

# DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang

BERLIN, 11. Mai 1928

Heft 20

Alle Rechte vorbehalten.

## Das Abwasserpumpwerk Schwelgern in Hamborn am Rhein.

Von Regierungsbaumeister Helmut Carp.

Mitteilung der Emschergenossenschaft in Essen.

Wie in der Einleitung eines bereits früher veröffentlichten Aufsatzes<sup>1)</sup> ausgeführt ist, hat die Emschergenossenschaft<sup>2)</sup> die gesetzliche Aufgabe der Vorflutbeschaffung und Abwasserreinigung im Niederschlaggebiet der Emscher, das den Kern des rheinisch-westfälischen Industriegebietes bildet.<sup>3)</sup> Die Vorflut der Emscher wurde von der E. G. durch Beseitigung der früher vorhandenen Mühlenstau, durch Begradigung des Wasserlaufes und durch Tieferlegung der Sohle geschaffen. In die vertiefte Emscher konnte dann das anliegende Gelände, das zum großen Teil von Natur schon versumpft oder infolge des Bergbaues unter den Grundwasserspiegel gesunken war, entwässern. In ähnlicher Weise sind die einzelnen in die Emscher mündenden Bachläufe behandelt worden. Mit Rücksicht auf später eintretende Bergsenkungen (so wird das Absinken des Geländes infolge Kohlenabbaues genannt) sind Abstürze in die Wasserläufe eingeschaltet worden, die bei Bedarf beseitigt werden. Dadurch wird dann oberhalb des Absturzes der Wasserspiegel, der bei den Bergsenkungen in gleicher Höhe geblieben ist, gesenkt.<sup>4)</sup>

An einzelnen Stellen des Emschergebietes ist es aus natürlichen Gründen oder infolge der immer größer werdenden Bergsenkungen nicht möglich, durch die oben beschriebene Art den Wasserspiegel im Vorfluter

nehmender Verschlechterung der Verhältnisse immer größer.<sup>5)</sup> Besonders in der Nähe des Rheines muß Hilfe einsetzen. Die Bergsenkungen sind hier sehr stark. Um einen Begriff von ihrer Größe zu vermitteln, sei erwähnt, daß die Senkungen in einer in der Nähe des Rheines liegenden Großstadt seit 1907 bis zu 3,40 m betragen. Dabei bleiben die Rheinwasserstände vom Bergbau unbeeinflusst. Die Hochwässer des Rheins würden immer weiter in das dicht besiedelte Land eindringen, wenn nicht die E. G. durch Deiche das Gebiet schützte und durch Pumpwerke das anfallende Wasser fortschaffte. Ein großes Abwasserpumpwerk, das Pumpwerk Alte Emscher, an der Mündung der alten Emscher in den Rhein gelegen (Abb. 1), mit einer gewöhnlichen Leistung von  $3,5 \text{ m}^3/\text{Sek.} = 210 \text{ m}^3/\text{Min.}$  und einer

Höchstleistung von  $7 \text{ m}^3/\text{Sek.} = 420 \text{ m}^3/\text{Min.}$  bei 3500 installierten PS, ist aus Veröffentlichungen oder durch Besichtigung einem größeren technischen Kreise bekannt geworden.

Ein zweites Pumpwerk in der Nähe des Rheines ist von der E. G. in den Jahren 1926/27 erbaut worden, das Pumpwerk Schwelgern in Hamborn. Es soll im nachfolgenden beschrieben werden, wobei hauptsächlich die den Bauingenieur interessierenden Fragen berührt werden.<sup>6)</sup>

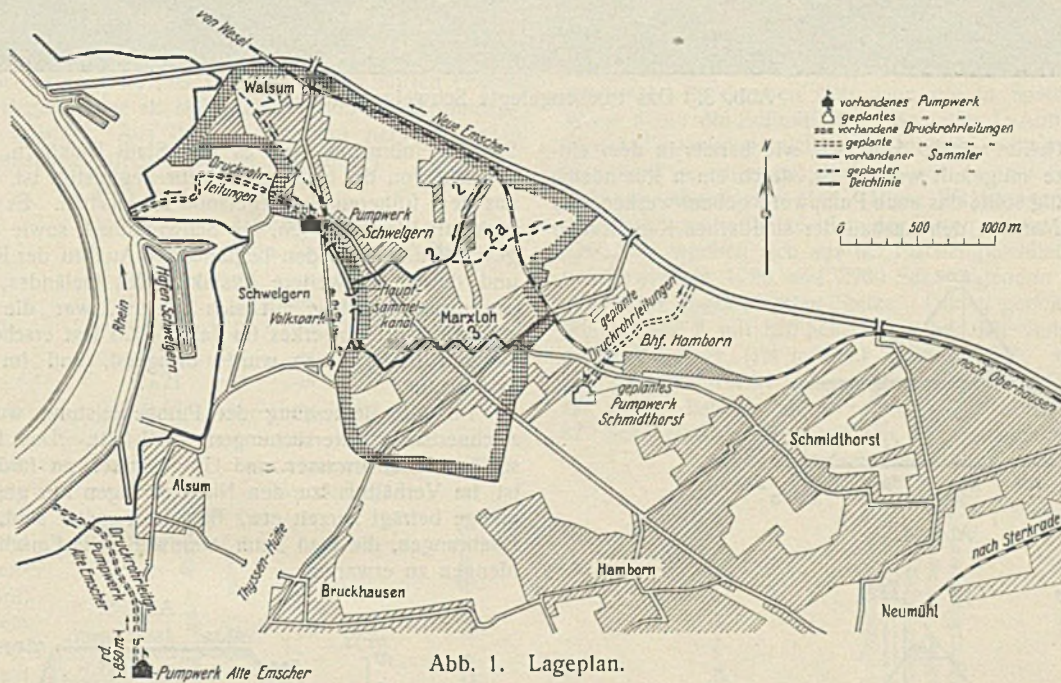


Abb. 1. Lageplan.



Abb. 2. Das vor Errichtung des Baupumpwerks ständig überflutete Schwelgernbruch.

niedrig zu halten. Dann muß die Vorflut künstlich durch Pumpwerke beschafft werden. Die E. G. hat eine Reihe von derartigen Pumpwerken errichtet und betreibt sie. Ihre Zahl wird im Laufe der Jahre mit zu-

<sup>1)</sup> Carp: „Das Emschergebiet während des Hochwassers Neujahr 1926“, „Die Bautechnik“ 1926, Heft 15.

<sup>2)</sup> Emschergenossenschaft in der Folge mit „E. G.“ bezeichnet.

<sup>3)</sup> Ausführlich ist über die E. G. berichtet worden in der Denkschrift „25 Jahre E. G.“, 1900 bis 1925, im Auftrage des Vorstandes herausgegeben von Baudirektor Dr.-Ing. e.h.r. Heibing, Selbstverlag der E. G., Essen. Eine Besprechung dieser Denkschrift findet sich in der „Bautechnik“ 1925, Heft 41, S. 592.

<sup>4)</sup> Vergl. Steckhan: „Auskleidung von offenen Abwasserkanälen“, „Die Bautechnik“ 1927, Heft 28 u. 30.

Das Niederschlaggebiet des neuen Pumpwerks geht aus Abb. 1 hervor. Es umfaßt die Hauptteile des Stadtteils Marxloh der Großstadt Hamborn. Das Gebiet entwässerte früher unmittelbar zum Rhein. Im Januar 1920, als der Rhein ein außergewöhnliches Hochwasser führte, entstand große Gefahr für Marxloh, insbesondere auch für die Schichtanlage II/V der Vereinigten Stahlwerke A.-G., früher Gewerkschaft

<sup>5)</sup> Außer den von der E. G. betriebenen Pumpwerken gibt es noch eine Anzahl von kleineren Pumpwerken, die wegen der beschränkt örtlichen Bedeutung von den beteiligten Gemeinden oder Bergwerksgesellschaften betrieben werden.

<sup>6)</sup> Ein drittes Pumpwerk, Schmidthorst, ebenfalls im Gebiete der Stadt Hamborn liegend, wird in den Jahren 1928/29 errichtet werden (vergl. Abb. 1).



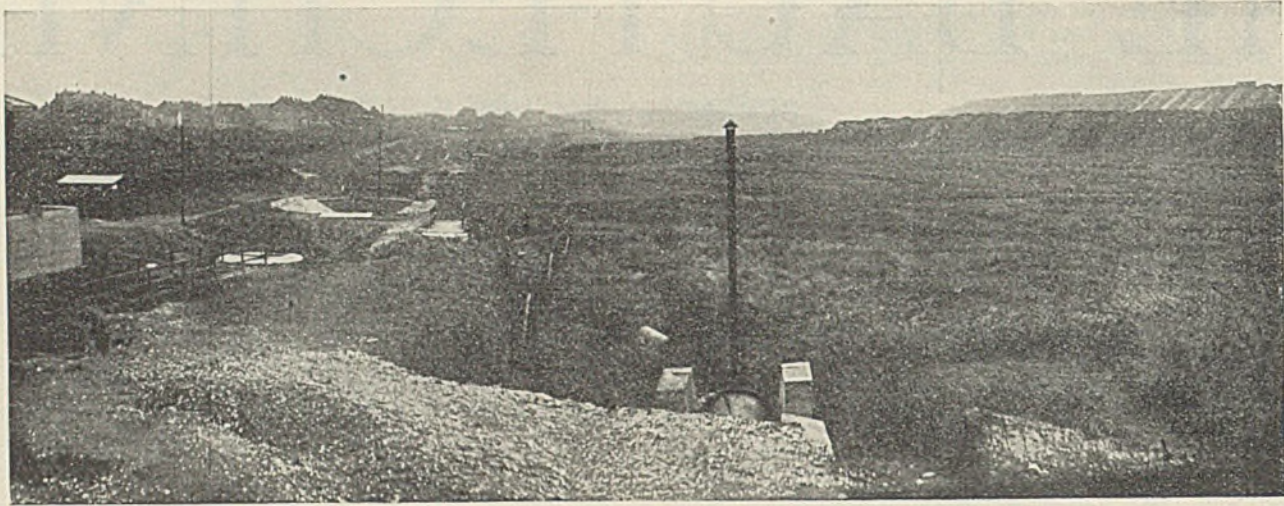


Abb. 3. Das trockengelegte Schwelgernbruch.

Deutscher Kaiser. Das Gebiet wurde daraufhin, wie bereits in dem eingangs erwähnten Aufsätze mitgeteilt worden ist, durch einen Rheindeich abgeschlossen. Gleichzeitig sollte das neue Pumpwerk gebaut werden, das u. a. auch dem Stadtteil Marxloh den Ausbau der städtischen Kanalisation

Schwelgernbruches war es der Stadt Hamborn, die in landschaftlicher Hinsicht von der Natur nicht sehr begünstigt ist, ermöglicht, Grünanlagen aus dem früheren Sumpfgelände zu machen. Es wurden dort ein Volkspark mit Wasserflächen, ein Schwimmbad, sowie ausgedehnte Sportplätze geschaffen. Durch den beginnenden Ausbau der Kanalisation von Marxloh und durch das weitere Absinken des Geländes, das einen verstärkten Grundwasserandrang mit sich brachte, war die Leistungsfähigkeit des vorläufigen Pumpwerkes im Jahre 1925 fast erschöpft. Der Bau des endgültigen Pumpwerkes wurde dringend, und im Jahre 1926/27 wurde es gebaut.

Für die Bemessung der Pumpenleistung wurden rechnerische und zeichnerische Untersuchungen angestellt. Das Pumpwerk hat Niederschläge, Brauchwasser und Grundwasser zu fördern. Das Brauchwasser ist im Verhältnis zu den Niederschlägen nur gering. Die Grundwassermenge beträgt zurzeit etwa 60 l/Sek., später sind, insbesondere nach den Erfahrungen, die man beim Pumpwerk Alte Emscher gemacht hat, größere Mengen zu erwarten.

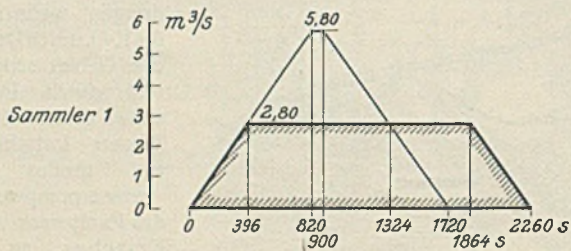


Abb. 4.

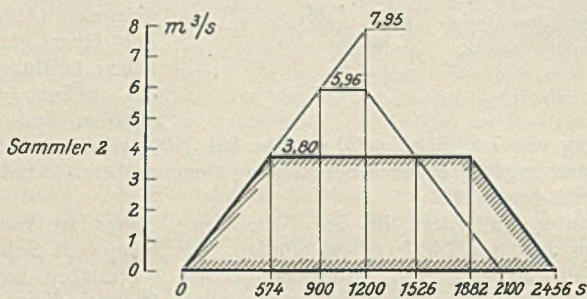


Abb. 5.

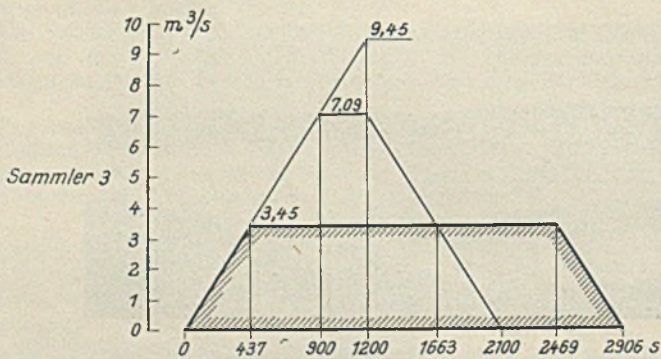


Abb. 6.

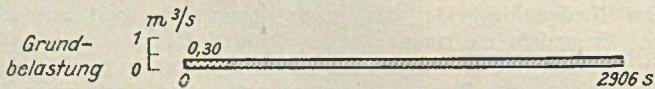


Abb. 7.

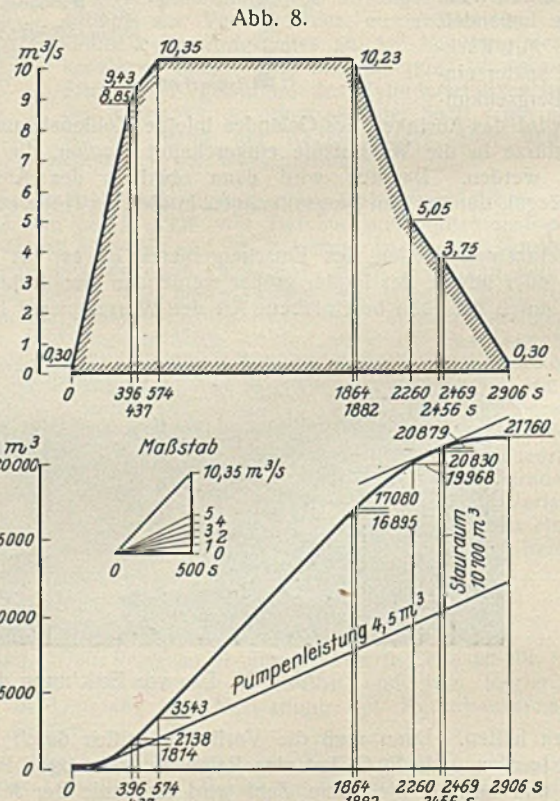


Abb. 8.

Abb. 9.

Abb. 4 bis 9. Ermittlung der Pumpenleistung.

ermöglichen sollte. Zunächst wurde ein Baupumpwerk zur Trockenlegung des ständig überfluteten Schwelgernbruches (Abb. 2) errichtet. Da kam jedoch die Inflation, und der Bau des endgültigen Pumpwerkes mußte aus finanziellen Gründen hinausgeschoben werden. Das Baupumpwerk wurde allmählich mit höherer Leistung ausgestattet und übernahm vorläufig die Aufgaben des endgültigen Pumpwerkes (Abb. 3). Es leistete zuletzt bis 0,6 m<sup>3</sup>/Sek. = 36 m<sup>3</sup>/Min. Durch die Trockenlegung des

Einige allgemeine Bemerkungen über die Bemessung von Pumpwerken seien hier eingefügt. Bei dem Ausbau von Straßenkanälen ist es üblich, nicht die größte Regenstärke der Berechnung zugrunde zu legen, sondern eine geringere (z. B. 100 l/Sek./ha bei 15 Minuten Dauer).<sup>7)</sup>

<sup>7)</sup> Vergl. Dr.-Ing. Imhoff: „Taschenbuch der Stadtentwässerung“, Verlag R. Oldenbourg, München-Berlin.







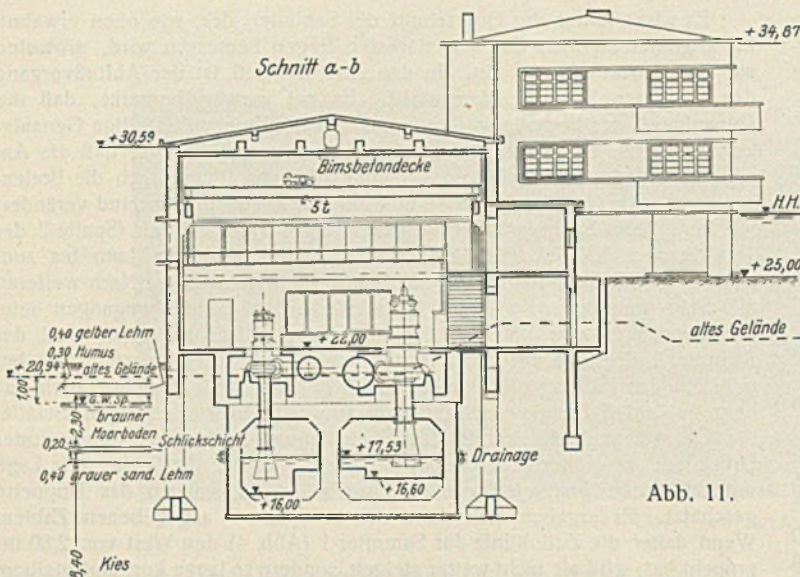


Abb. 11.

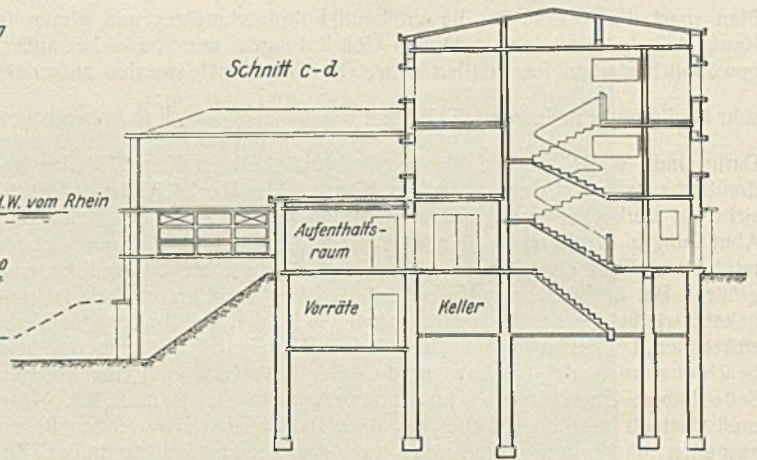


Abb. 13.

