung von Stützmauern ist aber weniger in der Mangelhaftigkeit der statischen Erddrucktheorie begründet als vielmehr in der Unsicherheit bezüglich der Bezifferung der physikalischen Eigenschaften der Hinterfüllungserde (natürlicher Böschungswinkel, Raumgewicht und zulässige Bodenpressung). Was die Druckverteilung nach Abb. 10 und 11 anlangt, so wäre sie näherer Untersuchung wert. Vielleicht ergibt sich eine Möglichkeit, aus den beobachteten Werten bei Erddruckversuchen rückwärts auf die Form der σ_e -Fläche und aus dieser auf die Druckverteilung nach Abb. 10 und 11 Schlüsse zu ziehen.

Die oben genannte Arbeit enthält ferner zeichnerische Darstellungen, aus denen sich die Größe des Erddruckes in seiner Abhängigkeit von dem natürlichen Böschungswinkel ϱ , von der Geländeneigung und von der angenommenen Richtung des Erddruckes für die am meisten vorkommenden Fälle ohne weiteres entnehmen läßt.

³⁾ Müller-Breslau, Erddruck auf Stützmauern, Stuttgart, Kröner, 1906, Seite 151.

DIE PRAXIS DER EISABWEHR BEI WASSERKRAFTANLAGEN.

Von Berat. Regierungsbaumeister Dr.-Ing. Leiner, Privatdozent an der Technischen Hochschule, München.

Übersicht. Nach kurzem Überblick über die verschiedenen Formen der Eisbildung werden die technischen Mittel der Eisebekämpfung entsprechend der heutigen Kenntnis und Erfahrung in eine übersichtliche Systematik gebracht und, zum Teil auf Grund eigener Vorschläge des Verfassers, näher besprochen.

Eisstörungen gehören in den mittleren und nördlichen Breiten zu den größten Feinden des Wasserkraftbetriebes. Immerhin kann man sagen, daß dort, wo es zu Betriebsstörungen kommt, in den meisten Fällen nicht die Übermacht der Naturkraft, sondern die Unkenntnis der Erbauer die Schuld trägt. Die Kenntnis der einzelnen Formen des Eises und ihrer Entstehungsursachen bildet die Grundlage jeder Eisabwehr. Eine kurze Übersicht sei daher vorausgeschickt.

I. Formen des Eises.

Die verschiedenen Erscheinungsformen des Eises in den Triebwerken sind:

1. Das Oberflächeneis. Es bildet sich bei Flüssen an stromgeschützten Stellen, wird aber, besonders bei steigendem Wasser, durch Strömung, Wellenschlag u. dgl. leicht von den Ursprungsstätten gelöst und fortgeführt. So verursacht die Erhöhung der Reibungswiderstände beim Auftreiben des später besprochenen Grundeises ein Steigen des Wasserspiegels und damit die Lösung des im Fluß gebildeten Oberflächeneises. Der verstärkte Eisgang kommt dann gewöhnlich an Brückenpfeilern, Krümmungen, Ufervorsprüngen u. dgl. zum Stehen. Die Schollen und das zwischen ihnen ruhigere

Wasser frieren zu einer gemeinsamen starken Oberflächeneisdecke zusammen, die erst stärkerem und längerem Tauwetter und weiter steigendem Wasser zu weichen pflegt und dann schweren, zu Eisstößen neigenden Eisgang verursacht.

An den Feinrechen kann besonders das dünne Oberflächen-eis durch Hochklappen und breite Verlegung des Querschnittes Störungen verursachen.

2. Nadeleis- oder Roheis. Es bildet sich besonders in sternklaren Frosträchten bei starkem Windanfall und bei fehlender Eisdecke. Bei zugefrorenem Fluß tritt Nadeleisbildung nicht ein, sondern die Eisdecke verdickt sich durch Ansatz von Krystallen. Auch bei bewölkter Luft, selbst bei stärkerer Kälte, soll sich nach Beobachtungen des Elektrizitätswerk Hafslund¹⁾ (am Glommen) kein Nadeleis bilden. Letztere Feststellung mit ihrer absoluten Verneinung scheint aber doch der Nachprüfung zu bedürfen. Wind und Frost dürfte das Wesentliche sein, denn die Nadeleisbildung muß naturnotwendig eintreten, wenn die Wassermassen sich der Temperatur o nähern. Das Wasser sättigt sich dann mit kleinen, an der Oberfläche gebildeten und von der Strömung fortgeführten Eisnadeln, die sich an festen Gegenständen, also vorwiegend an den Rauigkeiten des Flußbettes, festsetzen. Eisenstäbe, beispielsweise Rechenstäbe, die aus der kalten Luft den Frost zum Wasser fortleiten, vereisen schnell, offenbar teils durch Neubildung von Eiskristalle, teils durch Anfrieren treibender Nadeln. An norddeutschen Strömen beobachtete Klärung des Wassers bei eintretender Nadeleisbildung²⁾ scheint darauf zu deuten, daß auch die Schwefelbestoffe dabei eine Rolle spielen.