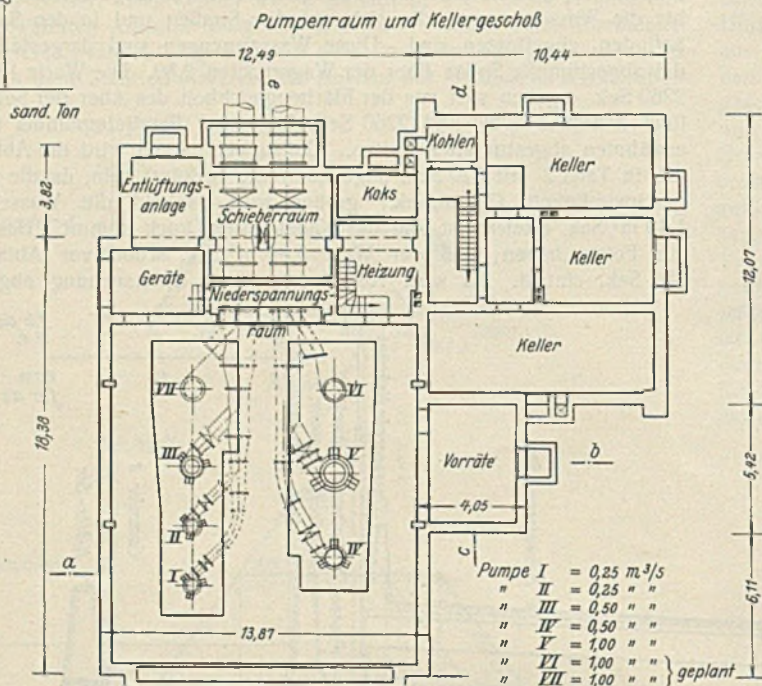


Abb. 12.

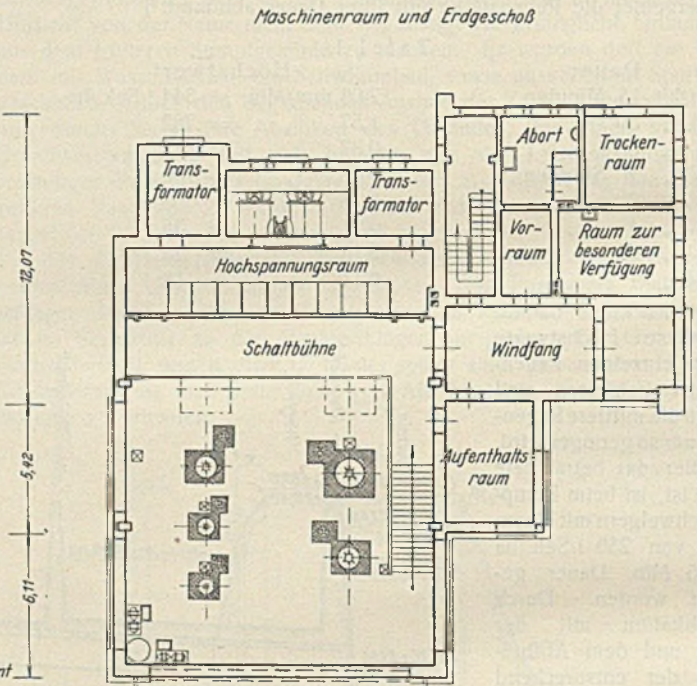


Abb. 14.

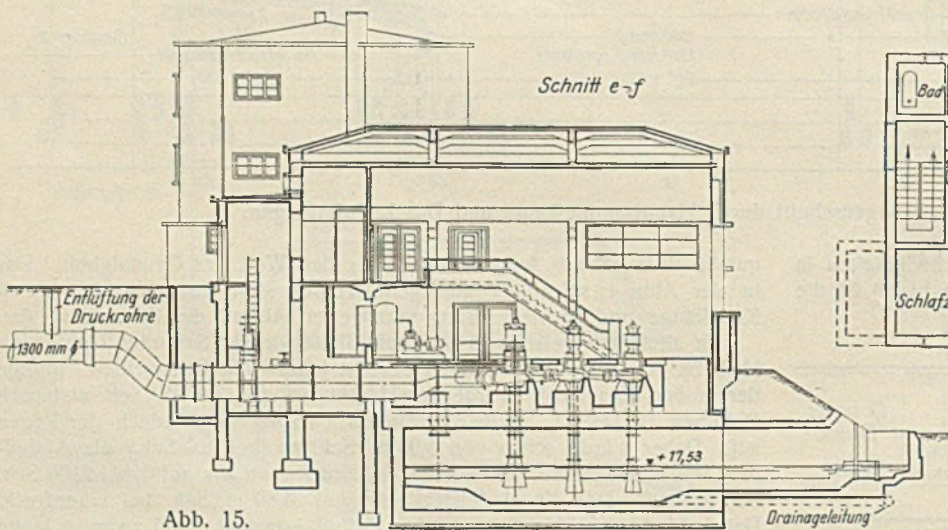


Abb. 15.

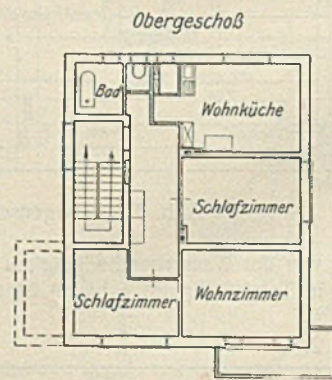


Abb. 16.

Abb. 11 bis 16. Grundrisse und Schnitte.

benötigte Pumpenleistung hängt von dem vorhandenen Stauraum ab. Der Hauptsammelkanal, in den die Sammler 1 bis 3 einmünden, faßt rd. 8200 m<sup>3</sup>. Im Zuflußkanal zwischen Rechenanlage und Pumpwerk sowie in der geplanten Kläranlage mit ihren Zu- und Abflußbrinnen finden 2500 m<sup>3</sup> Platz. Der gesamte Stauraum beträgt somit 10700 m<sup>3</sup>. Daraus ergibt sich dann die erforderliche Mindeststeigung der Summenlinie der Pumpenleistung. In dem zugehörigen Maßstab kann sie zu 4,5 m<sup>3</sup>/Sek. abgelesen werden.

Da die Untersuchungen mit vollständigem Ausbau der Kanalisation und vollständiger Bebauung des Niederschlaggebietes rechnen, wird diese berechnete Menge von 4,5 m<sup>3</sup>/Sek. erst in späterer Zeit

menge, die nach Ablauf der betreffenden Sekundenzahlen zum Hauptsammler geflossen sind. In der Summenlinie Abb. 9 sind diese Werte aufgetragen und durch eine Kurve verbunden. Wäre ein Ausgleich der Spitze durch einen Stauraum nicht möglich, so müßte die Pumpenleistung nach Abb. 8 auf 10,35 m<sup>3</sup>/Sek. bemessen werden.<sup>10)</sup> Die im Höchstfalle

<sup>10)</sup> Kontrolle: Übertragung des steilsten Stückes der Summenlinie Abb. 9 in den Maßstab muß ebenfalls 10,35 m<sup>3</sup>/Sek. ergeben.

benötigt werden. Vorläufig ist das Pumpwerk für eine Leistung von 2,5 m<sup>3</sup>/Sek. ausgebaut.

Der Längenschnitt durch den Hauptsammelkanal, das Pumpwerk und die Druckrohrleitungen (Abb. 10) zeigt die Abhängigkeit der Förderhöhe vom Rheinwasserstande. Die geodätische Förderhöhe kann zurzeit bis rd. 10 m steigen. Sie wird bei weiterem Absinken des Geländes noch wachsen.

Das Bauwerk gliedert sich in Maschinenhaus und Wohnhaus. Das Maschinenhaus steht unabhängig von den Pumpenfundamenten über den



Maschinen (vergl. Abb. 18). Für die Anordnung der einzelnen Maschinensätze, die den Grundriß des Maschinenhauses bestimmte, war die Wahl der Pumpen entscheidend. Es wurden neuere Konstruktionen mit senkrechter Welle verwendet. Dadurch ist es möglich, für die gleiche Leistung mit sehr viel weniger Grundfläche auszukommen, als Pumpen mit liegenden Wellen und unmittelbar gekoppeltem Motor benötigen. Die Motoren sind außerdem bei Betriebsstörungen nicht der Gefahr ausgesetzt, überflutet zu

werden. Die Maschinensätze sind, wie aus Abb. 12 hervorgeht, in zwei Reihen angeordnet, von denen die eine als NW- und MW-, die andere als HW-Reihe gedacht ist. Die Maschinen ruhen auf der Decke von zwei Zulaufkanälen, in die die Saugrohre der einzelnen Pumpen hineinhängen. Anschließend an das Pumpenhaus sind die Betriebsräume angeordnet. Außerdem sind Wohnungen für zwei Maschinisten vorhanden. Über die Aufteilung und Zweckbestimmung der Räume geben die Abb. 11 bis 16 Aufschluß.

(Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

## Die Hängebrücke über den Ohio in Portsmouth (O.).

Von Prof. A. Müllenhoff, Aachen.

II.

Die bereits in einem früheren Aufsatz beschriebene Hängebrücke über den Ohio in Portsmouth<sup>1)</sup> verdient unsere Beachtung auch mit Rücksicht auf die bei ihrer Erbauung angewandte Bauweise der Kabel. Das durch zahlreiche Veröffentlichungen genügend bekannte Luftspinnverfahren, nach dem seit den Zeiten John Röblings zahlreiche große Brückenkabel hergestellt worden sind, wird durch die erforderlichen Einrichtungen zu kostspielig, wenn es sich darum handelt, etwas kleinere Brücken, etwa bis zu 200 m Spannweite, herzustellen, so daß bei diesen Brücken, von denen eine große Anzahl in den Vereinigten Staaten bestehen, meist eine andere Art der Herstellung der Kabel angewendet wurde, das sogenannte Ohio-Verfahren. Nach diesem werden die Kabel aus parallelen Drähten am Ufer hergestellt. Die einzelnen Litzen werden in Abständen von etwa 1 m mit Bindedrähten gebunden, in diesem Zustande über den Fluß geschafft, auf die Pylonen aufgelegt und in den Verankerungen befestigt; nachdem sämtliche Litzen aufgebracht sind und ihre Länge durch Anziehen der Verankerung richtig eingestellt ist, werden die behelfsmäßigen Bindungen entfernt und die Kabel fertiggestellt. Nur für ganz kleine, leichte Brücken werden in den Vereinigten Staaten geflochtene Drahtseile verwandt, und zwar sind dann stets normale Drahtseile aus Runddrähten verwendet worden, keine geschlossenen Drahtseile. Diese werden drüben lediglich als Tragseile für Hängebahnen und dergl. benutzt, und die amerikanischen Brückenbauer betrachten die Verwendung von Drahtseilen ganz und besonders die der teuren verschlossenen Drahtseile im Brückenbau als widersinnig. Jedes Drahtseil, ob verschlossen oder nicht, erleidet an den Umlenkstellen erhebliche Zusatzbeanspruchungen, weil sich die äußeren Drähte infolge des größeren Krümmungshalbmessers stärker als die inneren dehnen müssen. Ferner ist die Elastizität eines jeden Drahtseiles stets größer als die des geraden Drahtes, infolgedessen werden die Durchbiegungen einer Hängebrücke mit geflochtenen Drahtseilen größer als die einer Brücke mit paralleldrähtigen Seilen gleichen Querschnittes; während bei letzteren als Elastizitätsmaß des Drahtmaterials zu 2 150 000 kg/cm<sup>2</sup> anzunehmen ist, dürfte er selbst bei gut vorgereckten geschlossenen Drahtseilen kaum höher als 1 700 000 kg/cm<sup>2</sup> sein. Schließlich kann auch nach Ansicht der amerikanischen Ingenieure in den paralleldrähtigen Seilen ohne weiteres eine höhere Beanspruchung zugelassen werden, als in den geflochtenen Seilen. Man kann dem Entwurfsverfasser, Herrn Steinman, nur zustimmen, wenn er in dem kürzlich erschienenen Bericht über die Portsmouth-Brücke (Eng. News-Rec. Vol. 99, Nr. 16 v. 20. 10. 27) ausspricht, daß man beim Bau von Hängebrücken bisher mit der Beanspruchung der Kabel übertrieben vorsichtig war, und daß für solche Kabel eine Beanspruchung von 7000 kg/cm<sup>2</sup> wohl zulässig scheint: hatte doch der Draht für die Portsmouthbrücke eine Mindestfestigkeit von 16 150 kg/cm<sup>2</sup> und eine Streckgrenze von 10 000 kg/cm<sup>2</sup>. Da also zahlreiche Gründe für die Verwendung paralleldrähtiger Seile sprechen, ist es nach Ansicht der amerikanischen Ingenieure falsch, geflochtene oder gar verschlossene Seile zu verwenden, außer bei ganz leichten Brücken, da sich hierdurch nur Nachteile ergeben. Die jahrzehntelangen Erfahrungen mit paralleldrähtigen Seilen haben nämlich zur Genüge erwiesen, daß durch die nach dem Aufbringen der Kabelschellen stattfindende dichte Umwicklung mit Draht die dann noch mit asphaltgetränkten Jutestreifen und Farbanstrich geschützt wird, ein vollkommener Schutz gegen den Angriff der Feuchtigkeit geschaffen wird, daß also von einer Überlegenheit der geflochtenen Seile, insbesondere auch der geschlossenen Seile, in dieser Hinsicht nicht gesprochen werden kann. Das Vertrauen der amerikanischen Ingenieure in die Haltbarkeit dieser Seile ist sogar so groß, daß man eine Verzinkung der Drähte für überflüssig hält. Beim Abbruch der Roebblingschen Hängebrücke über den Niagara, die fast ein halbes Jahrhundert den immer wachsenden Eisenbahnverkehr getragen hatte, zeigten sich die unverzinkten

Drähte im Kabel vollkommen rostfrei; die Drähte in der Williamsburgh-Brücke, die gleichfalls nicht verzinkt sind, sind bei den regelmäßigen Untersuchungen auch stets rostfrei gefunden worden, obwohl die Brücke über einen Meeresarm führt, also salzhaltiger Luft ausgesetzt ist. Steinman tritt deshalb auch ohne jedes Bedenken für die Verwendung unverzinkter Drähte ein, „ausgenommen möglicherweise in Küstengegenden mit salz-

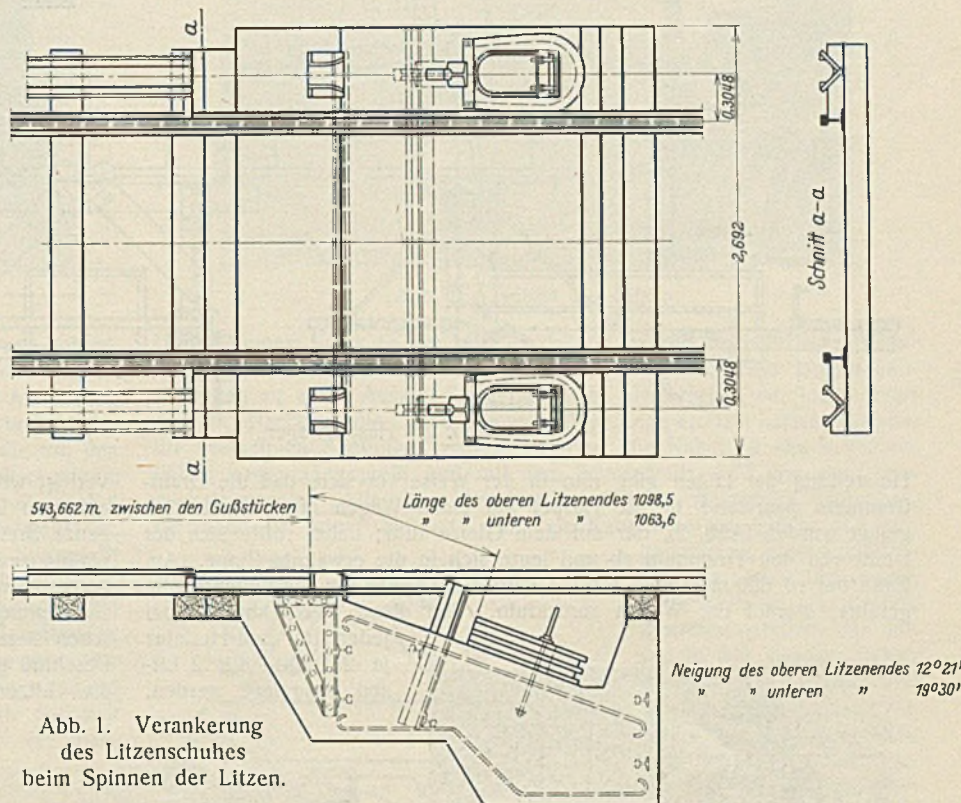


Abb. 1. Verankerung des Litzenschuhes beim Spinnen der Litzen.

haltiger Luft“. Die unverzinkten Drähte sind natürlich billiger als verzinkte und besitzen obendrein größere Festigkeit.

Das beschriebene Verfahren der Seilherstellung hatte immerhin noch den Nachteil, daß bei dem Auslegen der Seile am Ufer sämtliche Drähte einer Litze gleich lang wurden, während sie nach dem Aufbringen auf die Pfeiler und über die Umlenkstellen zur Verankerung hin etwas verschiedene Längen haben müßten. Es treten also in den älteren Kabeln nach dieser Bauweise noch Zusatzspannungen in einzelnen Drähten auf. Um auch diese Zusatzspannungen zu vermeiden, haben die Entwurfsverfasser ein neues Verfahren zur Herstellung der Kabel ausgearbeitet, das hier zum erstenmal zur Anwendung kam. Am Südufer des Flusses konnte ein vorhandenes Nebengleis in genügend gerader Länge ausgebaut werden, um dort die Kabel herzustellen. In der in Abb. 1 gezeichneten Weise sind rechts und links neben diesem Gleis zwei trogartige Rinnen hergestellt worden, in denen die einzelnen Litzen verlegt wurden. Die Litzenschuhe, um die die Drähte bei der Herstellung der Litzen geschlungen werden, sind aber nicht mehr in der Ebene der Litzen angeordnet, sondern in Gruben, so daß die in den Trogen ausgelegten Drähte über einen Stahlgußblock zum Kabelschuh heruntergebogen werden mußten, und zwar betrug die Abbiegung 12° 21' an jedem Ende der oberen, 19° 30' der unteren Litzen. Die erwähnte Rinne war mit Blech ausgekleidet, das auf der Oberseite gut paraffiniert war und dessen Schüsse sich in der Richtung, in der die fertigen Litzen aus der Rinne herausgezogen wurden, überdeckten. Die Kabelschuhe wurden in der gleichfalls aus der Zeichnung ersichtlichen Weise in Betonblöcken an der Seite und unterhalb des Gleises gelagert, und zwar in einem für die einzelnen Litzen etwas verschiedenen Abstände voneinander. Um die Litzenlänge genau einstellen zu können, war in den Betonblock ein kurzes Schienenstück einbetoniert, das über die schräge Fläche, auf der der Litzenschuh lag, hervorragte, so daß zwischen Schiene und Litzenschuh nach Bedürfnis Futter eingelegt werden konnten. Die

<sup>1)</sup> „Die Bautechnik“ 1928, Heft 9, S. 108.



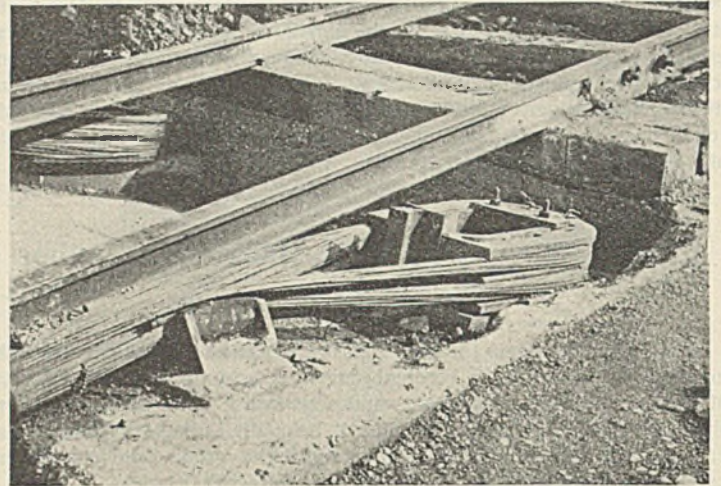
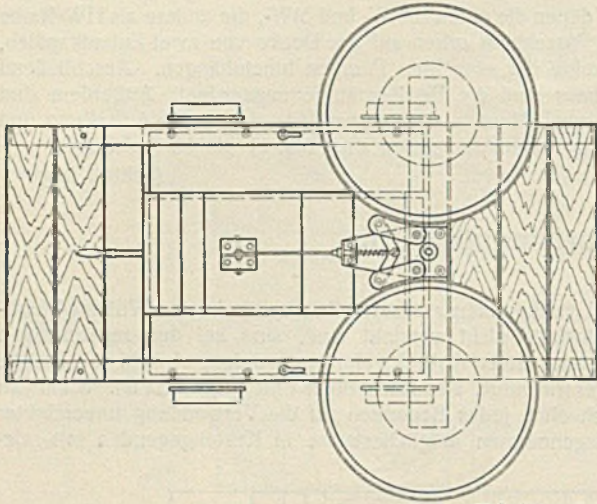


Abb. 3. Litzenschuh mit der fertigen Litze.

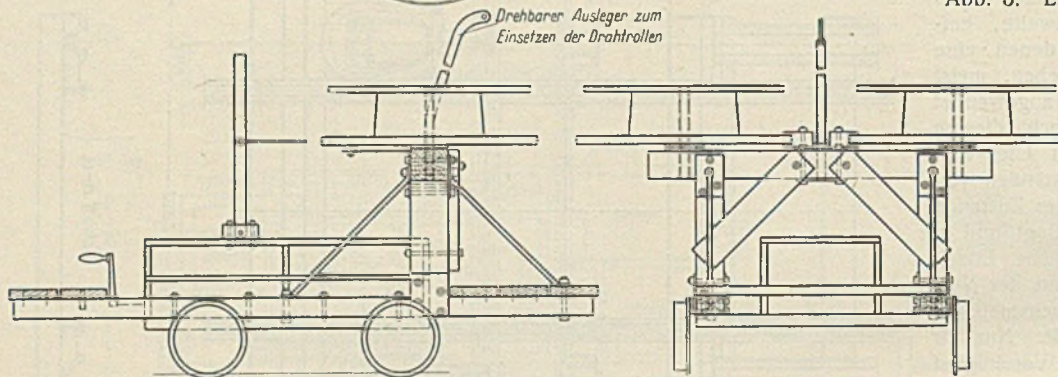


Abb. 2. Haspelwagen.

Herstellung der Litzen ging nun in der Weise vor sich, daß die Drahttrommeln paarweise in die Haspel auf einen Wagen mit Motorantrieb gelegt wurden (Abb. 2), der auf dem Gleise fuhr; dabei rollte sich der Draht von den Trommeln ab und legte sich in die erwähnte Rinne. Am Ende der rd. 600 m langen Strecke wurde der Draht um die Litzenschuhe geführt, worauf der Wagen zurückfuhr. Auf diese Weise konnten bei jeder Hin- und Herfahrt je 2 Drähte für 2 Litzen ausgelegt werden.

verlegt worden, die obere Hälfte in der oberen Rinne, während bei ungeteilten Litzenschuhen sich jede einzelne Lage von Drähten über die ganze Breite der Nut verteilt hätte, so daß zahlreiche Kreuzungen von Drähten zwischen der Kabelstütze und dem Litzenschuh unvermeidlich gewesen wären. Bei der hier angewendeten Kabelherstellung wäre die Zweiteilung vielleicht nicht nötig gewesen, doch waren die Kabelschuhe schon bestellt, als der Beschluß gefaßt wurde, die Litzen am Ufer

Absicht, das Kabel im Luftspinnverfahren herzustellen, und zwar wollten sie, abweichend von der bisherigen Praxis, bei der die einzelnen Litzen in etwas höherer Lage als im endgültigen Kabel hergestellt und dann in den Kabelsätteln in die endgültige Lage abgesenkt werden, die Kabel gleich in ihrer endgültigen Lage in den Kabelsätteln herstellen. Um dabei die Anzahl der Kreuzungen von Drähten zwischen dem Litzenschuh und den Kabelstützen möglichst einzuschränken, wurde diese Zweiteilung der Litzenschuhe angeordnet. Es wäre dann die untere Hälfte jeder Litze in der unteren Rinne des Litzenschuhes



Abb. 4. Zusammenpressen und Bündeln der Litzen.

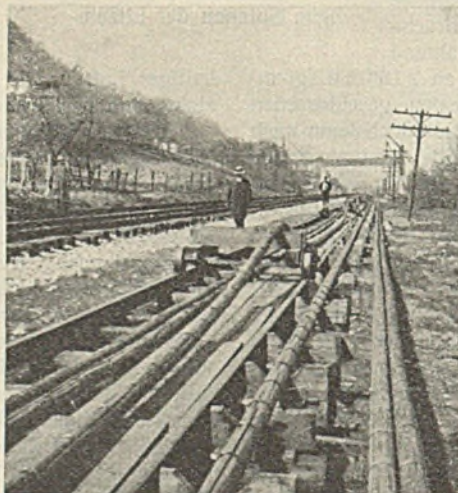


Abb. 5. Litzen fertig neben dem Gleis abgelegt, die eine fertig zum Transport über den Fluß.

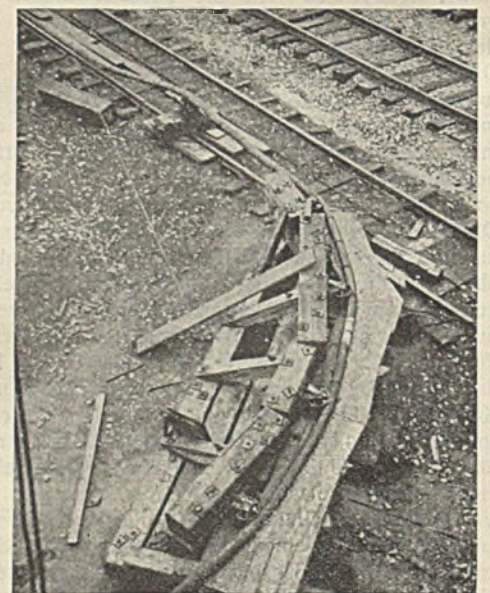


Abb. 7. Umlenkung der Litzen.

486 Drähte, also 243 Hin- und Herfahrten bildeten eine Litze. Die so hergestellte Litze ist in Abb. 3 deutlich zu sehen. Die in den Abb. 1 u. 3 ersichtliche Teilung des Litzenschuhes durch eine mittlere Rippe war bei dieser Herstellungsweise der Kabel eigentlich nicht erforderlich. Das Kabel liegt offenbar an der Grenze, an der das Luftspinnverfahren anfängt wirtschaftlich zu werden<sup>2)</sup>, und die Entwurfsverfasser hatten anfänglich die

herzustellen. Die Herstellung der Litzen konnte in der skizzierten Weise sehr rasch geschehen, da der Motorwagen mit etwa 2 m Geschwindigkeit auf den Gleisen hin- und herfuhr, so daß für jede Hin- und Herfahrt 15 Min. erforderlich waren und eine Litze in etwa einer Woche hergestellt werden konnte. Die Spannung, mit der die Drähte beim Litzenspinnen gehalten wurden, betrug je nach der Luftwärme etwa 30 kg. Nachdem die Drähte einer Litze verlegt waren, wurden sie, wie in Abb. 4 gezeigt, zusammengequetscht und mit Bindedrähten in Abständen von rd. 0,9 m gebündelt. Hierauf wurde die Litze aus ihrem Troge herausgehoben und zunächst neben dem Gleis abgesetzt (Abb. 5).

<sup>2)</sup> Das Kabel der von dem einen Entwurfsverfasser, H. D. Robinson, erbauten Rondont-Brücke über den Hudson ist im Luftspinnverfahren hergestellt worden; die Stützweite war dort nur 1,5 m größer als in Portsmouth.



Nachdem sämtliche Litzen hergestellt waren, konnten die Kabel gebildet werden.

Inzwischen waren die Widerlager und Pfeiler der Brücke gebaut worden (S. 109 u. 112). Hierbei hatte sich, wie bereits in dem ersten Aufsatz erwähnt, gezeigt, daß auf dem rechten Flußufer der gute Baugrund tiefer lag als ursprünglich angenommen, und es war deshalb die dort vorgesehene Gründung auf Betonpfählen teilweise ersetzt worden durch eine Gründung auf Brunnen. Auf den Pfeilern waren auch bereits die Pylonen fertig aufgestellt. Da diese Pendelpfeiler sind, mußten sie vorläufig fest unterstützt und seitlich an den Pfeilern verankert werden (vergl. Abb. 6). Die

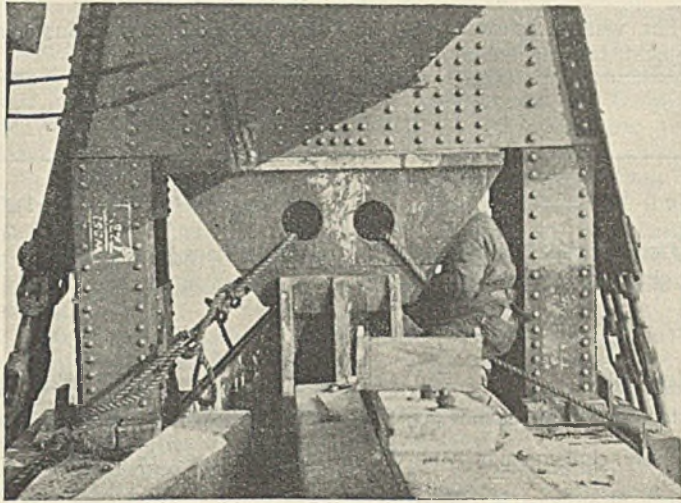


Abb. 6. Abstufung der Pendelpfeiler.

untersten Bindebleche der Pendelstütze waren zu diesem Zweck konsolartig verbreitert und wurden neben dem Tangentialkipplager des Pendelpfeilers durch zwei kurze eiserne Stempel und Keile gegen die Abdeckung des Betonpfeilers abgestützt. Zur weiteren Versteifung wurde jedes Konsol noch mit drei Rundeseisen von 70 mm Durchmesser, die um den Kopf des Betonpfeilers herumgriffen und tief in diesem verankert waren, während des Baues gegen den Pfeiler verspannt. Nachdem die Kabel aufgebracht waren, wurden diese Rundeseisen und die Konsole abgebrannt. Dadurch, daß die Litzen schon während des Baues der Pfeiler hergestellt werden konnten, wurde die Bauzeit nicht unbeträchtlich verkürzt.

Bei dem Ausheben der ersten Litze ereignete sich eine zunächst bedenklich aussehende Störung. Als die Litze von ihrer Verankerung gelöst wurde, indem der Litzenschuh mit einer Brechstange über die Schiene gehoben wurde, rollte sich ihr Ende auf etwa 15 m Länge spiralig zusammen. Offenbar lagen die Einzeldrähte der Litze derart, daß sich ihre Neigung, sich wieder aufzurollen, addierte. Nachdem der erste

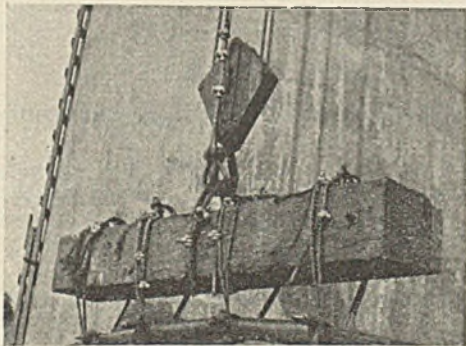


Abb. 8. Ausgleichsträger am Strompfeiler.

Schrecken vorbei war, in dem man schon fürchtete, die ganze Litze wieder aufhaspeln und den Draht vor der Neuherstellung mechanisch oder durch Glühen<sup>3)</sup> gerade richten zu müssen, gelang es aber ohne große Schwierigkeit, die Litze wieder zu strecken. Später stellte sich dann heraus, daß das gleiche Mißgeschick den Erbauern einer der älteren Ohiobrücken gleichfalls begegnet war, nur daß damals zwei Litzen vollkommen unbrauchbar

<sup>3)</sup> Ein Ausglühen der Drähte, um ihre innere Spannung zu beseitigen, dürfte wohl durch eine erhebliche Festigkeitsabnahme zu teuer erkaufte werden.

<sup>4)</sup> Ursprünglich war geplant, die Litzen an einem Hilfsseile über den Fluß zu ziehen. Die Hilfsseile sollten auf den Pfeilerköpfen neben den Pendelstützen liegen, auf ihnen sollten eine Anzahl von Gehängen laufen, die die Litzen in Abständen von etwa 30 m trugen. Diese Bauweise hätte eine längere Unterbrechung der Schifffahrt hervorgerufen und wurde deshalb aufgegeben, obwohl sie, lediglich vom Standpunkte des Brückenbauers gesehen, wohl vorzuziehen gewesen wäre.

geworden waren. Leider war nichts darüber veröffentlicht worden, sonst hätte sich das Vorkommnis ebenso leicht vermeiden lassen, wie bei den weiteren Litzen der Brücke in Portsmouth.

Die sechs Litzen der beiden Kabel wurden einzeln auf Prahmern über den Fluß gezogen und ihre Schuhe in den Verankerungen der Brücke befestigt; dann wurden die Litzen mit Flaschenzügen auf ihre Lager in den Kabelsätteln der Pfeiler gelegt.<sup>4)</sup> Dabei mußten sie von dem parallel zum Flusse liegenden Baugleis um einen rechten Winkel geführt werden, was in der durch Abb. 7 dargestellten Art ausgeführt wurde. Um beim

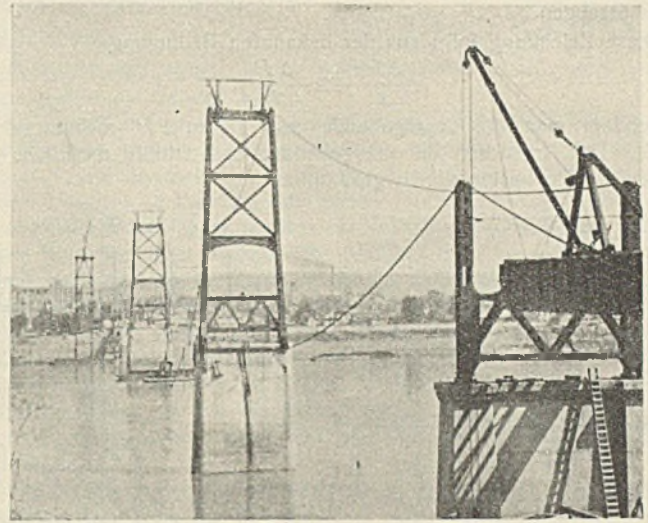


Abb. 9. Heben der Litzen.

Heben keinen Knick in der Litze zu bilden, wurde sie nicht unmittelbar an die Flaschenzüge angeschlagen, sondern mit verschiedenen langen Seilschlingen an einen Ausgleichsträger (Abb. 8). Das Heben der Litzen zeigt Abb. 9. Nachdem die Litzen ihre endgültige Lage erreicht hatten, konnten die vorläufigen Bindungen entfernt werden, die Kabel zu einem einheitlichen zusammengepreßt und mit dem Schutzdraht, 3,75 mm stark, umwickelt werden. Alle diese Arbeiten wurden von fliegenden Rüstungen, die nach Art einer Seilbahn auf den Kabeln selber liefen, aus vorgenommen, ohne daß Hilfsbrücken oder Rüstungen nötig gewesen wären. Das Zusammenpressen der Litzen in den runden Kabelquerschnitt geschah mit Wasserdruckpressen, von denen drei in einem Rahmen aus zwei Flacheisen 102-9,5 mm angeordnet waren (Abb. 10). Es ist das eine Konstruktion des einen Entwurfsverfassers Dr. H. D. Robinson, der auch schon die bekannte Einrichtung zum Umwickeln der Kabel (vergl. Hauffe: Die Manhattan-Brücke, Eisenbau 1911, S. 177) angegeben hat.

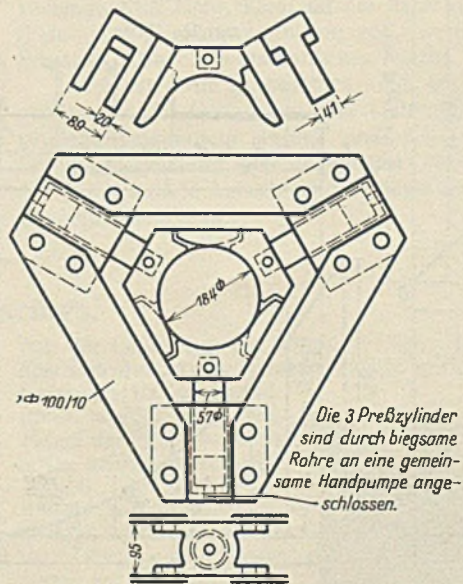


Abb. 10. Kabelpresse.

Nachdem dann die Kabelschellen und Hängeseile, die vorher genau abgelängt waren, aufgebracht worden waren, konnten die Versteifungsträger eingebaut werden. Diese waren in Stücken von zwei Feldlängen fertig in der Werkstatt vernietet, kamen auf Prahmern an und wurden mit dem langen Ausleger eines Schwimmkranes gehoben und an die Hängeseile gehängt. Nachdem so die ganzen Versteifungsträger angehängt waren, wurden die einzelnen Teile verdornt und verschraubt und hierauf vernietet. Die ganze Montage des Versteifungsträgers und der Fahrbahnträger dauerte nur wenig mehr als zwei Wochen. Es war dabei eine große Arbeitserleichterung, daß an den Stößen jeweils das Knotenblech der Innenseite an dem einen, das der Außenseite am andern Teilstück angeietet war, so daß ein „Einfädeln“ der zu verbindenden Stücke fortfiel.

Die Brücke hat bei der Einweihung den Namen General U. S. Grant-Brücke erhalten. Es scheint, daß durch sie eine neue Tätigkeit auf dem Gebiete des Baues von Hängebrücken mittlerer Größe eingeleitet wird, wenigstens sind zurzeit vier weitere Hängebrücken über den Ohio im Bau oder in der Entwurfsarbeit begriffen.



Alle Rechte vorbehalten.

## Vereinfachte Ermittlung der größten Momente und Querkräfte aus Verkehrslast bei einer Gruppe gleich großer Einzellasten bei dem frei aufliegenden Träger.

Von Ernst Gaber, Karlsruhe.

### 1. Das größte Biegemoment im Querschnitt.

Bei verschieden großen Lastabständen kann man durch Probieren oder durch eine bekannte Konstruktion nach Abb. 1 die maßgebende Last  $P$  finden, die über dem betrachteten Querschnitt des frei aufliegenden Trägers  $AB$  stehen muß, um im Querschnitt sein größtes Biegemoment  $\mathfrak{M}_x$  zu erzeugen.

Diese Zeichnung folgt aus der bekannten Bedingung:

$$\frac{\sum P'}{x} \geq \frac{\sum P}{l}$$

je nachdem man die „maßgebende Last“  $P_3$  zu  $\sum P'$  rechnet oder sie fortläßt. Das Aufsuchen der maßgebenden Last entfällt natürlich, wenn, wie häufig, alle Lasten gleich groß sind.

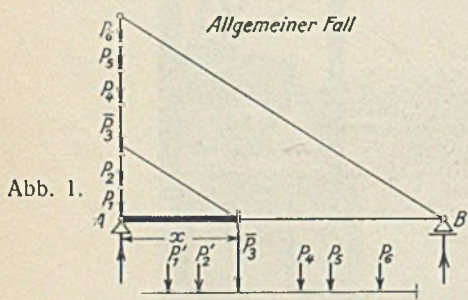


Abb. 1.

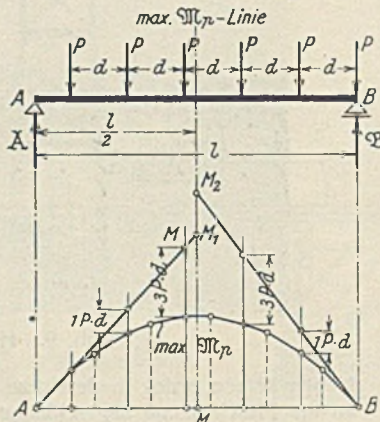


Abb. 5.