3. Grundeis. Die Annahme Lüschers³⁾, daß zuerst eine Abkühlung des Flußbettes durch Schmelzen der Nadeleiskristalle und schließlich eine Neubildung von Eis an der Sohle stattfindet, hat viel Wahrscheinlichkeit: Blättriges Grundeis. An dieses setzen sich treibende Nadeleiskristalle oder zum Gefrierpunkt heruntergekühlte Wasserteilchen, und es entstehen weiße, körnige, rauhreifartige, ballige Massen: Körniges Grundeis. Dieses löst sich teils durch den mit der Größe wachsenden Strömungsangriff, teils durch den Auftrieb nach einiger Zeit vom Grunde und verursacht das unter 1 erwähnte Grundeisstreifen, das teils auf der Oberfläche, teils inmitten des Stromschlauches vor sich geht, da das Grundeis mit vom Flußbett kommenden Sinkstoffen aller Art beschwert ist.

4. Schlammteis oder Gallerteis. Es ist ein sekundäres Erzeugnis. Durch Wärme gelockertes Scholleneis zerfällt in eine Art Nadelmasse und ebenso wird festes Nadeleis beim Eintritt in wärmere Wasserströmungen getaut und ähnlich dem tauenden Schnee haftfähig und plastisch. Schlammteis entsteht daher beim Einströmen kalten, eisführenden Wassers in wärmeres Wasser beispielsweise beim Übergang von Eiswasser in eine übereiste Strecke oder einen Stollen. Ebenso entsteht es aber auch beim Eintritt warmer Strömungen in kaltes, eisbeladenes Wasser, beispielsweise beim Ausströmen aus langen Stollen in eine den Nordwinden ausgesetzte Freistrecke. Auch unvermittelt auf Tauwetter folgender Frost kann Schlammteis bringen. Bekannt und gefürchtet sind die das ganze Profil füllenden Schlammteismassungen bei Eisstopfungen des Frühjahrshochwassers in Norddeutschland, dadurch entstanden, daß Eis- und Schneemassen unter eine Eisdecke treten, wo Frost- und Wasserwärme sie zum teilweisen Schmelzen bringen. Bei Wasserkraftanlagen ist Schlammteis die gefährlichste Eisform, da es Rechen und Turbinen vollkommen verlegen kann.

5. Schnee. Er kommt als Lawine, von abbrüchigen Steilhängen oder unmittelbar mit dem Scholleneis in das Wasser und verhält sich ähnlich wie Schlammteis.

1) Th. Koehn, Ausbau von Wasserkraften, S. 835.

2) Görz und Buchheister, Das Eisbrechwesen im deutschen Reich, Berlin 1900.

3) Lüscher, Das Grundeis, Aarau 1906.

II. Bekämpfung der Eisgefahren.

1. Unbedingte Verhütung der Wasserauskühlung.

Das sicherste Mittel gegen jede Eisgefahr ist die Verhinderung der Auskühlung des Wassers, wie sie durch Stollen, tief in Erde verlegte Druckleitungen und bei kleinen Werkgräben durch völlige Überdeckung mit Holzbohlen erreicht wird. Das Mittel ist teuer, kann aber bei Lawinen-, Erdbeben- und Steinschlaggefahr sogar aus allgemeinen, baulichen Gründen die zweckmäßigste Lösung sein.

2. Bedingte Verhütung der Wasserauskühlung.

Einen bedingten Schutz gegen allgemeine Vereisung bildet eine feste Eisdecke im Mutterfluß und Werkkanal, wenn möglich, in Verbindung mit einem größeren Staubecken. Bei mechanischen Betrieben (Mühlen, Zellstoffwerken u. dgl.) sowie bei manchen elektrothermischen und elektrochemischen Betrieben mit einigermaßen gleichmäßiger Belastung läßt sich bei Frost eine Eisdecke schaffen und erhalten. Mit Beginn des Frostes muß dazu der Betrieb während einiger Zeit eingeschränkt oder notfalls stillgelegt werden. Nach Lüschers Vorschlag kann man durch Querhölzer und ähnliche Maßnahmen, z. B. Lattengerüste mit Weiden- oder Rohrfüllung der Flächen, an der Oberfläche der Werkkanäle den Vorgang der Eisdeckenbildung unterstützen. Ähnlich wirkt das an Wildbächen erprobte Mittel, an gegenüberliegenden Uferstellen Bäume in den Schnee zu stecken, deren Äste den Bach dachartig überdecken. Durch Einrammen von Pfählen kann dem Scholleneis ein gewisser Halt gegen Abtrieb gegeben werden.