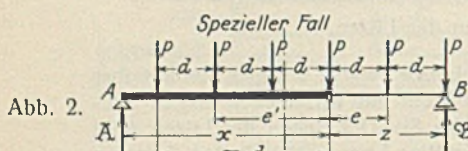


Abb. 2.

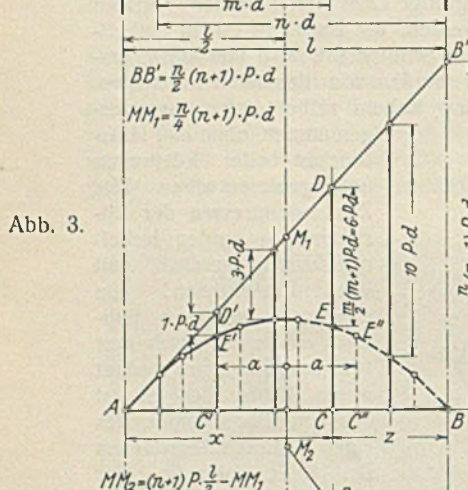


Abb. 3.

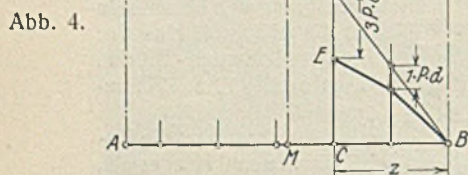


Abb. 4.

Wenn man sich nun dazu entschließt, die Querschnitte, in denen man die Momente sucht, nicht in gleichen Teilpunkten der Stützweite  $l$  zu wählen, kann man unmittelbar ohne jede Vorarbeit sofort die Linie der Größtmomente für den ganzen Träger zeichnen, sofern der Lastenzug größer oder nicht viel kleiner ist als die Stützweite,  $nd > l - d$ .

Man stellt den Lastenzug so auf den Träger, daß die letzte Last über dem rechten Lager  $B$  steht und noch  $n$  Lasten auf dem Träger sind (Abb. 2). Dann ist diese gleichbleibende Laststellung für alle unter den verschiedenen Lasten liegenden Querschnitte die ungünstigste. Mit der Last über  $B$  sind  $n + 1$  Lasten auf dem Träger. Dann ist beim konstanten Lastabstand  $d$

$$(1) \quad \mathfrak{A} = P \left( \frac{1d}{l} + \frac{2d}{l} + \dots + \frac{nd}{l} \right) = \frac{n}{2} (n+1) P \cdot \frac{d}{l}$$

Für den Querschnitt  $z = (n - m)d$  vom rechten Lager  $B$  ist nach Abb. 2 das Biegemoment im Querschnitt:

$$\mathfrak{M}_x = + \mathfrak{A} x - \sum_0^x P e'$$

Stehen nun links vom Querschnitt noch  $m$  Lasten, so ist

$$\sum_0^x P e' = P(1d + 2d + \dots + md) = \frac{m}{2} (m+1) P d$$

Somit wird

$$(2) \quad \mathfrak{M}_x = \frac{n}{2} (n+1) P \cdot \frac{d}{l} \cdot x - \frac{m}{2} (m+1) P d$$

Für veränderliches  $x$  ist die Gerade, die dem ersten Summanden entspricht, festgelegt durch die Punkte:

$x =$	0	$\frac{l}{2}$	$l$
$\frac{n}{2} (n+1) P \cdot \frac{d}{l} \cdot x =$	0	$\frac{n}{4} (n+1) P d$	$\frac{n}{2} (n+1) P d$

Der zweite Summand stellt bei veränderlichem  $m$  oder  $z = (n - m)d$  eine einfache Zahlenreihe dar.

Liste 1.

$m =$	0	1	2	3	4	5	6	7
$\frac{m}{2} (m+1) =$	0	1	3	6	10	15	21	28

Im Querschnitt  $x$  mit  $z = (n - m)d$  findet man nach Abb. 3 somit leicht  $\mathfrak{M}_x$ , indem man von der Strecke  $CD = \frac{n}{2} (n+1) \frac{P d}{l} \cdot x$  die Strecke  $\frac{m}{2} (m+1) P d$  abzieht.

$$\mathfrak{M}_x = CD - DE = CE.$$

Damit ergibt sich folgende Konstruktion der Abb. 3:

Man trägt in  $B$  an  $BB' = \frac{n}{2} (n+1) P d$ , zieht  $AB'$  und trägt unter jeder Last, links mit der ersten Last beginnend, von dieser Geraden nacheinander die Strecken ab:  $0 P d, 1 P d, 3 P d, 6 P d, \dots$

Bequemer ist es jedoch, nicht in  $B$  den Wert  $\frac{n}{2} (n+1) P d$ , sondern in  $\frac{l}{2}$  den Wert  $MM_1 = \frac{n}{4} (n+1) P d$  anzutragen und nur die Gerade  $AM_1$  zu ziehen. Damit findet man die  $\mathfrak{M}$ -Werte  $C'E'$  für die Querschnitte unter den Lasten auf der linken Trägerhälfte.

Für die zugehörigen symmetrischen Querschnitte der rechten Trägerhälfte gelten die gleichen  $\mathfrak{M}$ -Werte  $C'E' = C'E'$  in Abb. 3.

Um weitere Punkte der rechten Trägerhälfte zu finden, betrachtet man den rechten Trägerstumpf (Abb. 4).

Für  $z = (n - m)d$  ist hier

$$\mathfrak{M}_x = + \mathfrak{B} z - \sum_0^z P e$$

$\mathfrak{B} = (n+1) P - \mathfrak{A}$  ist aus Gl. 1 bekannt.

$$(3) \quad \sum_0^z P e = \frac{n-m}{2} (n-m+1) P d$$

ähnlich Gl. 2.

Die Gerade  $\mathfrak{B} z$  in Abb. 4 hat in  $\frac{l}{2}$  die Ordinate  $\mathfrak{B} \cdot \frac{l}{2} = MM_2$ .

Im Querschnitt  $z$  ist

$$CD = \mathfrak{B} z.$$

Macht man wieder in Abb. 4  $DE = \frac{n-m}{2} (n-m+1) P d$ , so ist

$$\mathfrak{M}_z = CE.$$

Indem man alle gefundenen Punkte einer Trägerhälfte auch symmetrisch in die andere Trägerhälfte hinüberträgt, findet man so mühelos die  $\mathfrak{M}_x$ -Werte für  $2n$  Querschnitte des Trägers, sofern nicht die Lasten zufällig symmetrisch zur Trägermitte stehen.

Zusammenfassend hat man somit folgende Konstruktion, die in Abb. 5 für einen Zug aus  $n+1=6$  gleichen Lasten durchgeführt ist:

Letzte Last über  $B$ . Trage auf in Trägermitte

$$MM_1 = \frac{n}{4} (n+1) P d$$

und

$$MM_2 = \mathfrak{B} \cdot \frac{l}{2} = (n+1) P \cdot \frac{l}{2} - \frac{n}{4} (n+1) P d = (n+1) P \cdot \frac{l}{2} - MM_1.$$

Von links und rechts her trägt man nacheinander unter den Lasten von den Schräglinien  $0 P d, 1 P d, 3 P d, \dots$  ab. Die so erhaltenen Punkte werden symmetrisch nach der anderen Trägerhälfte übertragen und geben  $2n$  Punkte der  $\mathfrak{M}_x$ -Linie.



2. Die größte Querkraft im Querschnitt.

Ganz einfach findet man unter diesen Umständen auch die  $Q_p$ -Linie. Schiebt man den Lastenzug so, daß immer eine Last auf dem rechten Lager  $B$  steht, dann ist für den Querschnitt  $x$  in Abb. 6:

$$(4) \quad Q_x = P \cdot \frac{d}{l} + P \cdot \frac{2d}{l} + \dots + P \cdot \frac{m d}{l} = \frac{m}{2} (m+1) \frac{P d}{l} \quad \text{und} \quad z = m d$$

Damit ergibt sich sofort mit den Zahlen aus Liste 1 die Konstruktion nach Abb. 6. Man trägt in den Querschnitten, die um  $1 d, 2 d, 3 d \dots$  vom Lager  $B$  entfernt liegen, die Strecken  $1 \cdot \frac{P d}{l}, 3 \cdot \frac{P d}{l}, 6 \cdot \frac{P d}{l}, 10 \cdot \frac{P d}{l}$  auf und hat damit die Linie der größten Querkräfte aus Verkehrslast.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Wirtschaftlichkeit der Beton-Zuschlagstoffe.

Von Oberbaurat F. Lang, Hamburg.

Die große Bedeutung, die der Beton und ganz besonders der Eisenbeton in den letzten Jahrzehnten im Bauwesen gewonnen hat, gaben den Anreiz, seine Güte in jeder Hinsicht zu steigern und das Gemisch — Sand, Kies (bezw. Splitt) und Zement — möglichst zu vervollkommen.

Die in jüngster Zeit von ersten Wissenschaftlern angestellten Untersuchungen und Forschungen haben uns wertvolle Aufschlüsse über die großen Einflüsse der Körnung der Zuschlagstoffe auf die Festigkeit des Betons gegeben. — Richtige Körnung und richtige quantitative Zusammensetzung lassen die alten Festigkeitskurven nicht unerheblich ansteigen.

Ohne Zweifel ist in den früheren Jahren den Zuschlagstoffen nicht die ihnen gebührende Bedeutung beigemessen und der Hauptwert mehr auf den Zementzusatz gelegt worden. Selbst heute noch sind derartige Wahrnehmungen zu machen und die neueren Forschungen und Erkenntnisse noch nicht überall in der Praxis durchgedrungen.

Im allgemeinen sind die Zuschlagstoffe — das natürliche Gestein — also Sand, Kies, Splitt usw., von größerer Härte und Festigkeit und auch raumbeständiger als Zement. Es wird also derjenige Beton die größte Härte aufweisen, der bei Ausfüllung aller Hohlräume und Umhüllung jedes Teilchens mit Zement den geringsten Zementaufwand aufweist. Das bedeutet: Die Zuschlagstoffe sollen in ihrer Zusammensetzung — vom Feinsten bis zum Größten — quantitativ so beschaffen sein, daß sie schon von vornherein ein möglichst dichtes Gefüge, also ein Mindestmaß von Hohlräumen aufweisen, und der Zement, sozusagen der „Zementleim“, nur das die Teilchen überziehende Binde- oder Klebmittel ist. Das ist das Ideale!

Nun wird sich dieses „Idealgemisch“ in natürlichen Lagern und Baggeranschnitten wohl kaum finden lassen; es werden seltene Ausnahmen sein, so daß in der Regel, um jenem Idealgemisch gleich oder nahe zu kommen, das durch Siebversuche und Analysen festgestellte Fehlende besonders zugesetzt werden muß.

Hier tritt die Frage der Wirtschaftlichkeit in ihr Recht. Jedes größere Verbrauchergebiet hat seine ihm wirtschaftlich zugehörigen Kieslager, einen gewissen wirtschaftlichen „Aktionsradius“, der, abgesehen natürlich von der Brauchbarkeit des Kieses an sich, hauptsächlich durch die Fracht bedingt wird. Mit diesem Kies oder Kiessand, in seiner

natürlichen Beschaffenheit bzw. Kornzusammensetzung, wird das Verbrauchergebiet zu rechnen haben.

Die Hauptfrage ist nun die: Sind die dem Naturgemisch beizugebenden Zuschläge (um sich dem Idealgemisch zu nähern) vertretbar, d. h. stellt der meist nicht unerhebliche Geldaufwand zu dem an Mehrfestigkeit des Betons Erreichten im Einklang oder nicht? Das ist die Frage, die besonders bei dem Darniederliegen unserer Volkswirtschaft gründlich untersucht werden muß und entscheidend ist. Vielfach wird im Übereifer des rein Wissenschaftlichen das Praktisch-Finanzielle außer Acht gelassen oder über das Ziel hinausgeschossen und manche Gelder für jene Zuschläge ausgegeben, die zum großen Teil hätten erspart werden können. Das durch die Zuschläge an Mehrfestigkeit des Betons Gewonnene bzw. die ersparte Betonmasse steht vielfach in keinem Verhältnis zu den Mehrkosten des veredelten Kieses, so daß die Mehrstärke an Beton bei Verwendung des reinen Naturgemisches oder bei geringeren Zusätzen das billigere gewesen wäre.

Bei größeren Bauwerken kommen in der Regel auch minder beanspruchte Teile vor, die den Edelkies nicht, oder nicht in dem durch die Beimischungen veredelten Maße erfordern, so daß hier gewisse Differenzierungen in der Kiesbeschaffenheit sich lohnen würden.

Andererseits gibt es Betonkonstruktionen, rein konstruktiv oder auch vom Standpunkte der reinen Beanspruchung betrachtet, wie in letzterer Hinsicht beispielsweise Betonpfähle und Spundbohlen, die infolge der außerordentlichen Rammbeanspruchung m. E. das Beste vom Besten an Material verlangen und daher das „Idealgemisch“ hier vollwertig zur Verwendung kommen sollte.

Ich fasse meine Ausführungen dahin zusammen, daß der dem Verbrauchergebiet im wirtschaftlichen Aktionsradius jeweils zur Verfügung stehende Kies bzw. Kiessand nur dann eine Veredelung des Mangelnden (Fein- oder Grobkorn) erhalten soll, wenn sich hieraus eine geldliche Ersparnis, also ein wirtschaftlicher Nutzen ergibt.

Auch ist noch zu beachten, daß die geforderten Zuschläge bei der ganzen Art der Gewinnung und Lieferung des Kieses nicht immer zuverlässig beigemischt werden und daß gerade bei Massenlieferungen sehr leicht gewollte oder ungewollte Unregelmäßigkeiten unterlaufen, die nur durch scharfe Aufsicht und ständige Siebkontrolle zu verhindern oder einzuschränken sind.

Vermischtes.

31. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins. (Schluß aus Heft 19.)

10. Regierungs- und Baurat Kaumanns, Potsdam, schilderte an Hand von Lichtbildern den „Bau der neuen Straßenbrücke über den Großschiffahrtsweg Berlin-Stettin bei Schwedt a. d. O.“<sup>12)</sup>,



Abb. 13. Gesamtansicht der Straßenbrücke bei Schwedt a. d. O. von Unterstrom.

der von 1926 bis 1928 ausgeführt wurde (Abb. 13). Die Dreigelenkbogen mit Gußstahlgelenken haben zwischen den stark bewehrten Kragarmen der Pfeiler und Widerlager eine Lichtweite von 39,2 m, 44,0 m und 50,4 m; sie durchdringen in der Flucht der Brüstungen die Fahrbahn bis zur Brüstungsoberkante, wodurch die Brüstung in der Mitte eine Stärke von 70 cm, an den Pfeilern eine solche von 30 cm erhielt. Die Fahrbahnquerträger stützen sich auf diese Hauptbogenträger; die Fahrbahn selbst ist als Plattenbalken ausgebildet. Eine beachtenswerte Neuerung stellt die

Art der Gründung der Widerlager dar, für die wegen der Untergrundbeschaffenheit die Luftdruckgründung gewählt werden mußte. Die Widerlager von 100 m<sup>2</sup> Grundfläche wurden nach dem Patent der Firma Beuchelt & Co. schräg in der Neigung 5 : 1 (Abb. 14) 10 m tief unter Luftdruck abgesenkt. Hierdurch war es möglich, die Widerlager der Richtung der Mittelkraft anzupassen und derart auszubilden, daß erhebliche Betonmassen gespart werden konnten. Dabei fand hier zum erstenmal die schräge Absenkung ohne Führung durch eingerammte Gleitschienen statt. Lediglich durch einseitiges Abgraben unter den Senkkastenschneiden oder durch innere Absteifung einer Seitenwand wurde das Widerlager an die gewünschte Stelle gebracht. Die Mischverhältnisse waren in den Senkkasten 1 : 4 bis 1 : 6, in

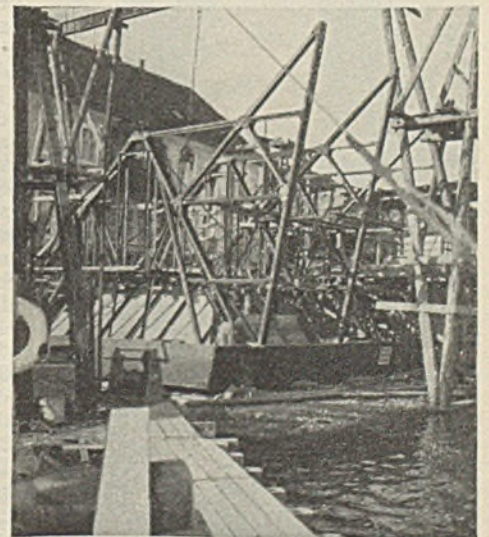


Abb. 14. Eisernes Gerippe des Absenkungskastens des stadtseitigen Widerlagers; Arbeitsraum in Schalung.

<sup>12)</sup> Der Vortrag wird in der „Bautechnik“ veröffentlicht werden.



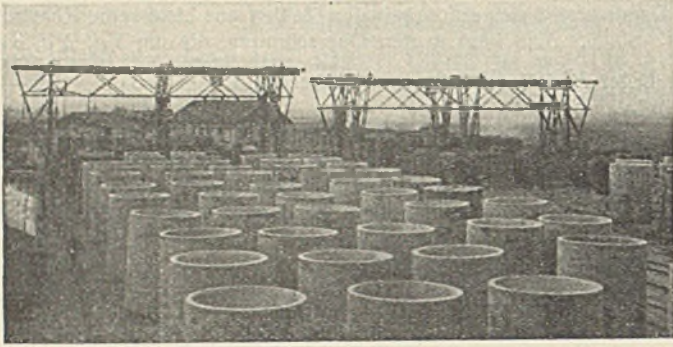


Abb. 15. Lagerplatz der Schleuderrohrfabrik bei Unterföhring der Züblin & Cie. A.-G.

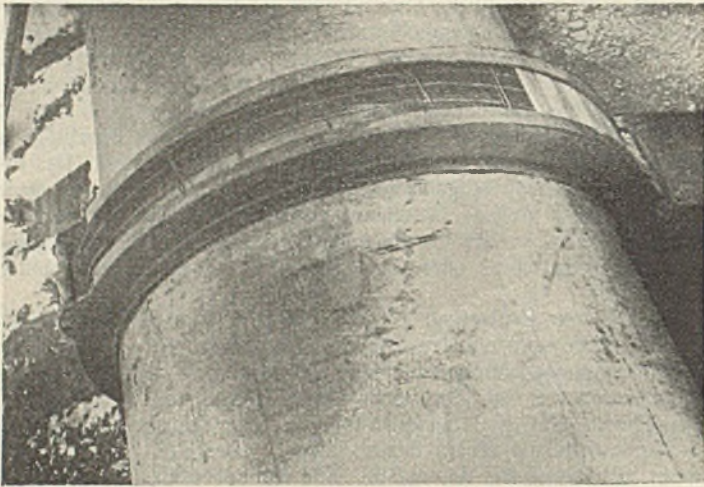


Abb. 17. Überwurfmuße für Eisenbetonrohre nach dem Schleuderverfahren Vianini.

Pfeilern und Widerlagern 1:7 bis 1:8, im Überbau 1:1,5:3,5. Die Luftdruckgründung führte die Tiefbauabteilung der Firma Beuchelt & Co. in Grünberg, die übrigen Arbeiten die Beton- und Monierbau A.-G. aus.

11. Dr.-Ing. R. Mayer, Stuttgart, machte bemerkenswerte Mitteilungen über die

„Herstellung großer Eisenbetonrohre nach dem Schleuderverfahren Patent Vianini für die Druckrohrleitung der Mittleren Isar A.-G. bei Unterföhring“,

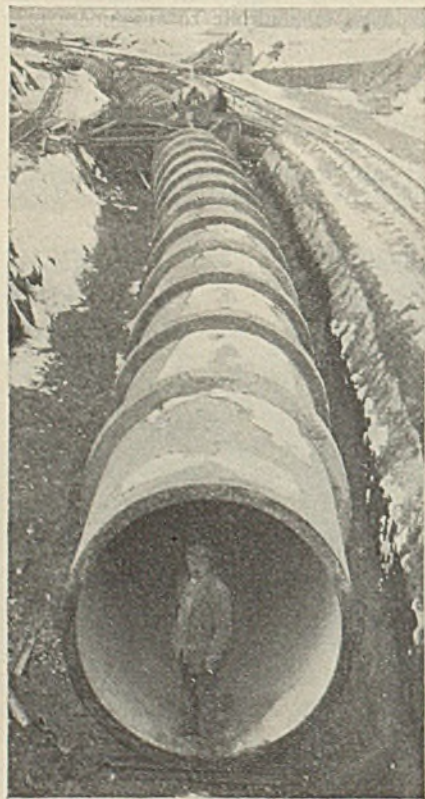


Abb. 16. Eisenbetonrohrleitung von 2 m l. W. für die Mittlere Isar A.-G.

die als Einführung für die am 29. März 1928 stattfindende Besichtigung der Rohrfabrik in Unterföhring (Abb. 15) dienen sollten. Die für die Speisung der Fischteiche mit dem in der Kläranlage der Stadt München bei Großlappen mechanisch geklärten Abwasser dienende Druckrohrleitung erhält auf eine Länge von 6,25 km geschleuderte Rohre von 2 m l. W. für 1,5 bis 2,4 at Innen-Druck (Abb. 16), während die 1,22 km lange untere Strecke dieser Leitung mit 1,70 m l. W. ausgeführt wird. Außerdem wird noch zur Dichtung des Speichersees mittels Abwässern ein 340 m langer Seitenstrang mit 1,40 m Durchm. nach dem gleichen Verfahren hergestellt. Bei 2 m innerem Durchmesser beträgt der äußere Durchmesser 2,24 m, die Länge der Rohrschüsse 3 m, die Stärke der Überdeckung über dem Scheitel 0,80 bis 3,25 m. Die Eisenbewehrung besteht aus R.-E. Durchm. 10 mit 19 Windungen auf 1 lfd. m,  $\sigma_{b2} = 80 \text{ kg/cm}^2$ . Die Zementdosierung beträgt im Mittel 425 kg Dyckerhoff-Doppel auf 1 m<sup>3</sup> fertig verarbeiteten Beton und steigt auf der

Innenseite auf 1460 kg/m<sup>3</sup>. Das Rohrgewicht beträgt für einen Schuß rd. 7 t. Das von der Schleudermaschine zu bewegendes Gewicht ist rd. 10 t; beim Füllen beträgt die Zahl der minütl. Umdrehungen 80, später 170 bis 180. Die Herstellungszeit eines Rohres ist  $\frac{3}{4}$  Stunde. Die Ausschalung geschieht nach 24 bis 48 Stunden, die Verlegung im Alter von etwa 18 Tagen. Die zur Herbeiföhrung großer Schwindwirkung aus weichem Beton hergestellten Überwurfmußen (Abb. 17) haben 15/35 cm Stärke und 4 R.-E. Durchm. 10 mm. Die am 29. März besichtigte Rohrleitung der Mittleren Isar A.-G. besitzt die bisher größte fabrikmäßig hergestellte Lichtweite von Eisenbetonrohren; die Vianini-Gesellschaft hat jedoch kürzlich von der Stadt Rom den Auftrag zum Bau einer 5 km langen Leitung von 2,5 m Durchm. zum Einlegen unterirdischer Versorgungsleitungen erhalten.

Am Schluß der technisch-wissenschaftlichen Vorträge wurde ein von der Kulturabteilung der Ufa für den Beton-Verein hergestellter, zum Teil von Dr.-Ing. Nakonz entworfener Film

„Der Eisenbeton“

vorgeführt, der eine Laufzeit von 35 Minuten hat.

Ergänzt wurde die theoretische Arbeit durch eine Besichtigung von Bauwerken an der Mittleren Isar (Wehr bei Oberföhring, Schleuderrohranlage bei Unterföhring, Groß-Baustelle beim Kraftwerk Pfrombach), die die vielseitige und erfolgreiche Anwendung des Betons und Eisenbetons im Wasserbau veranschaulichte. Mdt.

Die neue Eisenbahnhubbrücke über den Königshaven in Rotterdam. Die Eisenbahndrehbrücke über den Königshaven in Rotterdam ist vor etwa 50 Jahren gebaut worden und reichte für die heutigen Verkehrsanforderungen nicht mehr aus. Sie mußte daher durch eine neuzeitliche Anlage ersetzt werden, über die Herr Ir. Joosting aus Utrecht am Freitag, den 20. April 1928 im Ingenieurhause, Berlin, vor der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen einen Vortrag hielt. Für die neue Anlage schied eine Hochbrücke, die beiden Verkehrswegen volle Freiheit gegeben hätte, von vornherein aus, weil die notwendigen langen Anfahrtrampen in einem eng bebauten Stadtgebiete auf wirtschaftliche Art nicht herzustellen sind. Die alte Drehbrücke mußte daher durch eine weit leistungsfähigere Hubbrücke ersetzt werden. Von der alten Brückenanlage blieben die beiden festen Seitenöffnungen von je 80 m Spannweite bestehen. Der bewegliche Teil der alten Brücke, eine 54 m lange zweiarmige Drehbrücke, gab in geöffneter Stellung der Schifffahrt zwei Wege von je 20 m Breite frei. Da die Fahrbahn oben lag, war bei geschlossener Stellung die Trägerhöhe für die Durchfahrthöhe verloren, so daß dann die Brücke auch einem großen Teile der Flußschifffahrt den Weg versperrte. Bei der neuen Hubbrücke liegt die Fahrbahn unten, wodurch 3 m Durchfahrthöhe für die Schifffahrt gewonnen wurde, so daß jetzt etwa 90 % aller Schiffe unter der geschlossenen Brücke hindurchfahren können.

Die 530 t schwere Fachwerkbrücke bewegt sich mit Gewichtsausgleich durch Eisenbetongewichte an 48 Drahtseilen von 40 mm Durchm. zwischen zwei Führungstürmen. In ihrem augenblicklichen Ausbau kann die Brücke um 41 m gehoben werden, wodurch für die Schifffahrt bei HW eine l. Höhe von 48 m zur Durchfahrt freigegeben wird, die also noch größer ist als die l. Höhe der Hochbrücken über den Kaiser-Wilhelm-Kanal (42 m). Beim Entwurf ist mit einer späteren Vergrößerung der Hubhöhe um 12 m gerechnet worden. Die Führungstürme stehen mit den vorderen Stützen auf den bestehenden Flußpfeilern der festen Brücken, mit den hinteren Stützen auf neuen Pfeilern, die auf je zwei Eisenbetonsenkbrunnen von 8 m Durchm. neben den bestehenden Pfeilern gegründet worden sind. In den Führungstürmen bewegen sich die Gegengewichte. Auf den Türmen befinden sich die Seilrollen von 3,60 m Durchm., über die sich die Tragseile der Hubbrücke mit den Gegengewichten bewegen. Das Maschinenhaus mit Führerstand ist in einem der Führungstürme untergebracht. Die Schließ- und Öffnungszeiten mit Signalgeboten betragen bei der neuen Hubbrücke nur je  $1\frac{1}{2}$  Min. gegenüber 7 bis 8 Min. bei der alten Drehbrücke. Dieser Zeitgewinn ist für den regen Eisenbahnverkehr, der über diese Brücke geht, besonders für die Einhaltung der Fahrpläne des Schnellzugverkehrs von großem Vorteil.

Die gesamten Herstellungskosten einschließlich der Kosten der Pfeilergründungen haben 1,1 Mill. Gulden betragen.

Die Gutehoffnungshütte, Sterkrade, hat die gesamte Eisenkonstruktion ausgeführt und das Bauwerk ohne Unterbrechung des Verkehrs aufgestellt.

Jahrhundertfeier der Technischen Hochschule Dresden. Wie bereits in der „Bautechnik“ 1927, Heft 52, S. 761 des näheren mitgeteilt, wird diese Feier vom 4. bis 6. Juni d. Js. in Dresden stattfinden. Anlässlich des hundertjährigen Bestehens der Hochschule wird der Verlag Wilhelm Ernst & Sohn die 3. Auflage des bekannten Werkes von O. Mohr, Technische Mechanik, herausbringen, und zwar durchgesehen und ergänzt von Prof. Dr.-Ing. K. Beyer, Dresden, und Prof. H. Spangenberg, München.

Die Flugzeughallen in Wilhelmshaven. Die Stadt Wilhelmshaven liegt an den Flugstrecken Hannover—Wangerooze und Hamburg—Borkum und wird als Zwischenlandeplatz angefliegen. Da sich hier die Watterscheide zwischen den Nordseeinseln und dem Küstenlande befindet, sind die Verkehrsflugzeuge mitunter gezwungen, zu übernachten, um günstiges Flugwetter nach einer der beiden Richtungen abzuwarten. Aus diesem Grunde ließ der für die Hebung des jadedstädtischen Flugwesens sehr rührige Luftfahrtverein „Jade“ in Wilhelmshaven-Rüstringen auf seinem Landflugplatz Cäciliengröden bei Mariensiel eine Flugzeughalle errichten.



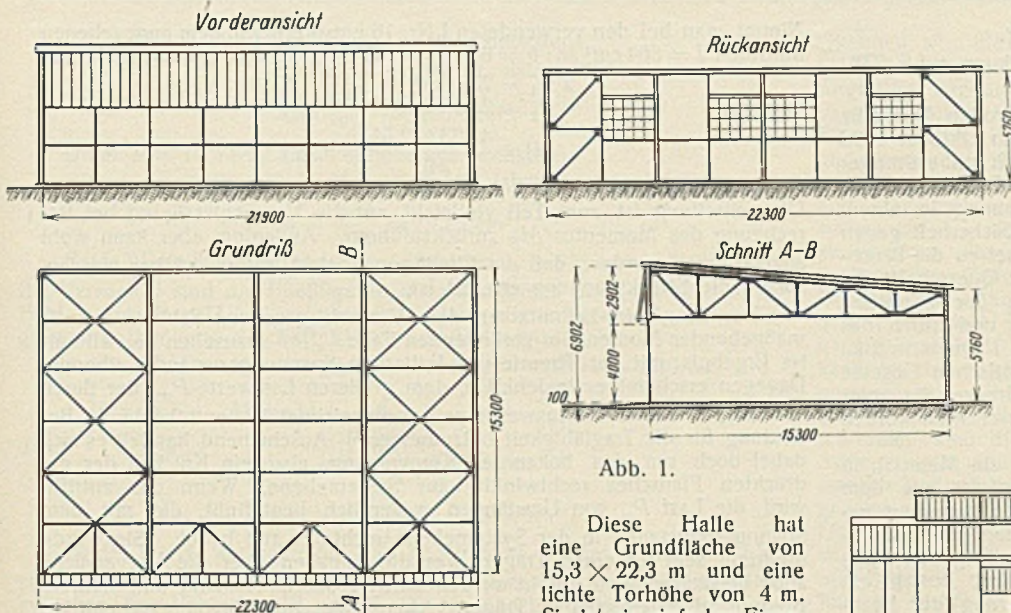


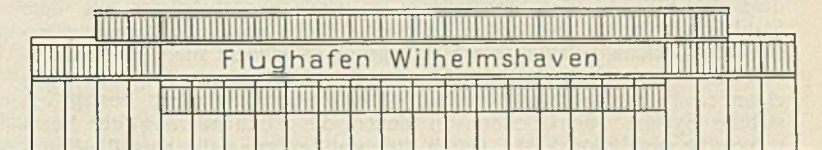
Abb. 1.

Diese Halle hat eine Grundfläche von  $15,3 \times 22,3$  m und eine lichte Torhöhe von 4 m. Sie ist ein einfacher Eisen-

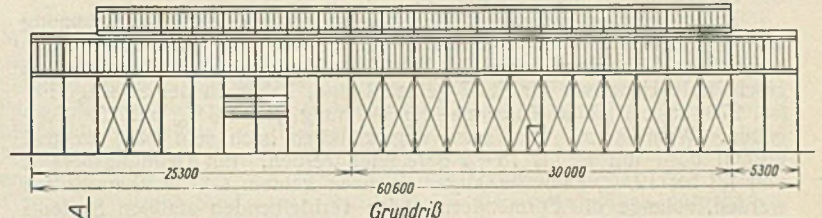
fachwerkbau mit einer Dachdeckung aus doppelter Teerpappe auf Holzschalung und -sparren, eisernen Pfetten und Bindern. Das Tor nimmt die ganze Vorderwand der Halle ein und besteht aus acht voneinander unabhängigen Flügeln. Diese sind um ihre lotrechte Mittelachse drehbar und werden beim Öffnen seitlich an die Giebelwände geschoben. Der

ergab sich zwangsläufig die Grundflächengröße ( $26,8 \times 60,6$  m) und die Konstruktion der Halle. Die Hauptbinder sind Zweigelenrahmen aus Fachwerk, zum Teil mit biegeunfähigen Stützen, und stehen über den Hauptrahmen des Unterbaues. Die Zwischenbinder sind normale Fachwerkbinder auf zwei Stützen und lagern teils auf Wandstielen, teils auf dem 30 m langen Torträger auf. Die Dacheindeckung besteht aus doppelter Teerpappe auf Holzschalung und -sparren und eisernen Pfetten. Die Wände sind aus Eisenfachwerk. Die Belichtung geschieht durch Lichtbänder in den Längswänden, eine 2 m hohe Laterne und reichlich große Fenster in den Giebelwänden. Das Haupttor hat eine lichte Höhe von 6 m und eine Breite von 30 m, es besteht aus sechs Flügeln und ist als Schiebetor ausgebildet, das von der Mitte aus nach beiden Seiten zu öffnen ist (Abb. 2 bis 4).

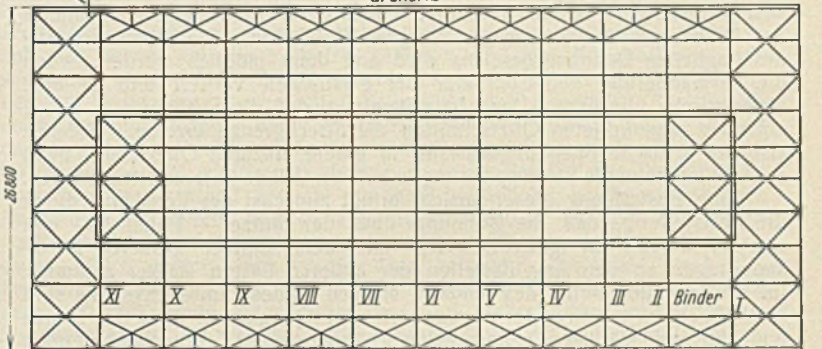
Ansicht von der Hafenseite



Ansicht von der Seeseite



Grundriß



Schnitt A-A

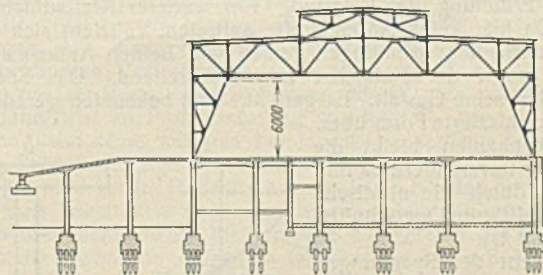


Abb. 4.

Beide Hallen wurden von der Firma Th. Raschke, Wilhelmshaven, entworfen und ausgeführt. G.

Die diesjährige ordentl. Mitgliederversammlung der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen findet gleichzeitig mit der 67. Hauptversammlung des Vereines deutscher Ingenieure in der Zeit vom 9. bis 12. Juni in Essen statt. Die Tagesordnung vom 9. Juni ist bereits in der „Bautechnik“ 1928, Heft 17, S. 237 mitgeteilt worden. — An den folgenden Tagen werden die Teilnehmer der Versammlung bedeutende Ingenieurbauten in der Umgebung des Tagungsortes, wie z. B. die Ruhrkläranlage und das Kraftwerk Hengstey, die Bauarbeiten an dem Hochspeicherwerk Herdecke, die Emscherflußkläranlage Karnap und die Schleuse Friedrichsfeld bei Wesel, sowie schließlich die Möhnetalsperre und die im Bau begriffene Sorpetalsperre besuchen.

Berichtigung. In der „Bautechnik“ 1928, Heft 17, S. 227 muß es in der Beschriftung der Abb. 1 und 2 beidemale heißen: „Holzrohrleitung“ anstatt „Holzverkleidung“.

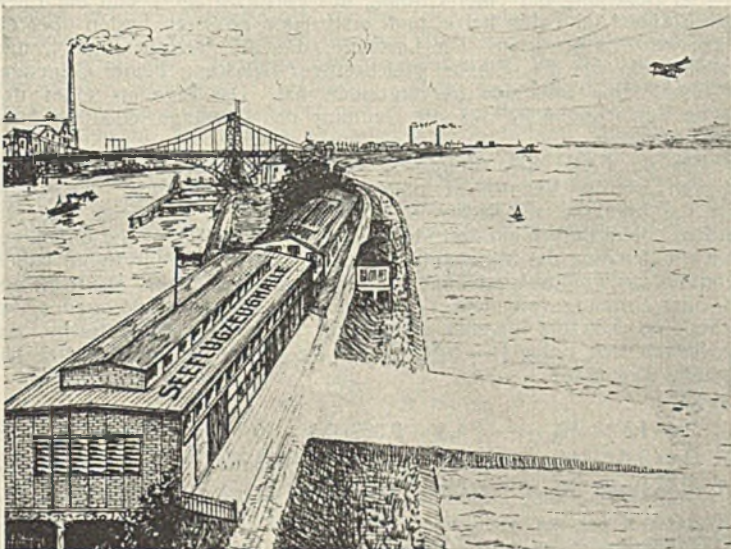


Abb. 2.

Verschluss wird durch Riegelstangen bewirkt, die über je zwei Flügel hinweggreifen. Die Belichtung geschieht durch ein über dem Tor liegendes Lichtband (Abb. 1).

Außer dieser kleinen Halle ließ der obenerwähnte Verein noch eine zweite größere erbauen, die zur Aufnahme von Seeflugzeugen und zu deren Fabrikation dienen soll. Diese Halle steht am Fliegerdeich in Wilhelmshaven zwischen Südhafen und Jade auf dem alten Eisenbetonunterbau der ehemaligen Marineflughalle. Aus diesem Umstande

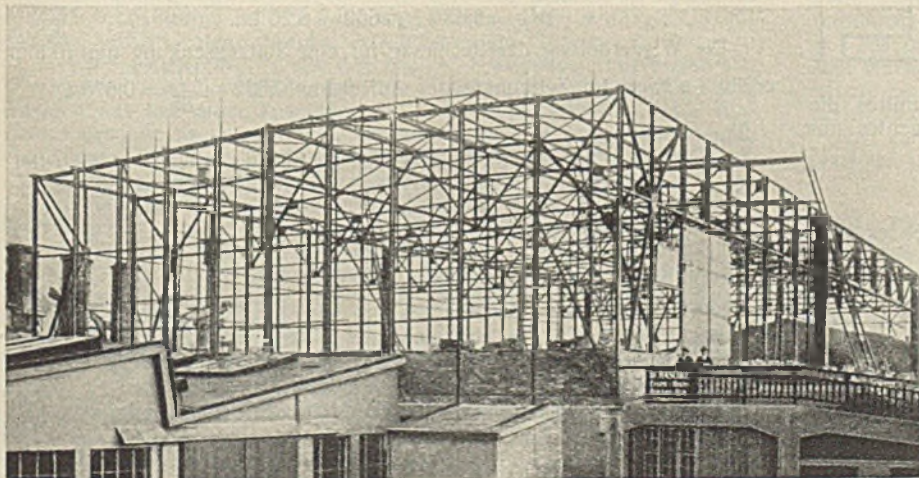


Abb. 3.



**Zuschriften an die Schriftleitung.**

(Für die folgenden neun Zuschriften gilt die Schlußbemerkung auf S. 278.)

I.