Ein derartiger Eisschutz hat aber nur dann Zweck, wenn er während der ganzen Frostperiode ständig gehalten werden kann, andernfalls entsteht mehr Schaden als Nutzen, da gebrochenes und plötzlich massenhaft abtreibendes Eis die Veranlassung zu schweren Betriebsstörungen werden kann. Bei kleineren Werkkanälen geben die erwähnten Querbäume der Eisdecke einen gewissen Halt und Schutz gegen plötzlichen Abtrieb.

Zur Erzielung einer Eisdecke darf die mittlere Geschwindigkeit des Wassers für Mitteleuropa bei mäßigen Höhen nicht über 0,8—1 m, je nach Frostigkeit der Gegend, steigen.

Geringere Geschwindigkeiten verbieten sich meistens wegen der Verschlammungs- und Versandungsgefahr. In großen Höhen und in nördlichen Gegenden rückt die Geschwindigkeitsgrenze auf 1,50 m/s und höher.

3. Milderung unvermeidbarer Eisbildung.

Wasserkraftbetriebe mit stark wechselnder Belastung, also die meisten Werke, haben einen schwankenden Stauspiegel. Eine feste Eisdecke kann sich nicht bilden, denn gefrorene Decken werden abgehoben oder aufgebrochen, knicken bei sinkendem Wasser, schieben sich übereinander, Eisschollen heben sich, frieren zusammen usw. Der Abflußquerschnitt wird dadurch verengt, und gelegentlich kommt es zu regelloser Eisabfuhr und zu katastrophalen Eisstößen am Rechen.

Der Betrieb flacher Tagesausgleichbecken wird unter diesen Umständen fast unmöglich, da sie allmählich vereisen. Leichter ist der Speicherbetrieb im Fluß bzw. Kanal. Hier ist es am richtigsten, die Bildung einer Eisdecke überhaupt zu verhindern.

Ordentliche Regulierung des Mutterflusses bedeutet für diesen und somit auch für den Werkkanal eine Herabminderung der Gefahr der Eisversetzung und gewaltsamer Lösung, auch die Grundeisbildung wird dadurch vermindert. Die Auskühlung des Kanalwassers und damit die Eisbildung im Kanal bekämpft man durch Fernhaltung des Fremdeises, durch Verwendung schmaler, tiefer Querschnitte und durch Vermeidung der Wasserauskühlung infolge guter Wärmeleiter, die aus der Luft unter Wasser tauchen. (Eiserne Rechenstäbe, eiserne Brückenpfeiler, eiserne Uferbefestigungen u. dgl.)

Erdkanäle müssen im Herbst von Versandung und Verkräutung befreit werden, teils zur Bekämpfung der

Grundeisbildung, teils zur Erhöhung des Abfuhrvermögens. Zweckmäßig sind glatte Bettwandungen aus Beton, doch ist ihre Lebensdauer in Höhe des Wasserspiegels begrenzt.

Zur Fernhaltung des fremden Eises dienen feste oder schwimmende Eisabweiser, die das Eis zum Freilauf des Wehres leiten, und richtig konstruierte Grobrechen. Eisenbahnmaschinen haben bei letzteren den Nachteil starker Kälteleistung und ungünstiger Profilform. Sie vereisen leicht, besonders, wenn noch in der Nähe des Wasserspiegels eine Quersteifung liegt. Drehbare Rundhölzer in Holzrahmen haben sich im Werk Klagenfurt⁴⁾ bei Vereisung wesentlich besser bewährt. Die starke Querschnittverengung und geringere Widerstandskraft gegen den Angriff von Treibzeug sind allerdings Nachteile, die nur durch geschickte Anordnung gemildert werden können. Im Jahre 1912 erhielt Herr August Kurz unter D. R. P. 238 665 eine ähnliche Vorrichtung patentiert: Holzrollen mit eisernen Achsen, durch Kegelräder gedreht. Auf den Holzrollen längs laufende Winkeleisen sollten das Eis noch gründlicher zum Freilauf weisen, eine m. E. nur zur Vereisung des Rechens führende unzweckmäßige Ergänzung.

Ungleiche Geschwindigkeiten und Wechsel der Wasserrwärme durch Aufeinanderfolge mäßig langer Freistrecken und überdeckter Strecken sind wegen der Begünstigung der Schlamm- und Eiseisbildung zu vermeiden. Kurze übereiste Strecken, beispielsweise eine Spiegelverbreiterung unmittelbar vor dem Krafthaus, sind ungefährlich, weil der Aufenthalt des Eises für die Schlamm- und Eiseisbildung zu kurz ist. Andererseits sind lange, große Stauhaltungen nicht nur nicht schädlich, sondern nützlich, weil das Eis hier vollkommen fortschmelzen kann. Schädlich ist nur die mittlere Länge der Wechselstrecken.

Wie bereits unter 1 gesagt, ist die tiefe Verlegung der Druckrohre in Erde ein wirksamer Schutz gegen Auskühlung des Wassers. Lange Druckrohrleitungen, die in rauhem Klima den nördlichen Winden ausgesetzt sind, leiden unter Aneisung der Wände, die große Teile des Querschnittes (Werk Klagenfurt bis 34%) verlegen kann. Nur wo verhältnismäßig warmes Wasser auf kurze Strecken schnell fortgeleitet wird, ist keine Gefahr, also beispielsweise bei Gewässern, die vorwiegend aus Quellen oder Hochseen gespeist werden oder sich im Steilabsturz erwärmen.