Die von Prof. Maier-Leibnitz ausgeführten wertvollen Versuche behandeln einen Sonderfall des Problems, das in der im Oktober 1926 erschienenen Schrift Grünings: „Die Tragfähigkeit statisch unbestimmter Tragwerke aus Stahl bei beliebig häufig wiederholter Belastung“ aufgestellt ist. In dieser Schrift ist gezeigt, daß die Spannung in einem statisch unbestimmten Tragwerk keinen Maßstab für die Sicherheit gegen Bruch bietet, da der Eintritt einer kritischen Spannung, sei es die Bruchspannung oder die Arbeitsfestigkeit, in einem einzigen Querschnitt die Gefahr des Bruches nicht herbeiführt. An die Stelle der kritischen Spannung wird der kritische Spannungszustand gesetzt und durch das gleichzeitige Bestehen der kritischen Spannung in  $n + 1$  Querschnitten definiert, die einander nach einem bestimmten kinematischen Gesetze zugeordnet sind. Dieser Spannungszustand bildet eine Grenze, die unter wiederholten Belastungen in keinem Punkte dauernd überschritten werden kann, sofern sie in einem Punkte nicht erreicht ist.

Es muß angenommen werden, daß diese Grenze für ein Material, in dem die Eigenart der Streckgrenze so stark ausgeprägt ist wie dem Stahl St 37, bereits der ersten Belastung durch die Streckspannung gesteckt ist. Denn solange die Streckspannung in nicht mehr als  $n$  Querschnitten eines  $n$  fach statisch unbestimmten Tragwerkes, die gesetzmäßig einander zugeordnet sind, erreicht oder überschritten wird, besteht ein stabiles System von Gliedern, in denen die Formänderung der Beanspruchung proportional ist. Durch dies stabile System ist aber die Formänderung des Tragwerkes vollständig festgelegt und an die Größenordnung der elastischen Dehnung gebunden.

In der Streckgrenze nimmt die Dehnung ohne Steigung der Spannung um ein Vielfaches zu. Aufnahmen der Spannungs-Dehnungslinie, die kürzlich zu Versuchszwecken im Festigkeitslaboratorium der Technischen Hochschule Hannover für St 37 gemacht sind, haben in der Streckgrenze (rd. 2700 kg/cm<sup>2</sup>) eine Zunahme der Dehnung von 1,3 ‰ auf 25 ‰ ergeben. Wenn dieser Wert auch ungewöhnlich hoch sein mag, so muß normal doch mit 12 bis 15 ‰ gerechnet werden. Ein Dehnungsbereich von 1,3 bis 12 ‰ kann im allgemeinen in keinem Gliede überschritten werden, solange die Formänderung des verbleibenden stabilen Systems sich im elastischen Bereich vollzieht. Ob es unter Gliederungen besonderer Art Ausnahmefälle gibt, mag dahingestellt bleiben. Die Überschreitung des fraglichen Dehnungsbereichs wird erst dann möglich werden, wenn die Formänderung den Charakter der elastischen verliert und in eine kinematische übergeht. Dazu ist notwendig, daß die Spannung in  $n + 1$  einander zugeordneten Querschnitten die Streckgrenze erreicht. Solange also der kritische Spannungszustand in einem einzigen Querschnitt nicht erreicht ist, kann die Streckspannung in keinem Gliede überschritten werden.

Eine Bestätigung dieser Ansicht bringt zunächst der Versuch II durch die Feststellung, daß die Dehnung über der Stütze — Punkt  $f$  — erst von  $4P = 42$  t an gleichzeitig mit dem Eintritt größerer Formänderungen an den Angriffsstellen der äußeren Lasten stärker zunimmt. Im vorliegenden Falle des einfach statisch unbestimmten Systems sind zwei Querschnitte einander zugeordnet: der Querschnitt über der Stütze und der am stärksten beanspruchte Feldquerschnitt. Mit zunehmenden Lasten wird die Streckgrenze zuerst im Querschnitt  $f$  erreicht. Mit dem Eintritt der Streckspannung werden die betroffenen Teile des Querschnittes bei Erhöhung der Belastung von weiterer Kraftaufnahme ausgeschaltet. Da hier keine Normalkräfte auftreten, vollzieht sich die Ausschaltung den Biegungsspannungen gemäß von beiden Außenkanten des Querschnittes nach der Nullachse zu fortschreitend. Das Spannungsdiagramm ändert seine Gestalt. Es geht aus dem bekannten geradlinig begrenzten in die skizzierte Form über.

An den Außenkanten bleibt die Streckspannung unverändert, da hier die Dehnung durch die elastische Dehnung der mittleren Querschnittsteile beschränkt ist.

Das Moment der Spannungen nimmt um

$$2 \int_0^{\frac{h}{2}} \sigma \eta dF - W \sigma_s$$

zu. Nachdem in allen Teilen der Flansche des I. Querschnittes die Streckgrenze erreicht ist, kommt für die Zunahme des Momentes nur der Steg in Betracht. Das Moment

$$M = \left[ b \delta (h - \delta) + (h - 2\delta)^2 \cdot \frac{\delta_1}{6} \right] \sigma_s = W_1 \sigma_s$$

kann nur unwesentlich überschritten werden. Mithin bedeutet es eine nur sehr geringe Vernachlässigung, wenn das Stützenmoment bei zwei Trägern

$$M_S = 2 W_1 \sigma_s$$

für alle Laststufen konstant in die Rechnung eingeführt wird, die nach der üblichen Theorie  $M_S > 2 W_1 \sigma_s$  ergeben. Damit entsteht unter den äußeren Lasten — Querschnitt  $e$  — das Feldmoment

$$M_F = \frac{1}{3} P l - \frac{1}{3} 2 W_1 \sigma_s.$$

Die Belastungsstufe, die in den Flanschflächen des Querschnittes  $e$  die Streckspannung erzeugt, erhält man aus

$$2 W_1 \sigma_s = \frac{1}{3} P l - \frac{1}{3} 2 W_1 \sigma_s.$$

Nimmt man bei den verwendeten I Nr. 16 entsprechend dem angegebenen mittleren  $J = 864$  cm<sup>4</sup> an:  $b = 6,7$ ,  $\delta = 0,95$  cm,  $\delta_1 = 0,63$  cm, so erhält man

$$2 W_1 = 232 \text{ cm}^3$$

und mit

$$\sigma_s = 2,51 \text{ t/cm}^2$$

$$P = \frac{4 \cdot 232 \cdot 2,51}{240} = 9,75 \text{ t.}$$

Der Versuch hat den etwas höheren Wert  $P = 11,1$  t ergeben. Die geringe Überschreitung ist zum Teil vielleicht auf die Vernachlässigung bei Berechnung des Momentes  $M_S$  zurückzuführen. Außerdem aber kann wohl angenommen werden, daß die Fließfiguren nicht sofort sichtbar werden, sobald die Streckspannung erreicht ist.

Der von Maier-Leibnitz aus dem Versuch gezogene Schluß, daß als maßgebendes Moment im vorliegenden Falle  $\frac{1}{4} P l$  anzusehen sei, stimmt im Ergebnis mit der Theorie des kritischen Spannungszustandes überein. Dagegen erscheint es bedenklich, dem größeren Lastwerte  $P_v$ , der durch den Beginn seitlichen Ausweichens gekennzeichnet ist, entscheidende Bedeutung für die Tragfähigkeit beizumessen. Anscheinend handelt es sich dabei doch um den bekannten Kippvorgang, also ein Knicken des gedrückten Flansches rechtwinklig zur Systemebene. Wenn das zutrifft, wird die Last  $P_v$  von Umständen wesentlich beeinflusst, die mit dem Spannungszustand in der Systemebene nichts zu tun haben. Sie würde niedriger sein für einen Träger, was die Angaben über die Vorversuche auch bestätigen, und erhöht werden durch größeren Abstand und stärkere Bindung der gekuppelten Träger. Aber abgesehen davon erscheint es grundsätzlich richtiger, als Grenze der Tragfähigkeit die Laststufe anzusehen, unter der die Fließfiguren an dem zweiten der zugeordneten Querschnitte entstanden sind. Denn zweifellos wird in diesem Zeitpunkt der Weg für starke Verformungen frei, und es hängt nunmehr auch von nebensächlichen Umständen ab, ob diese früher oder später eintreten.

Bei Belastung nur einer Öffnung des Versuchsträgers sind die Fließfiguren zuerst im Felde bei  $e$  und erst unter größeren Lasten über der Stütze bei  $f$  zu erwarten. Die Laststufe, die die letztere erzeugt, muß dieselbe sein wie die, die bei gleichzeitiger Belastung beider Öffnungen die Fließfiguren im Felde hervorgerufen hat. Das Ergebnis eines derartigen Versuches wäre für die Deutung der Vorgänge jedenfalls interessant gewesen.

Für die Frage des Einflusses einer Stützensenkung auf die Tragfähigkeit ist der Versuch III ohne erhebliche Bedeutung. Keinesfalls kann das Ergebnis als Nachweis eines ungünstigen Einflusses gedeutet werden. Beim Balken auf drei Stützen und der Belastung beider Öffnungen kann die Senkung der Mittelstütze offenbar nur dann einen Einfluß haben, wenn sie das Feldmoment über das Stützenmoment hebt. Das trifft erst bei einer Senkung von mehr als 10 mm zu. Für die Senkung des Versuches um 5,35 mm ergeben sich unter Benutzung der Tatsache, daß der Balken sich unter  $P = 0,362$  t auf die Mittelstücke aufgesetzt hat, folgende Momente:

a) bei  $f$

$$1. P = 4,5 \text{ t } M_S = -(4,5 - 0,362) 0,8 + 0,362 \cdot 2 \cdot 1,2 = -2,441 \text{ tm,}$$

$$2. P = 9,0 \text{ t } M_S = -(9,0 - 0,362) 0,8 + 0,362 \cdot 2 \cdot 1,2 = -6,04 \text{ tm,}$$

$$3. P = 10,5 \text{ t } M_S = -(10,5 - 0,362) 0,8 + 0,362 \cdot 2 \cdot 1,2 = -7,24 \text{ tm,}$$

b) bei  $e$

$$1. P = 4,5 \text{ t } M_F = 4,5 \cdot 0,8 - \frac{1}{3} \cdot 2,44 = +2,59 \text{ tm,}$$

$$2. P = 9,0 \text{ t } M_F = 9,0 \cdot 0,8 - \frac{1}{3} \cdot 6,04 = +5,19 \text{ tm,}$$

$$3. P = 10,5 \text{ t } M_F = 10,5 \cdot 0,8 - \frac{1}{3} \cdot 7,24 = +5,99 \text{ tm.}$$

Da bei  $P = 9,0$  t Fließfiguren über der Stütze aufgetreten sind, ist der unter  $a_3$  berechnete absolute Wert zu groß, der zugehörige Wert  $M_F$  aber zu klein. Nimmt man nun an, daß das Stützenmoment von der Laststufe an konstant bleibt, unter der die Streckspannung den ganzen Flansch ergriffen hat, so ergibt sich mit  $2 W_1 = 250$

$$M_S = -6,04 \cdot \frac{250}{228} = -6,60 \text{ tm,}$$

also infolge  $P = 10,5$  t

$$M_F = 8,4 - \frac{1}{3} \cdot 6,60 = 6,20 \text{ tm.}$$

Die Wiederholung der Rechnung für eine Stützensenkung um 10 mm ergibt Lastwert im Zeitpunkte des Aufsetzens  $0,362 \cdot \frac{10}{5,35} = 0,676$  t.

a)

$$2. P = 9,0 \text{ t } M_S = -(9,0 - 0,676) 0,8 + 0,676 \cdot 2 \cdot 1,2 = -5,037 \text{ tm,}$$

$$3. P = 10,5 \text{ t } M_S = -(10,5 - 0,676) 0,8 + 0,676 \cdot 2 \cdot 1,2 = -6,237 \text{ tm.}$$

b)

$$2. M_F = 7,2 - \frac{1}{3} \cdot 5,037 = +5,52 \text{ tm,}$$

$$3. M_F = 8,4 - \frac{1}{3} \cdot 6,237 = +6,32 \text{ tm.}$$

Die Feldmomente des Versuches sind daher in allen Laststufen  $P \geq 9,0$  t kleiner gewesen als die Stützenmomente. Das wird durch die Tatsache bestätigt, daß die Fließfiguren über der Mittelstütze unter  $P = 9,0$  t, im Felde bei  $e$  aber erst unter  $P = 10,5$  t aufgetreten sind.

Schließt man aus diesen Laststufen auf die Streckspannung, so ergibt sich folgendes Bild:

!) Wie uns Herr Prof. Maier-Leibnitz mitteilt, stimmt er in dieser Ansicht mit uns überein.



Unter  $P = 9,0 \text{ t}$  ist das Stützenmoment höchstens

$$M_S = -6,04 \text{ tm, daher} \\ \sigma = \frac{6,04}{228} = 2,65 \text{ t/cm}^2.$$

Unter  $P = 10,5 \text{ t}$  ist das Feldmoment höchstens

$$M_F = 6,20 \text{ tm, daher} \\ \sigma = \frac{620}{228} = 2,72 \text{ t/cm}^2.$$

Beide Werte liegen unter dem angegebenen  $\sigma_s$  des Materials ( $2,88 \text{ t/cm}^2$ ).

Bei Versuch II sind die Fließfiguren über der Stütze unter  $P = 8,25 \text{ t}$ , im Feld unter  $P = 11,1 \text{ t}$  aufgetreten. Unter Berücksichtigung der eingetretenen Senkung der Mittelstütze um  $0,94$  ergibt sich

$$P = 9,25 \text{ b } M_S = -(8,25 - 0,064) 0,8 + 0,16 = -6,39 \text{ tm}$$

$$P = 11,1 \quad M_F = 11,1 \cdot 0,8 - \frac{1}{3} \cdot 6,39 \cdot \frac{233}{211} = +6,53 \text{ tm,}$$

daher

$$\text{bei } f: \sigma = \frac{639}{211} = 3,02 \text{ t/cm}^2,$$

$$\text{bei } e: \sigma = \frac{653}{211} = 3,10 \text{ t/cm}^2.$$

Beide Werte überschreiten das angegebene  $\sigma_s$  des Materials ( $2,51$ ) ziemlich erheblich. Es besteht also ein bemerkenswerter Unterschied zwischen den Versuchen III und II. Das ungünstigere Ergebnis des Versuches III für den Querschnitt über der Mittelstütze kann keinesfalls durch die Senkung der Mittelstütze hervorgerufen sein. Die Ursache muß an anderer Stelle liegen, und es liegt nahe, sie in der Materialbeschaffenheit der bei Versuch III verwendeten Träger zu suchen. Eine weitere Möglichkeit könnte in der Art der Probeentnahme und Durchführung der Materialprobe liegen. Dehnungsgeschwindigkeit und Form des Probestabes, Ort der Entnahme aus dem Profil spielen dabei eine nicht unerhebliche Rolle. Jedenfalls ist diese Tatsache ein zweiter Grund gegen die Deutung des Versuches als Nachweis eines ungünstigen Einflusses der Stützensenkung auf die Tragfähigkeit. Wesentlich größere Bedeutung für die vorliegende Frage ist dem Versuch IV beizumessen. Denn die Senkung der Außenstützen erhöht das Stützenmoment und damit die Beanspruchung in dem nach der üblichen Anschauung gefährlichsten Querschnitt. Der Versuch zeigt unter Berücksichtigung des etwas größeren Widerstandsmomentes im wesentlichen dasselbe Ergebnis wie II. Unter der Laststufe  $P = 4,5 \text{ t}$  treten die Fließfiguren über der Stütze, unter  $P = 11,5 \text{ t}$  im Felde bei  $e$  auf. Da der Balken sich unter  $P = 1,975 \text{ t}$  auf die Außenstützen aufsetzt, ergeben sich folgende Werte

$$1. P = 4,5 \text{ t } M_S = -(4,5 - 1,975) 0,8 - 1,975 \cdot 2 \cdot 1,2 = -6,76 \text{ tm,}$$

$$2. P > 4,5 \text{ konstantes } M_S = -6,76 \cdot \frac{240}{218} = -7,44 \text{ tm}$$

$$3. P = 11,5 \quad M_F = 11,5 \cdot 0,8 - \frac{1}{3} \cdot 7,44 = +6,72 \text{ tm.}$$

$$\text{bei } f: \sigma = \frac{676}{218} = 3,10 \text{ t/cm}^2,$$

$$\text{bei } e: \sigma = \frac{672}{218} = 3,07 \text{ t/cm}^2.$$

Beide Spannungen übersteigen wie im Versuch II das  $\sigma_s$  des Materials ( $2,75$ ). Aus dem Versuch IV erhellt noch deutlicher als aus II die Ausschaltung der Querschnitte über der Stütze nach Eintritt der Streckspannung. Träte die Ausschaltung nicht ein, dann wären unter  $P = 11,5$  das Stützenmoment

$$M_S = -(11,5 - 1,975) 0,8 - 1,975 \cdot 2 \cdot 1,2 = -12,36 \text{ tm}$$

und das Feldmoment

$$M_F = 11,5 \cdot 0,8 - \frac{1}{3} \cdot 12,36 = +5,08 \text{ tm.}$$

Die Spannung im Felde  $\sigma = \frac{508}{218} = 2,32 \text{ t/cm}^2$  hätte die Streckgrenze ( $2,75$ ) des Materials bei weitem nicht erreicht.

Die Versuche II und III beweisen die Entlastung des Stützenquerschnittes durch den zugeordneten Feldquerschnitt. Steht aber die Tatsache der gegenseitigen Entlastung einander zugeordneter Querschnitte fest, so ergibt sich bezüglich des Einflusses von Stützenverschiebung der auf Seite 22 der genannten Schrift aufgestellte Satz als notwendige Folge:

„Etwa gleichzeitig — mit den Lasten — wirkende Änderungen der Temperatur oder Verschiebungen der Stützpunkte erhöhen die Spannungen des kritischen Zustandes in keinem Querschnitt. Diese Einflüsse erhöhen nur die Grenzwerte der bleibenden Längenänderungen und setzen daher die Tragfähigkeit nur dann herab, wenn diese Grenzwerte an die Bruchdehnung herankommen.“

Als selbstverständlich muß vorausgesetzt werden, daß die Stützenverschiebungen den statischen Charakter des Systems nicht ändern. Im vorliegenden Falle des Balkens auf drei Stützen besagt diese Voraussetzung: Die Stützensenkungen müssen so klein sein, daß der Balken sich auf alle drei Stützen aufsetzt, bevor die Streckspannung in einem Querschnitt erreicht wird.

Die Unterzeichneten haben seit längerer Zeit zur Klärung des Problems der Tragfähigkeit statisch unbestimmter Tragwerke aus Stahl unter einmaliger und wiederholter Belastung eine Reihe von Versuchen in Bearbeitung und haben hierfür die Unterstützung der Hauptverwaltung der Reichsbahn gefunden, die die Wichtigkeit dieser Fragen für die Entwurfsbearbeitung von Brücken anerkennt. Ein erster Versuch mit einem Fachwerkbalken auf vier Stützen ist vorbereitet. Da es sich darum handelt, die Abhängigkeit der Tragfähigkeit von den Materialeigenschaften zu

erkennen, wird die Spannungs-Dehnungs-Linie jedes in Betracht kommenden Stabes im jungfräulichen Zustande und bei wiederholten Belastungen durch sorgfältige Messungen aufgenommen. Für den ersten Versuch ist dem Fachwerkbalken aus verschiedenen Gründen der Vorzug gegeben worden. Einmal weil im Fachwerk die gegenseitige Abhängigkeit der Dehnungen und Spannungen in einander zugeordneten Stäben mit guter Genauigkeit gemessen und berechnet werden kann. Der zweite Grund ist die Möglichkeit, einen unbrauchbar gewordenen Stab zwecks Wiederholung des Versuches mit denselben oder geänderten Bedingungen durch einen neuen zu ersetzen. Gegen seitliches Knicken werden die erforderlichen Vorkehrungen getroffen. Schließlich soll die Frage der Knicksicherheit von Druckstäben untersucht werden, die nach Seite 28 der obengenannten Schrift auch von den Spannkraften der zugeordneten Stäbe abhängig ist, da die Druckkraft bei Eintritt einer Biegung abnimmt. Wie dort begründet, kann in einem  $n$ -fach statisch unbestimmten Fachwerk die Ausbiegung eines Stabes wohl beginnen. Sie muß aber zum Stillstande kommen, sofern nicht  $n + 1$  Stäbe gleichzeitig die Grenze der Tragfähigkeit überschreiten. Daß die Knickbedingungen in einem statisch unbestimmten System unter sonst gleichen Verhältnissen andere sind als in einem statisch bestimmten, hat schon ein zu diesem Zweck angestellter Versuch gezeigt, der im Werk der Firma Louis Eilers nach den Plänen des Dipl.-Ing. L. Kulka unabhängig von der Arbeit Grünings durchgeführt ist. Bei diesem Versuch bewies die untere Gurtung eines Fachwerkbogens mit Zugband eine wesentlich größere Sicherheit gegen seitliches Ausknicken, als nach der klassischen Theorie zu erwarten war. Es ist nicht gelungen, das Knicken herbeizuführen. Grünig. Kulka.