Bei gefährdeten Leitungen kommt die tiefe Verlegung in Erde oder wenigstens die Verwendung von Eisenbeton- oder Holzrohren in Betracht. Gut ist auch eine Umkleidung der Eisenrohre mit Umbauten aus Holz oder Eisenbeton bei Freihaltung eines Zwischenraumes für Revision und Reparatur. Die Erschwerung aller Reparaturen und der hohe Preis sind aber erhebliche Mängel, so daß in so verzweifelten Fällen der Druckstollen meistens den Vorzug verdient. Bei Lawinen-, Erdbeben- oder Steingefahr ist letzterer schon aus allgemein baulichen Gründen die gebene Lösung.

4. Unschädliche Abführung des unvermeidbaren Eises.

Bildet sich trotz aller Vorsorge Eisgang oder Eisstand im Kanal, so wird man das Eis stetig und so schnell als möglich zum Unterwasser führen. Bankette dicht über dem Höchststau sind bei tiefen Einschnitten wertvoll für die künstliche Nachhilfe. Bei Eisstand muß der Kanal vom Werk aus aufwärts abgeeisst werden, indem das Eis vom Ufer aus aufgeschlagen oder bei stärkerer Decke eventuell mit Hilfe von Tragbrettern quer zur Achse mit der Eissäge zerschnitten bzw. mittels Eishacken bearbeitet wird. Durch Wuchten und Brechen werden dann einzelne Schollen zum Abtrieb gebracht, was durch die bei schwankendem Stauspiegel entstehenden Längsrisse begünstigt wird. Große Schollen müssen notfalls unterwegs oder spätestens am Eisschutz bzw. Freilauf weiter zerkleinert werden, worauf bereits bei Konstruktion des dortigen Laufsteges Rücksicht zu nehmen ist.

Bei bereits stark verdicktem Eis hat man sich im Elektrizitätswerk Klagenfurt⁵⁾ zeitweise darauf beschränken müssen, nur in der Mitte des Kanals eine etwa 15 m breite Rinne freizumachen. Dadurch wird nicht nur dem Werkwasser ein freierer Durchfluß eröffnet, sondern auch die Abfuhr des verbliebenen Randeises vorbereitet. Durch den schwankenden Spiegel wird das letztere von den Ufern gelöst und kommt dann von selber oder mit künstlicher Nachhilfe ebenfalls zum Abtrieb. Sprengungen mit Dynamit haben sich wenig bewährt und sind auch wegen der Gefahr der Böschungsverletzung, besonders bei betonierten Kanälen, nicht zu empfehlen. Günstigere Erfolge geben bekanntlich Pulversprengungen, doch wird man auch zu diesem Mittel erst greifen, wenn die Handarbeit versagt. An den norddeutschen Strömen hat sich am besten die Verwendung von Eisbrechdampfern bewährt, die mit dem flach gebauten Steven auf das Eis auflaufen und durch ihr Gewicht die Decke zerbrechen. Das Mittel ist auch für große Kraftanlagen beachtenswert. Wenn der Dampfer sich hauptsächlich in der Mitte des Kanals hält und die Seitenschollen durch sogenanntes „Rändern“ zum Abtrieb bringt, so sind Beschädigungen der Böschung nicht zu befürchten.

An Steilufern und auf Uferis gehäufte Schneemassen müssen ähnlich wie das Eis allmählich und zu passender Zeit abgestoßen werden, damit sie nicht durch gelegentlichen starken Zustrom gefährlich werden. Gegen Lawinen ist der beste Schutz ein Stollen.

Wo es die Örtlichkeit gestattet, sorgt man bereits im Zuge des Kanals für Zwischenentlastung durch Eisschützen mit hinweisenden Eisleitwerken. Am Wasserschloß bzw. am Krafthaus müssen jedenfalls Eisentlastungsanlagen in reichlicher Größe vorhanden sein.

Das Oberflächeneis wird hier durch besondere schwimmende oder feste Leitwerke — erstere meistens aus Holz, letztere auch aus Eisenbeton — zum Leerlauf bzw. Eisschutz geführt und von Zeit zu Zeit durch Ziehen des Grundablasses zur Vorflut weiter gespült. Die Abfallböden werden durch schwere Stammholzroste gesichert. Leitwerke erhalten kräftige Laufstege mit Geländer und tauchen mit ihrer Bohlenwand je nach dem Eisangriff etwa 0,8—1 m, der einfache Schwimmbaum genügt nur für kleine Verhältnisse und zur gelegentlichen Mithilfe.

Eisauflüsse werden durch Senkschützen oder versenkbare Eisklappen ähnlich wie Floßdurchlässe abgeschlossen. Vorrichtungen zur Wasserersparnis, z. B. automatisch hochgestellte, erst vom Scholleneis heruntergedrückte Schwimmklappen u. dgl. sind zweckmäßig. Da Eisauflüsse ebenso wie der Rechen am besten im Zuge der Strömung liegen, so ist nur die Befriedigung eines der beiden Ansprüche möglich: Wegen der Gleichmäßigkeit der Turbinenbelastung sollte man die Turbinen grundsätzlich senkrecht und symmetrisch zur Kanalachsengraden stellen und für die Eisabweiser die ungünstige Form gekrümmter oder schräg weisender Leitwerke wählen. Bei großen Massen treibenden Scholleneises verdient auch eine René Köchlin-Rossier und Locher u. Co. unter D. R. P. 304 457 patentierte Anordnung Beachtung, wonach das Oberflächeneis zusammen mit dem Rechengut zwischen Turbine und Schirmgenerator hindurchgeleitet wird, die Turbinenachse ist durch ein festes Eisenrohr gegen Beschädigungen geschützt.

Die Abführung des tiefgehenden Grundeises wird durch möglichst hohe Rechenschwellen, die schräg zum Grundablaß leiten, unterstützt.

Fortschwemmung des Schlammes durch den Rechen mittels handgeführter Harken gelingt nur bei mittlerem Eisdruck. Bei schwerem Schlammangriff sind maschinell hin und her bewegte wagerechte Schabestangen zu empfehlen, deren Gewichte so ausgeglichen werden können, daß nur die eigentliche Abkratzarbeit und die Reibung zu überwinden ist. Beim Werk Bruck a. d. Mur genügen 2 kW⁶⁾. Rechenstäbe

⁴⁾ Die Ausnutzung der Wasserleistung im hydraulisch betriebenen Elektrizitätswerk. Die Wasserwirtschaft 1915, S. 252 ff

⁵⁾ Von Winkler, Elektrotechnik und Maschinenbau 1909.

⁶⁾ J. ö. I. u. A. 1910, S. 385.

müssen bei Frostgefahr vor der Auskühlung durch die Frostluft geschützt werden, da sich das Eis an kalten Stäben besonders heftig ansetzt. Guten Erfolg verspricht folgender Entwurf des Verfassers: Die Rechenstäbe werden etwas unter dem Normalstau stromabwärts gebogen und enden in einem aus Bohlen gebildeten Holzrohr oder in einem, einen Teil der Rechenbühne bildenden Eisenbetonrohr, durch welches zu Zeiten der Grund- und Schlammisgefahr Heißluft strömt, die durch elektrische Widerstandsheizung gewonnen werden kann oder auch direkt von den Generatoren zugeleitet wird. Die Vorderwand des Heizrohres liegt in der hinteren Ebene des Rechens, so daß die Rechenharken gut von dem Rechen auf die Bühne gleiten.

Beim Werk Klagenfurt hat man die Rechenstäbe unterhalb des Stauspiegels enden lassen und in der hinteren Rechenebene eine Bohlenverkleidung bis zur Bühne geführt, ein einfaches Mittel zur Verhinderung starker Auskühlung des Rechens und der dahinter liegenden Turbinenschützen durch Frostwind.

Abspritzen des Rechens mit Wasser (Rohr mit Löchern hinter dem Rechen) hat nur dann Erfolg, wenn warmes Wasser unter starkem Druck benutzt wird, im anderen Fall verhindert die große Masse des rasch den Rechen durchströmenden Wassers und herantreibenden Eises den Erfolg.

Dampfzuleitung und Heißwasserspritzung wurde bereits häufig mit Erfolg benutzt, ist aber teuer, wenn nicht Abfallwärme zur Verfügung steht.

Empfehlenswert ist bei Eisgefahr und ungeschützter Lage die Überbauung der Rechenbühne, wie man sie in zahlreichen Niederdruckkraftwerken ausgeführt findet. Die Auskühlung der Rechen und Schützen wird dadurch gemildert, zumal wenn der Überbau stromaufwärts durch eine bis zum tiefsten Stau reichende, um eine wagerechte Achse pendelnde Schürze gegen das Eindringen kalter Zugluft gesichert ist. Je ungeschützter das Werk gegen Nord- und Ostwinde ist, desto nötiger wird der Rechenschutz. Bei Wasserschlössern ergibt sich die Überbauung des Rechens schon aus der Situation. Derartige Anlagen erleichtern die Bedienung bei Frost und Wind und schonen die Gesundheit des Personals.

Die übliche Rechenkonstruktion mit Rundeisenverspannung und Abstandröhrchen in den Stabmitten beeinträchtigt die Leichtigkeit und Güte der Rechenreinigung. Nach dem Vorschlage v. Winklers legt man die Verspannung besser mittels Laschen oder geschweißter Ansätze hinter die hintere Rechenebene, muß dann aber besonders sorgfältig verspannen.