## II.

Ich möchte mich nur zu den Ergebnissen mit den Versuchen von Maier-Leibnitz aus Eisen äußern. Nach diesen versagten die Träger nicht über der Mittelstütze, wo nach der Theorie das Größtmoment sich befindet, sondern an der Stelle des größten Feldmomentes. Es hat ein Spannungsausgleich im Träger stattgefunden, hervorgerufen durch eine bleibende Verformung — bleibende Überhöhung — der Träger über der Mittelstütze. Man kann bekanntlich dieselbe Spannungsverschiebung erreichen, indem man die Mittelstütze von vornherein senkt, d. h. dem Träger an dieser Stelle eine den späteren Beanspruchungen entgegengesetzte Beanspruchung gibt, gewissermaßen eine verkehrte Vorspannung. Jeder Brückenbauer, der schon Drehbrücken auf drei Stützen durchbildete, hat sich schon auf diese Weise geholfen und die Auflagerkräfte entsprechend abgeändert. Das ist nichts Neues. Neu ist die von Maier-Leibnitz festgestellte sogenannte „Selbsthilfe des Materials“ im statisch unbestimmten System, der Verformung gewisser Glieder bzw. Stellen des Systems zu ihrer Entlastung oder anderer. Prof. Dr. Grünig, Hannover, hat die gleichen Gedanken in seiner Schrift „Die Tragfähigkeit statisch unbestimmter Tragwerke aus Stahl bei beliebig häufig wiederholter Belastung“ behandelt, und es wäre außerordentlich zu begrüßen, wenn noch mehr Versuche in der von Maier-Leibnitz angedeuteten Richtung durchgeführt würden. Sie würden dazu beitragen, das immer noch vorhandene Mißtrauen gegen statisch unbestimmte Tragwerke, namentlich gegen durchlaufende Träger über drei und mehr Stützen zu zerstreuen. So ohne weiteres die wenigen vorliegenden Ergebnisse in der Praxis zu verwenden, also gewissermaßen mit der Selbsthilfe des Materials von vornherein zu rechnen, davor möchte ich aber ernstlich warnen. Wir müssen vorerst bei den bisherigen Berechnungsweisen, die nur Beanspruchungen innerhalb der Proportionalität kennen, bleiben. Eine Berücksichtigung von dauernden Verformungen, d. h. Beanspruchungen des Materials über der Streckgrenze, auch der bekannten Verfestigung des Eisens, möchte ich vorerst bei der Bemessung unserer Bauten ausgeschlossen wissen. Ich schrieb dieserhalb vor etwa Jahresfrist an Prof. Grünig wie folgt:

„Man kann ohne weiteres bei statisch unbestimmten Fachwerken mit den Beanspruchungen bis nahe an die Streckgrenze gehen. Doch möchte ich eine solche Maßnahme nur solchen Händen anvertrauen, die statisch und konstruktiv souverän den Eisenbau meistern. Der Konstrukteur muß sich bewußt bleiben, wie das Spielen der inneren Kräfte sich gestaltet, wenn in einzelnen Gliedern zu hohe Beanspruchungen eintreten. Allgemeine Vorschriften in dieser Hinsicht heute — wo noch viele unkundige Hände Brücken bauen — zu erlassen, erachte ich für untunlich.“

Ich gehe auch mit Ihnen einig, daß die Eigenschaft des Stahles, sich bei wiederholter Beanspruchung zu verfestigen — wobei die Streckgrenze sich hebt und die Dehnung sinkt —, unter Umständen ausgenutzt werden kann. Aber auch da rate ich, vorsichtig vorzugehen.“

Ich halte diesen Standpunkt, ehe weitere eingehende Versuchsergebnisse vorliegen, voll aufrecht. Dr. Bohny.

## III.

Die Tatsache, daß sich die einfachen durchlaufenden Balkenträger günstiger verhalten, als die statische Untersuchung ergibt, ist uns schon aus unseren vielen Ausführungen bekannt und wird durch die eingehenden Versuche des Herrn Prof. Maier-Leibnitz bestätigt. Trotzdem haben wir es bisher vermieden, von diesem Umstande Gebrauch zu machen, da sonst die Träger oft zu kleine Abmessungen erhalten und deren elastische Einbiegungen sich in unangenehmer Weise bemerkbar machen.

Werden die Pfetten eines Daches als durchlaufende Träger berechnet, so besteht die Gefahr, daß das Dach beim Begehen stark schwankt und Undichtigkeiten entstehen. Wir berechnen diese Träger daher gewöhnlich als Träger auf zwei Stützen und verbinden sie über den Stützpunkten so, daß eine gewisse kontinuierliche Wirkung entsteht, was die Steifigkeit des ganzen Daches wesentlich erhöht.



Bei Kranbahnträgern, die gewöhnlich auch als einfache Balkenträger ausgebildet werden, ist eine zu große Ausnutzung des Querschnittes auch sehr bedenklich, denn dort ist die elastische Durchbiegung oft von noch größerer Bedeutung. Hier sollte man mit der Durchbiegung nie über  $\frac{1}{1000}$  der Stützweite gehen, da sich sonst im Betriebe Störungen ergeben. Die Erfahrung hat auch gelehrt, daß bei zu großer Elastizität der Träger die Nietköpfe der Niete, die zur Verbindung der Kranschiene mit dem Träger dienen, über den Stützen abspringen.

Wir berechnen daher auch diese Träger gewöhnlich als Balken auf zwei Stützen und verbinden sie über letzteren so, daß auch hier eine gewisse Einspannung entsteht, die die Durchbiegung des Trägers herabmindert.

In vielen Fällen mag das von Prof. Maier-Leibnitz gefundene Ergebnis Anlaß zu Materialersparnissen geben, für Hüttenanlagen und sonstige stark in Anspruch genommene Konstruktionen möchte ich jedoch abraten, davon Gebrauch zu machen. Hier dürfte die Kenntnis, daß einem durchlaufenden Träger mehr zugetraut werden darf, als ihm rechnungsgemäß zusteht, für den Konstrukteur schon von großem Werte sein, da er ja nie sicher ist, ob die Lasten, die er seiner Berechnung zugrunde legt, nicht doch wesentlich überschritten werden, und dieser Fall gehört in Wirklichkeit nicht zur Seltenheit.

Metzler, Dortmund.

#### IV.

Die Ergebnisse der auf Veranlassung von H. Maier-Leibnitz angestellten Versuche entsprechen denjenigen, die M. Grüning für innerlich statisch unbestimmte Fachwerke auf theoretischem Wege festgestellt hat, und berühren die Erkenntnis, die W. Schachenmeier gelegentlich der Tagung des Deutschen Eisenbauverbandes im Jahre 1922 zum ersten Male mitgeteilt hat.

Die Beurteilung dieser Fragen läuft auf die schwierigste Entscheidung hinaus, die der verantwortlich denkende Ingenieur zu fällen hat und die die Sicherheit der Konstruktion festlegt. Damit wird ein wesentlich größerer Komplex von Fragen aufgerollt, als sicherlich hier beabsichtigt ist. Zwischen den Begriff der zulässigen Belastung und der Bruchbelastung tritt diejenige Belastung, bei der das Fließen des Baustoffs eintritt. Der Begriff des Bruches eines Bauteils hat durch die moderne technische Physik eine im Gegensatz zur bisherigen Erklärung wesentlich verschiedene Definition erfahren, so daß heute diejenige Belastung für die Beurteilung der Sicherheit getreten ist, die das Fließen des Baustoffs herbeiführt. Nachdem jedoch die Tragfähigkeit wesentlicher Bauteile vorläufig noch allein durch die elastischen Eigenschaften des Baustoffs beurteilt wird, sollte der Spannungszustand in den ausgezeichneten Querschnitten des Versuchsstabes theoretisch ausführlicher begründet sein, bevor aus den Versuchen allgemeine Folgerungen von weittragender Bedeutung gezogen werden. Die Begrenzung der Tragfähigkeit ist dort nicht allein durch Normalspannungen  $\sigma_x$ , sondern auch durch Normalspannungen  $\sigma_y$  und durch Schubspannungen  $\tau$  begründet, wenn man die Fließbedingung nach O. Mohr formuliert.

Diesen Überlegungen theoretischer Natur kann jedoch die Auffassung des Konstrukteurs entgegengehalten werden, nach der der Spannungszustand des Trägers durch Kaltverformung so weit ausgeglichen wird, daß die Grenzwerte der Momente in den ausgezeichneten Querschnitten gleich groß werden. Man nimmt also die bildsame Verformung des Baustoffs ebenso wie bei Nietverbindungen als zulässig an, ohne mit nachteiligen Gefügeänderungen zu rechnen, setzt vielmehr die volle Wirkung der Verfestigung auch in den elastischen Eigenschaften voraus, die die Beurteilung des Spannungszustandes begründen. Bei der gegenwärtigen Kenntnis der Festigkeitseigenschaften des Baustahls außerhalb des elastischen Bereichs sind gegen diese Auffassung keine Bedenken zu erheben, falls man von den Folgen absieht, die sich hierbei für die Durchbiegung der Bauteile, durchgehende Pfetten usw., ergeben können. Jedenfalls erscheint mir die Überschreitung der Streckgrenze des Baustoffs am Stützenquerschnitt nur bei Bauteilen zulässig, die keinen Spannungswechsel und keine dynamischen Einwirkungen erleiden. Man wird auch nicht vergessen dürfen, daß der Ausgleich des Spannungszustandes des Trägers bildsamen Baustoff voraussetzt, so daß man den vorgeschlagenen Festigkeitsnachweis also weder bei bewehrtem Beton noch bei Konstruktionen in Holz zubilligen wird.

Dr.-Ing. K. Beyer.

#### V.

Die mit einfachen Mitteln angestellten grundlegenden Versuche des Herrn Prof. Dr.-Ing. Maier-Leibnitz beweisen die Richtigkeit der Meinung, bei durchlaufenden Balken aus H-Profilen die Selbsthilfe des plastischen Materials von vornherein in geeigneter Weise zu berücksichtigen. — Es erscheint mir allerdings zweckmäßig, weitere Versuche in ähnlicher Anordnung, aber mit schwereren Profilen durchzuführen, damit vor allen Dingen die Bauvorschriften entsprechend geändert werden können, was nicht möglich ist, solange die maßgebenden Behörden nicht ebenfalls von der Zulässigkeit einer solchen Änderung sich vollständig überzeugt haben.

Bei dieser Gelegenheit möchte ich anregen, diese Versuche auch auf Blechträger auszudehnen, um einwandfrei auch das Verhalten solcher Konstruktionsteile kennenzulernen.

Dr. Konrad Jagschitz.

#### VI.

Die Versuche von Maier-Leibnitz mit dem durchlaufenden Balken aus Baustahl und Holz führen bei dem bildsamen Baustoff, dem Baustahl, zu einem Ergebnis, das manchen Kreisen doch zu denken geben muß. Wenn er feststellt, daß der Träger mit gleichem Widerstandsmoment als frei aufliegender Träger nur das 2,72fache der zugelassenen Last, als durchlaufender Träger aber das 3,74fache der hier zugelassenen Last trägt, ehe seine Tragkraft erschöpft ist, so ist damit erwiesen, daß die

Scheu vor solchem statisch unbestimmt gelagerten Träger im Eisenbau unberechtigt ist. Sie ist um so mehr unberechtigt, als die weiteren Versuche nachweisen, daß selbst Stützensenkungen bis zu  $\frac{1}{169}$  diese erhöhte Tragkraft nicht beeinträchtigen können.

Nur schüchtern hat sich in den letzten Jahrzehnten im Brückenbau selbst bei gutem Untergrunde der statisch unbestimmte durchlaufende Träger im Wettbewerb mit dem Gerberträger gestellt, und auch im Eisenhochbau beherrschte bisher noch der Gerberträger das Feld. Im Hinblick auf den Eisenbetonbau, der den durchlaufenden Träger in weitestgehendem Maße auch dann verwendet, wenn der tragfähige Untergrund nicht aus Fels, sondern aus Kies u. dergl. besteht, kann man wirklich von einer Unsitte des Eisenbaues sprechen. Damit soll nicht gesagt werden, daß solche Unsitten allein im Eisenbau herrschen, auch der Massivbau, wenigstens in Deutschland, geht manchmal dem äußerlich statisch unbestimmten Träger ängstlich aus dem Wege. Bei vielen Brückenbauten und Wettbewerben für gewölbte Brücken der letzten Zeit hat der Konstrukteur, gleichgültig, ob der Untergrund aus Fels oder aus Kies bestand, wahllos zu dem Dreigelenkbogen gegriffen. Als seltene Ausnahme wurde bei dem neuesten Wettbewerb für die Moselbrücke in Koblenz unter 13 Entwürfen nebst Varianten ein einziger Eingelenkbogen angeboten, obwohl der Untergrund aus völlig zuverlässigem Tonschieferfels besteht. In anderen Ländern, wie z. B. in Frankreich, huldigt man dieser Mode oder Unsitte nicht. Ich erinnere nur an den bekannten, während des Krieges gebauten Betonbogen ohne Eisenbewehrung in Villeneuve-sur-Lot, wo bei einer lichten Weite von 96,25 m unbedenklich ein eingespanntes Gewölbe verwendet worden ist. Es ist sicher zu erwarten, daß bei Versuchen ein eingespanntes Gewölbe, sei es aus dem bildsamen Baustoff Stahl oder aus dem Baustoff Stein oder Beton, eine relativ größere Tragkraft hat als der nach den gleichen Grundsätzen bemessene Dreigelenkbogen.

Aus allen diesen Gründen ist es lebhaft zu begrüßen, daß Maier-Leibnitz durch seine Versuche den Bann wenigstens auf einem Teilgebiete der Baukonstruktionen gebrochen hat und den Fachkreisen den Weg weist, in welcher Richtung man das Material wirtschaftlicher ausnutzen kann.

Gaber, Karlsruhe.

#### VII.

Vorbemerkung. Die Versuchsergebnisse des Herrn Prof. Dr. Maier-Leibnitz bedeuten im wesentlichen eine Bestätigung der theoretischen Ermittlungen Grünings, wobei bemerkenswert ist, daß sie an biegezugfesten, vollwandigen Trägern vorgenommen wurden, die der theoretischen Behandlung des vorliegenden Problems nur schwer zugänglich sind. Eine Frage wird dabei der weiteren Klärung bedürfen. Offenbar wurde bei den Versuchen Fall II bis IV der Querschnitt über der Mittelstütze vor der Entlastung erheblich über die Streckgrenze hinaus beansprucht; auch die Erörterungen Grünings lassen ja diese Annahme zu. Ein solcher Träger aber ist für die weitere Behandlung nach den bisherigen Anschauungen nur noch als bedingt brauchbar anzusehen, nämlich nur dann, wenn ihm nach der Entlastung einige Zeit — Tage oder vielleicht sogar Jahre — Ruhe gelassen wird. Dies scheint aber bei den Versuchen nicht geschehen zu sein, wird wenigstens nicht erwähnt. Für die praktische Frage der Sicherheit eines solchen Trägers ist das allerdings ohne Belang, da man ja immerhin — wie es auch Grüning tut — die Forderung des Ausschlusses bleibender Dehnungen, d. h. von Beanspruchungen über die Elastizitätsgrenze hinaus, durch die äußere Last, Temperaturänderungen und Stützensenkungen stellen wird, so daß der Fall der Überschreitung der Streckgrenze tatsächlich wohl nie, jedenfalls nicht ohne darauf folgende, langdauernde, wenigstens teilweise Entlastung eintreten kann, der Grad der Sicherheit also bei diesem Träger durch die sogenannte Arbeitsfestigkeit gegeben ist, während er beim statisch bestimmten Tragwerk, wie Fall I zeigt, durch die Streckgrenze bedingt ist. Im übrigen ergeben die Versuchsergebnisse in Verbindung mit den Ermittlungen Grünings durch einfache Überlegung Schlüsse auf weitere praktische Fälle.

I. Die Folgerung in der Zusammenfassung, daß nicht das Stützenmoment für die Tragfähigkeit maßgebend ist und daß bei durchlaufenden Trägern mit auf die ganze Länge gleichbleibendem Querschnitt bei beliebigen Verhältnissen von  $p$  und  $q$  nur diejenigen maßgebenden Biegemomente für die Querschnittsbemessung ausschlaggebend sind, die sich günstigstenfalls durch Stützensenkungen erzielen lassen, läßt sich unbedenklich dahin erweitern, daß auch bei wechselndem Querschnitt bei durchlaufenden Trägern auf mehreren Stützen nicht etwa der gefährliche Querschnitt, d. h. der Querschnitt des größten  $\frac{M}{W}$ , maßgebend

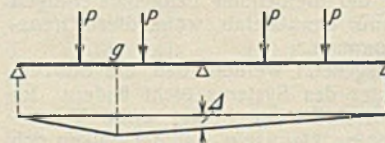


Abb. 1.

ist. Denken wir uns diesen Stab beim Belastungsfall II (vergl. Abbild. 1) in  $g$ , oder auch an irgend einer anderen Stelle des Kraftfeldes, so würde nach Verformung in  $g$  bei Überschreitung der Streckgrenze und Entlastung auf  $p=0$  die in Abb. 1 skizzierte Balkenform entstehen, was einer Hebung der Mittelstütze um  $\Delta$  gleichkommen würde, und damit einer Vergrößerung des Momentes über der Mittelstütze zugunsten der Entlastung des bisher gefährlichen Querschnittes  $g$ . Auch in diesem Falle kommt offenbar der Träger, dank seiner plastischen Eigenschaften oberhalb der Elastizitätsgrenze, seinem schwächsten Teil zu Hilfe. Es würde aber wertvoll sein, in dieser Hinsicht auch Versuche an genieteten vollwandigen Trägern, vielleicht ausgebauten Brücken, vorzunehmen, denn gerade bei Brücken kleinerer Stützweite mit Mittelstützen, wie sie auch in neuerer Zeit —



besonders mit einer Mittelstütze — häufig Verwendung finden, ist die Anwendung durchlaufender Hauptträger wegen der Schwierigkeit der Gelenkausbildung besonders bei schiefen Brücken mit durchgehender Bettung mit erheblichen rein konstruktiven Vorteilen verbunden. Um sie auch in statischer Beziehung unbedenklich und mit wirtschaftlichem Vorteil verwenden zu können, ist aber gerade die Klärung folgender Fragen wichtig:

1. Bis zu welchem Maße sind Stützensenkungen unschädlich für den Sicherheitsgrad des Bauwerks?
2. Müssen Spannungen infolge von Temperaturänderungen und infolge von Stützensenkungen zu den Hauptspannungen gerechnet werden?

II. Aus den Versuchen darf wohl ohne weiteres gefolgert werden, daß Temperatureinflüsse, erzeugt durch verschiedene Erwärmung des Ober- und Untergurtes des Trägers, ohne Einfluß auf den Sicherheitsgrad des durchlaufenden Trägers sind. Denn die bei den Fällen III und IV vorgenommene Senkung bezw. Hebung der Mittelstütze kann man sich auch erzeugt denken durch Erwärmung des Obergurtes bezw. des Untergurtes.