Die Vereisung der Turbinenschützen wird durch die oben skizzierte Holzrohrheizung der Rechenenden oder durch unmittelbare Heißluftheizung bekämpft.

Beobachtungen an einem amerikanischen Werk⁷⁾ haben gezeigt, daß das Verstopfen der Turbinen mit Schlammis durch eine geringe Erwärmung derselben verhindert werden kann. Man glaubt, daß bereits ein Unterschied von

⁷⁾ El. World 1924.

0,001° genügt. Durch Anbringung von Drahtspulen an den Leiträdern und durch eine verhältnismäßig geringe Stromzufuhr (im Versuchsfall 3 kW) hat man mittels der hierbei erzeugten Wirbelströme diese Wärmeerhöhung geschaffen und Eisversetzungen vollkommen vermieden. Ähnlich wie bei einem Kerntransformator entsteht bei Stromzuleitung ein Kraftfluß durch Leit- und Laufräder.

Von turbinentechnischer Seite wurde in Deutschland diesen amerikanischen Versuchserfolgen gegenüber auf die Unmöglichkeit des nachträglichen Einbaues und die Störung des wirbelfreien Wasserdurchflusses hingewiesen. Beide Einwände erscheinen abwegig. Die Schwierigkeit späterer Anbringung der stromzuleitenden Spulen ist kein Beweisgrund gegen die Nützlichkeit der Neuerung, zumal der wassertechnisch geschulte, erfahrene Fachmann die Eisgefahr bereits beim Entwurf eines Wasserkraftbetriebes berücksichtigt und bei den amerikanischen Versuchen offensichtlich der Einbau erst nach Inbetriebnahme der Turbinen erfolgte. Störung der Fließbewegung und somit eine geringe Schädigung des Turbinenwirkungsgrades ist theoretisch denkbar. In der Praxis läßt sie sich durch geschickte Anordnung der Spulen, beispielsweise in den hohlen Leitradschaukeln oder in anderer turbinentechnisch gut durchgebildeter Spezialkonstruktion wahrscheinlich vollkommen vermeiden. Die Turbinentechnik hat bereits schwierigere Probleme gelöst. In Fällen, wo die Turbinenheizung notwendig wird, kann ein Versuch mit dieser aussichtsreichen Neuerung durchaus empfohlen werden.

Bei nur gelegentlicher Vereisung hat es sich auch bewährt, nachts allein mit Handregelung zu arbeiten, indem abwechselnd jede Turbine kurze Zeit stärker belastet wird. In jedem Fall muß das Wasser, selbst ohne Nutzleistung, ständig in Bewegung gehalten werden. Bereits vereiste Turbinen müssen durch Einleitung von Heißwasser oder Dampf aufgetaut werden.

Ständige Dampfheizung, Heißluftheizung oder elektrische Heizung an äußeren oder inneren Turbinenteilen wurde vielfach versucht, dürfte aber der erwähnten Wirbelstromheizung nachstehen, da die Hauptsache eine geringe Erwärmung der Eisenteile ist, während eine Wasserwärmung unverhältnismäßig teuer kommt, wenn sie wirksam sein soll. Dampfheizungen sind so zu führen, daß nicht bei Betriebspausen das Kondenswasser in Wassersäcken gefrieren kann. Aus letzterem Grunde verdient die Heißluftheizung allgemein den Vorzug vor Dampfheizung.

Je glatter und großräumiger die Schaufelung an Leit- und Laufrädern ist, desto geeigneter ist die Turbine bei Eisgefahr.

Saugrohre dürfen keine Abkühlung der Turbine bewirken. Ich empfehle, dieselben mit mehrfacher Strohseilumwicklung, Hessianüberspannung und Anstrich zu versehen oder nach dem Beispiel des Werkes Klagenfurt, den Raum, in den das Saugrohr mündet, durch eine einfache Pendelschürze mit horizontaler Achse und auf dem Wasser ruhenden Schwimmer mit Strohbürstendichtung (ähnlich der Schürze bei Rechenüberbauung) abzuschließen.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Feuersgefahr bei vorbehandeltem Holz.

Nach Engineering News-Record 1924, Vol. 93, Nr. 21, S. 825.

Wenn Bauholz vorbehandelt wird, so wird es beinahe immer mit Kreosot getränkt. Bezüglich solchen kreosotierten Holzes scheint die Meinung vorherrschend zu sein, daß es feuergefährlicher sei als unbehandeltes Holz. Der dichte Rauch und das wilde Feuer bei solchem kreosotiertem Holz scheinen die größere Feuergefährlichkeit zu bestätigen. Es wurde jedoch festgestellt, daß in solchen Fällen das Feuer vornehmlich vom Öl und nicht vom Holz genährt wurde, und daß viel weniger Holz vom Feuer verzehrt worden ist. Während frisch kreosotiertes Holz an der Oberfläche leichter entzündbar ist, ist nach 6 Monaten bis 1 Jahre die Feuergefährlichkeit vermindert, weil die flüchtigen Öle bis zu dieser Zeit verflüchtigt sind. Untersuchungen ergaben eine durchschnittliche Entzündungszeit von

5 Minuten 4 Sekunden für kreosotiertes und 2 Minuten 4 Sekunden für unbehandeltes Holz. Die entsprechende durchschnittliche Brenndauer war 23 Minuten 36 Sekunden bzw. 20 Minuten 8 Sekunden. Der Prozentsatz verzehrten Holzes war dabei 21,7 beim kreosotierten Holz bzw. 32,7 beim unbehandelten Holz. Diese Erscheinungen bestätigten sich auch auf Brandstellen an einzelnen Eisenbahnholzbauten, wo das Holz nur 1—3 cm tief verkohlte und wo das Feuer sich augenscheinlich selbst erstickte, weil das Kreosotöl einen Rückstand hinterließ, der sich an der Oberfläche des Holzes ansammelte und den Sauerstoff für einen weiteren Verbrennungsprozeß ausschloß. Es wurde noch darauf hingewiesen, daß bei Bauwerken aus kreosotiertem Holz in geeigneten Abständen Sandkästen stehen sollten, weil sich beim Löschen kleinerer Feuer der trockene Sand als wirksamer erwies als das Wasser.

Dr.-Ing. Hummel, Karlsruhe.

Zum Gerüstbruch der Kyminbrücke in Finnland.

Von Professor Dr.-Ing. M. Möller, Braunschweig.

Der Kyminfluß ist am Ort des Brückenbauwerkes bei Korja 9 m tief; seine Sohle besteht einseitig aus Fels in geneigter Lage. Für die Gründung der Rüstung lagen also ungünstige Verhältnisse vor. Die Betonierungsarbeiten der zweigleisigen Eisenbahnbrücke von 70 m Spannweite, in Eisenbeton ausgeführt, waren kaum seit acht

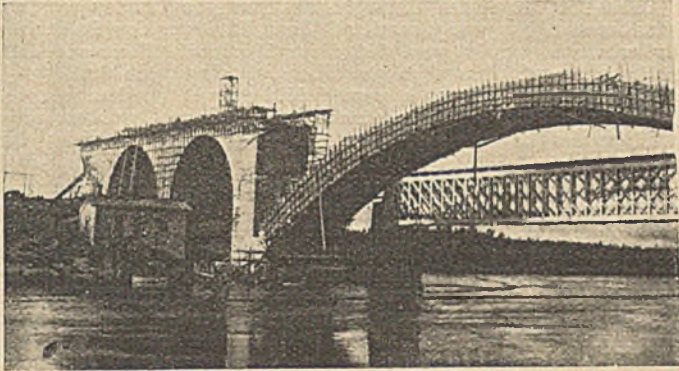


Abb. 1. Ansicht der Brücke nach dem Gerüstunfall.

Tagen vollendet, als der Strom die ganze Rüstung fortschwemmte. Die letzte Lamelle oberhalb des eisernen Kämpfergelenkes war jeweils an beiden Auflagern erst kurz vorher gestampft und noch plastisch; sie wurde beiderseits zusammengequetscht. Dabei senkten sich und rutschten die Kämpfergelenke derart, daß die Brücke an den Widerlagern nicht mehr voll auflag, und der Bogenscheitel sich um 80 cm

ist dann ein weiteres Stück in Angriff genommen worden (siehe Abbildung 3).

Zu technischer Beratung sind nach dem Unfall die Herren Professoren Dr.-Ing. Mörsch und Krüger (Stockholm) hinzugezogen gewesen. Nach den Vorschlägen von Herrn Mörsch sind die Ausbesserungsarbeiten, wie beschrieben, erfolgt und, wie derselbe mir mitteilte,

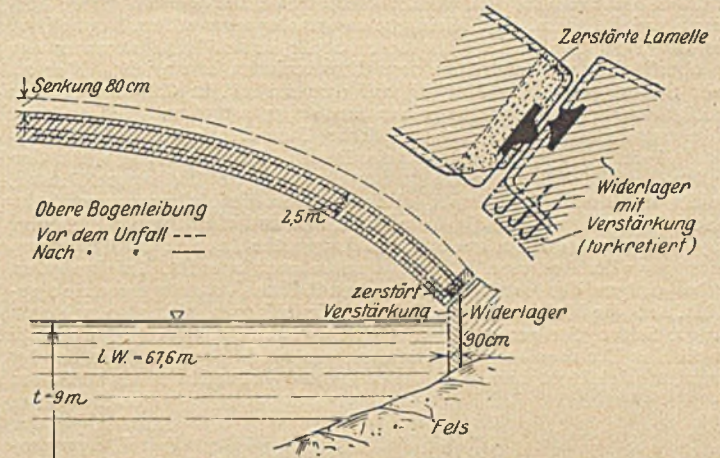


Abb. 2. Die Bogensenkung, verzerrt gezeichnet.

im verflorenen Herbst beendet worden. Anfang Februar 1925 hat darauf eine Probelastung, mit 6 Lokomotiven ausgeführt, stattgefunden.

Der Vergleich dieses Gerüstunfalles mit demjenigen, welcher gleichfalls im Herbst 1923 an der Flensburger Wegebrücke eintrat, und über den von mir in „Beton und Eisen“, Heft 8 d. J., berichtet ist, beweist die Überlegenheit des Eisenbetons gegenüber der Beton-Bau-



Abb. 3. Die zerquetschte Kämpferlamelle.

senkte. Trotzdem ließ sich die Brücke aber erhalten und es konnten die entstandenen Schäden unter Auswertung des Torkret-Verfahrens ausgebessert werden. Die Widerlager wurden unter Einführung verbindender Eisen nach flußwärts zu um 90 cm verstärkt (siehe Abb. 2 und 4), während die im Bogen entstandenen Risse von Hängegerüsten aus nach Ausbohrung, Ausspritzen mit Preßwasser und Einpressen von Mörtel gedichtet worden sind. Die zerdrückten Lamellen wurden nach der Brückenbreite in 4 Abschnitte geteilt, dann jeder einzeln mit Preßluftschlämmern herausgemeißelt und durch Einpressen hochwertigen Betons ersetzt. Erst nach dessen Erhärtung

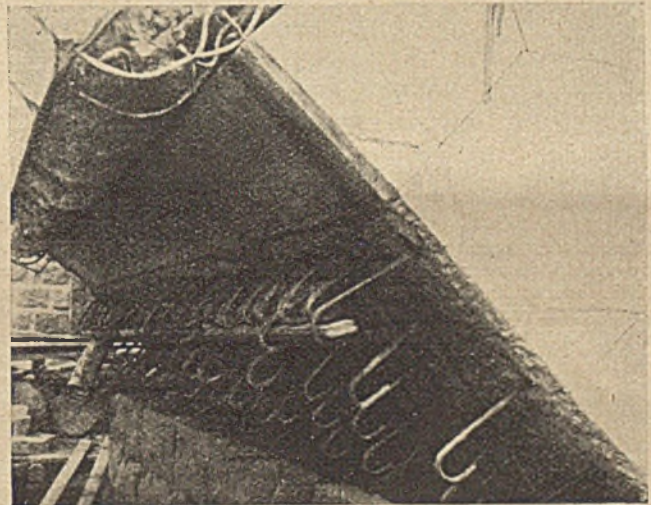


Abb. 4. Ausbesserungsarbeiten am Widerlager.

weise ohne Eiseneinlagen, bei der Flensburger Gewölbebrücke angewendet. Beidemale ist die Ausrüstung in gefährlicher Weise erfolgt in Flensburg durch Fortnahme der Stützen, zuerst am Ort der sogenannten Bruchfuge beginnend, in Korja zu frühzeitig, durch die Strömung bewirkt, während das nun in Flensburg bei den Bögen aus reinem Beton zu völligem Einsturz der Gewölbe führte, blieb in Korja die Eisenbetonbrücke stehen. Zugleich zeigte sich in letzterem Fall auch der große Vorteil des Torkret-Verfahrens, ohne dessen Auswertung die Erhaltung der Brücke wohl nicht möglich gewesen wäre.

Untergrund, Tunnel und Brücken Gründungen in London.

Von Geh. Regierungsrat Wernecke, Berlin-Zehlendorf.

Das Becken, das die Themse in ihrem Unterlauf durchfließt, hat als Untergrund eine etwa 200 m mächtige Schicht Septarienton, der dem Eozän angehört. Meist ist er von Kalk, stellenweise auch von Kies überlagert, doch tritt er auch stellenweise zu Tage. Auf dem ehemaligen Seeboden, den jene Gegend bildete, abgelagert, liegt er unter der Anschwemmung, in der das Themsebett verläuft. Der Ton, London clay genannt, ist eine graue zähe Masse; wo er der Luft ausgesetzt ist, wird er zuweilen braun.

Für den Bau der Londoner Untergrundbahnen war die Beschaffenheit des Londoner Untergrunds äußerst günstig. Der zähe Ton kann mit dem Messer zerschnitten werden, setzt also der Durchörterung nur geringen Widerstand entgegen. Dabei ist er so standfest, daß die Tunnel- oder Untergrundbahnen an vielen Stellen eigentlich gar keiner Auskleidung bedürften. Da der Ton in ihnen den atmosphärischen Einflüssen entzogen ist, sind auch nachträgliche Veränderungen kaum zu befürchten, doch hat man die Untergrundbahntunnel trotzdem der Sicherheit halber auf ihrer ganzen Länge mit Ringen ausgekleidet. Hier und da ist der Londoner Ton auch plastisch; treibt man z. B. an einer solchen Stelle eine Stange in ihn ein, die zunächst,