III. In ähnlicher Weise, wie der Träger selbst bei Überschreitung der Elastizitätsgrenze über der Mittelstütze durch bleibende Verformung an dieser Stelle das Stützenmoment verkleinert, muß auch bei Vorhandensein elastischer Stützen bei etwaiger Überschreitung der Elastizitätsgrenze der Mittelstütze diese durch bleibende Senkung auf Kosten der Endstützen sich selbst entlasten. In dieser Hinsicht ist das Verhalten von Brücken mit drei — oder auch mehr — Hauptträgern von praktischer Bedeutung (Abb. 2a u. 2b). Bei kontinuierlichen Querträgern ist bekanntlich, solange das Hookesche Gesetz gilt, der mittlere Hauptträger, wenn er nur für die doppelte Last wie die Außenträger bemessen ist, überlastet. (Vergl. Lewerenz, Die Berechnung von eisernen Überbauten mit drei Hauptträgern, „Die Bautechnik“ 1925, Heft 40, S. 557.) Während für die Ermittlung der wirklichen Beanspruchungen die dort entwickelten Formeln gelten, gibt zur Klärung der Frage des tatsächlichen Sicherheitsgrades einer derartigen Konstruktion die folgende rein geometrische Überlegung einen Anhalt.

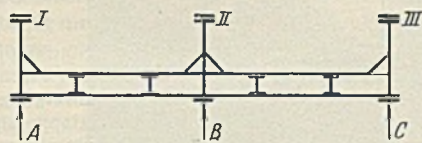


Abb. 2a.

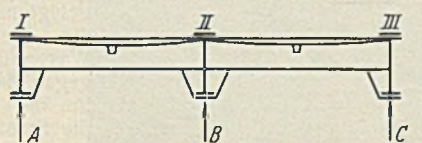


Abb. 2b.

Erhält der Hauptträger II, den wir uns zunächst als statisch bestimmten Fachwerkträger vorstellen wollen, eine derartige Überbelastung, daß irgend einer seiner Teile eine über die Elastizitätsgrenze hinausgehende Beanspruchung erfährt, so erfährt der Träger eine bleibende Durchbiegung, d. h. es tritt bei dem Querträger AC, der ziemlich den Maier-Leibnitzschen Versuchsträgern entspricht, eine bleibende Senkung der Mittelstütze  $\Delta$  ein; sie steht in einem bestimmten Verhältnis zur bleibenden Dehnung  $\epsilon$  der überbeanspruchten Trägerstabs. Um diese bleibende Senkung  $\Delta$  hervorzurufen, war ein Stützenbelastungsanteil erforderlich, der kleiner ist als derjenige, der eine Senkung des Stützpunktes um den Wert  $\Delta$  innerhalb des elastischen Bereichs verursachen kann. Im Querträger selbst ist nun aber infolge seiner elastischen Verbiegung — vorausgesetzt, daß er noch dem Hookeschen Gesetze folgte — eine Entlastung der Mittelstütze eingetreten, die größer ist als der Kraftanteil, der die bleibende Senkung des Hauptträgers II verursacht. Nach eingetretener Entlastung und Ruhe wird nun bei der nächsten gleich großen Belastung des Querträgersystems wie vorhin — immer vorausgesetzt, daß der Querträger noch dem Hookeschen Gesetze folgt — bei B ein Auflagerdruck entstehen, der auch den am stärksten beanspruchten Teil des Hauptträgers II, in diesem Falle wieder den oben gestreckten Stab, keinesfalls über seine nunmehrige Elastizitätsgrenze hinaus beansprucht, denn diese ist ja nicht gemindert. Da nun aber die Hauptträger I und III mit je der Hälfte der Entlastung von II stärker belastet werden, liegt nunmehr hier zunächst die Gefahr der Überschreitung der Elastizitätsgrenze vor, nicht aber mehr in dem zunächst überbeanspruchten Hauptträger II. Dieser ist also keinesfalls gefährdet, solange die Beanspruchungen der Hauptträger I und III innerhalb der Elastizitätsgrenze bleiben; jedenfalls müßte also vor Gefährdung des Hauptträgers II eine Überschreitung der Elastizitätsgrenze der Träger I und III und eine bleibende Durchbiegung der letzteren eintreten. In dem so sich wiederholenden Spiel muß vermutlich ein Ausgleich der Belastungen der Träger I, II und III entsprechend ihren Abmessungen stattfinden. Soweit als Hauptträger Fachwerkträger vorhanden sind, ist die vorliegende Aufgabe auch nach dem von Grüning angegebenen Verfahren theoretisch lösbar.

Es wurde hier der einfachen geometrischen Anschauungsweise wegen nur die Wirkung des einen Querträgers betrachtet, es ändert aber an der Gesamtwirkung wiederholter Belastung nichts, wenn man das ganze Quer- und Hauptträgersystem berücksichtigen will. Denn der Hauptträger B wird infolge der durch Verlängerung des einen Stabes verursachten Durchbiegung durch die elastischen Verbiegungen aller Querträger entlastet, die alle zur Verlängerung des Stabes in einem bestimmten Abhängigkeitsverhältnis stehen. Wendet man nun den Maxwell'schen Satz von der Gegenseitigkeit der Verschiebungen auf das ganze Haupt- und Querträgersystem an, so ergeben sich entsprechende Wirkungen auf den verlängerten Stab auch bei Überlastung an anderen Querträgern.

An der Sachlage wird sich auch dann nichts ändern, wenn die Hauptträger anstatt als Fachwerkträger als Blechträger ausgebildet sind. Verwickelter wird jedoch diese Vorstellungsweise, wenn die Hauptträger

statisch unbestimmt ausgebildet sind, da dann die Möglichkeit besteht, daß bei wiederholter Überbelastung andere Teile des zunächst überbeanspruchten Hauptträgers selbst aushelfen, bevor die anderen Hauptträger überbeansprucht werden. Es darf aber wohl angenommen werden, daß auch hier schließlich ein Belastungsausgleich der Hauptträger stattfinden wird.

Es erscheint also hiernach nicht notwendig, den mittleren Hauptträger stärker zu konstruieren, denn den gleichen Sicherheitsgrad haben die Hauptträger ohnehin, wenn auch selbstverständlich bei den auftretenden Belastungen der mittlere Hauptträger stärker beansprucht wird als die beiden Randträger. Vor allem aber dürfte es nicht notwendig sein, bei bestehenden Brücken dieser Art etwa eine Verstärkung des mittleren Hauptträgers vorzunehmen, wenn seine etwa nach dem oben erwähnten Verfahren von Lewerenz ermittelten tatsächlichen Beanspruchungen über der zulässigen, jedoch noch unter der Elastizitätsgrenze liegen, und die äußeren Hauptträger noch aushelfen können.

Aus naheliegenden Gründen empfiehlt es sich daher, bei derartig verbundenen Hauptträgern — es ist wohl gleichgültig, ob deren drei oder mehr vorhanden sind — die Querträgerverbindungen möglichst steif und kontinuierlich wirkend zu gestalten, nicht aber durch ohnehin meist sehr gekünstelte Gelenkeinschlüsse — besonders bei geschlossener Fahrbahn — dem Gesamtsystem die Möglichkeit der Selbsthilfe zu nehmen. Dann ist aber bei Brücken mit vielen Hauptträgern und darüberliegendem, durchgehendem Schotterbett gleicher Sicherheitsgrad aller Hauptträger auch dann gewahrt, wenn man nicht, wie bisher allgemein üblich, jeden Hauptträger für die möglichst ungünstigste Gleislage — eine Schiene über dem Hauptträger — berechnet, sondern die vorhandenen Gleise als gleichmäßig auf alle Hauptträger verteilt annimmt. Selbstverständlich können bei sehr breiten Brücken mit vielen Hauptträgern bewegliche Unterbrechungen mit Rücksicht auf die Möglichkeit der Wärmedehnung erforderlich werden.

Krabbe.

VIII.

Die Versuche von Maier-Leibnitz sind außerordentlich lehrreich und bilden sicher den grundlegenden Beginn der wissenschaftlichen Erkenntnis für die tatsächliche Tragfähigkeit durchlaufender Träger, und es ist nur dringend zu wünschen, daß diese Versuche planmäßig weiter durchgeführt werden, nicht nur für Balken mit gleichbleibendem, sondern auch für solche mit wechselndem Querschnitt und ebenso für Fachwerkbalken.

Es ist zu bedauern, daß die von Maier-Leibnitz gekennzeichnete Scheu vor statisch unbestimmten Systemen infolge der alten Schulmeinung weit verbreitet ist, die sich vor der Stützensenkung fürchtet, was nur dann berechtigt ist, wenn eine ganz mangelhafte Gründung der Stützen namentlich im Brückenbau dazu Anlaß gibt. Im Hochbau und im Straßenbrückenbau habe ich in keiner Weise bedenkliche Erfahrungen mit gelenklosen Konstruktionen gemacht, sondern nach Möglichkeit die Gelenke zu vermeiden gesucht und statisch unbestimmte Bauarten bevorzugt trotz des größeren Aufwandes an theoretischer Vorarbeit. Der Grund lag eben in der Erkenntnis, daß eine günstigere Verteilung der Spannungen („Selbsthilfe“) hierbei stattfindet, praktisch aber darin, daß eine Häufung von Gelenken zu kostspieligen und weniger steifen Konstruktionen Anlaß gibt. Dazu kommen besonders noch die im Straßenpflaster unbequemen Trennungsfugen. Auch die dauernde Erhaltung der Gelenkwirkung in statisch einwandfreier Weise ist recht fraglich. Von meiner Seite aus kann ich mitteilen, daß die von mir vor nunmehr 25 Jahren entworfene und erbaute Treskow-Brücke über die Oberspree durchgehende Balken über drei Öffnungen (39, 78, 39 m) ohne Gelenke enthält und daß der Überbau bislang in keiner Weise irgendwelchen Anlaß zu Bedenken gegeben hat, obgleich unter dem Groß-Berliner Verkehr inzwischen eine nicht unerheblich gesteigerte Inanspruchnahme stattgefunden hat. Bei einer vor kurzem von mir entworfenen Straßenbrücke, deren Vorlandbrücke 500 m lang ist, habe ich die 20 bis 24 m weiten Öffnungen derart überbrückt, daß durchlaufende Balken über drei Öffnungen mit überkragendem Ende angeordnet wurden, so daß die Zahl der Trennfugen möglichst vermindert wurde. Auch im Hochbau bieten die durchlaufenden Balken sowohl im Traggerüst des Stockwerkbaues als auch bei Hallen und besonders deren Pletten eine günstige und versteifende Wirkung. Die Hauptsache ist natürlich, daß die Höhenlage der Stützpunkte durch sorgfältige Ausführung der Unterbauten die Gewähr bietet, daß keine erheblichen Stützensenkungen eintreten können.

Die Vorliebe für die statische Bestimmtheit darf nicht zu einer Gelenkhäufung führen, sondern der durchlaufende Balken ist nach Möglichkeit anzuwenden, was konstruktiv und wirtschaftlich von Nutzen ist. Die Maier-Leibnitzschen Versuche betrachte ich deshalb für besonders beachtenswert und ihre Fortführung besonders im Interesse des Eisenbaues notwendig, damit für die tatsächliche Tragfähigkeit der gelenklosen statisch unbestimmten Bauart zeitgemäße zuverlässige Grundlagen bald gegeben werden, um sie auch nach der wirtschaftlichen Seite zur Auswirkung kommen zu lassen. In Übereinstimmung mit den guten Erfahrungen der Praxis muß der Weg verfolgt werden, allgemeine Grundlagen für die Berechnung derartiger Konstruktionen unter Berücksichtigung der „Selbsthilfe“, wofür ich „Spannungsausgleich“ als Bezeichnung vorschlage, zu finden.

Dr.-Ing. chr. Karl Bernhard.

IX.

In den mit großer Sorgfalt durchgeführten Versuchen von Prof. Maier-Leibnitz sehe ich eine teilweise Bestätigung dessen, was ich in meinem Vortrage vor der diesjährigen Werkstofftagung in Berlin über das Verhalten der Schiffbaustähle im Streckgebiet gesagt habe.



Im Schiffbau ist die Tatsache, daß bei Überschreiten der Streckgrenze an einzelnen Stellen durchlaufender Träger oder geschlossener eckensteifer Rahmen zunächst ein Ausgleich der Spannungen durch Nachgeben des Baustoffes stattfindet, praktisch seit Jahren erkannt; ihr wird in den aus der Praxis entwickelten Bauvorschriften der Klassifikations-Gesellschaften mehr oder weniger gefühlsmäßig Rechnung getragen. Genaue Messungen, die über den Umfang des Ausgleiches Auskunft geben könnten, sind jedoch noch nicht angestellt worden, wohl deshalb, weil die Spannungsverhältnisse am Schiff sehr verwickelter Natur sind und weil sich die in Frage stehenden Vorgänge zum großen Teil im plastischen Gebiete des Baustoffes abspielen, über das bei weitem nicht die Klarheit herrscht wie im rein elastischen Gebiet.

Aus den Versuchen von Maier-Leibnitz geht hervor, daß bei Überschreiten der Streckgrenze zunächst die überbeanspruchte Stelle so weit nachgibt, daß das Arbeitsvermögen des Baustoffes an den vorher geringer beanspruchten Stellen nunmehr stärker in Anspruch genommen werden kann. Die wesentlichste Folge des Nachgebens ist also die, daß ein derartiger Balken eine größere Menge Formänderungsarbeit und damit auch äußere Arbeit aufnimmt. Der eigentliche Maßstab für die Tragfähigkeit solcher Balken ist also nicht wie bisher die Belastung an der höchst beanspruchten Stelle, sondern die Größe der vom Träger aufzunehmenden Formänderungsarbeit bis zum Zustande des Unbrauchbarwerdens. Je mehr also durch geschickte konstruktive Ausbildung und richtige Auflagerung ein Körper befähigt wird, eine möglichst große Formänderungsarbeit aufzunehmen, sei es unterhalb, sei es oberhalb der Streckgrenze, um so höher wird seine Tragfähigkeit sein.

Eine genaue Ermittlung der Formänderungsarbeit in einem über die Streckgrenze hinaus gebogenen Balken ist jedoch erst möglich, wenn das gesamte Spannungsbild für alle Stellen des Körpers bekannt ist; die Feststellung des Spannungsbildes kann in bekannter Weise durch Messen mittels Dehnungsmessers geschehen, wie ich dies in meinem Institut seit einigen Jahren an Schiffbauträgern mit Erfolg durchführe. Durch punktweises Durchmessen nach je drei Richtungen für jeden Punkt läßt sich die Spannungselipse berechnen und danach der gesamte Spannungsverlauf in Spannungs-Trajektorien auftragen.

Auf Grund solcher Messungen würde es auch möglich sein, den tieferen Ursachen der in Stuttgart durchgeführten Versuchsergebnisse nachzugehen und insbesondere den Verlauf des Spannungsausgleichs im Streckgebiet zu verfolgen.

Bevor man aus den gemessenen Dehnungen Schlüsse über die entstehenden Spannungen ziehen kann, muß man das Verhalten des Baustoffes im elastischen und im Streckgebiet durch Versuche genau ermitteln, wie dies beispielsweise in den letzten Jahren von Prof. Dalby in England und den Forschungsinstituten in Düsseldorf und Essen geschehen ist. Nach diesen Versuchen zeigte der übliche Baustahl auch nach Überschreiten der Streckgrenze noch eine vorzügliche Elastizität, die ihm die anfängliche Tragfähigkeit auch im Streckgebiet noch lange erhält.

Es ist zu erwarten, daß auf Grund solcher vollständig durchgeführten Dehnungsmessungen sich volle Klarheit über die Vorgänge während des ganzen Belastungsverlaufs bis zum Unbrauchbarwerden wird gewinnen lassen, worin schließlich für den Ingenieur das Ziel der Versuche zu erblicken ist. Ich hoffe, selbst noch in diesem Jahre einige ähnliche Versuche mit Schiffbauträgern anstellen zu können, und würde erfreut sein, wenn auch in Stuttgart die Versuche durch Feststellung des gesamten Spannungsbildes ergänzt und erweitert würden.

Die Versuche an Holzbalken scheinen mir für den Holzflugzeugbau besonderer Beachtung wert, bei dem gerade die Aufnahme der Spitzenmomente an den Auflagerstellen die größte Aufmerksamkeit erfordert. Auch die Stuttgarter Versuche zeigen deutlich, daß ein wesentlicher Unterschied im Verhalten von Holz und Eisen zu beobachten ist, der in erster Linie auf das viel ungünstigere Verhalten des Holzes nach Überschreiten der Elastizitätsgrenze zurückzuführen ist. Im Gegensatz zum Eisen scheint die Holzstigkeit im Streckgebiet erheblich herunterzugehen, so daß es angebracht ist, bei Vergleichen zwischen Holz- und Eisenträgern mit größter Vorsicht vorzugehen. Auch in dieses noch recht dunkle Gebiet des Verhaltens von Holzträgern müßte durch eingehende Versuche weiteres Licht gebracht werden. In den Versuchen von Prof. Maier-Leibnitz sehe ich eine wertvolle erfolgreiche Anregung zu weiteren Forschungen.  
Prof. O. Lienau.

#### Schlußbemerkung der Schriftleitung.

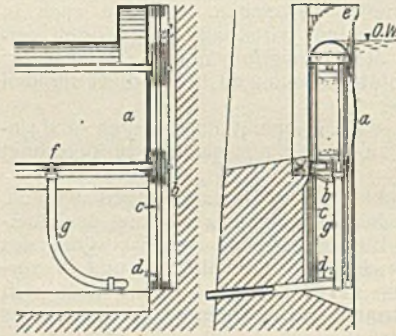
Die vorstehenden neun Äußerungen sind eingegangen zu dem in der „Bautechnik“ 1928, Heft 1 u. 2 erschienenen Aufsatz von Prof. Dr.-Ing. Maier-Leibnitz: „Beitrag zur Frage der tatsächlichen Tragfähigkeit einfacher und durchlaufender Balkenträger aus St 37 und aus Holz“. Der Verfasser des Aufsatzes hat von einer Erwiderng zunächst Abstand genommen.

#### Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

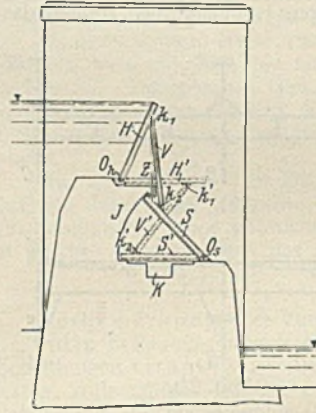
**Selbsttätiges versenkbares Schwimmschütz.** (Kl. 84a, Nr. 440 691 vom 10. 4. 1924 von Dipl.-Ing. Gustav Markowitz in Wiesbaden.) — Das Heben des Schwimmschützes und der Verschluss der Wehröffnung geschieht selbsttätig durch den Auftrieb, und das Senken des Schwimm-

schützes bei bestimmtem Wasserstande selbsttätig durch die Beseitigung des Auftriebes. Das aus dem Schwimmkörper *a* bestehende Rollschütz läuft mit den Rollen *b* in Führungen *c*, und seine Bewegung ist durch die Anschläge *d*, *d* begrenzt. Bei hohem Wasserstande läuft das Wasser durch die Einläufe *e* in den Wehrkörper und füllt diesen langsam. Das durch die Öffnungen *f* abfließende Wasser wird durch einen Metallschlauch *g* abgeführt. Das Schwimmschütz sinkt entsprechend dem verminderten Auftriebe tiefer ein, bis es den Anschlag *d* erreicht hat und die Wehröffnung freigibt. Infolgedessen senkt sich der Wasserspiegel, und der Wasserzufluß wird beim Einlauf



geringer als der Abfluß aus dem Schwimmkörper, worauf dieser wieder Auftrieb gewinnt und die Überfallöffnung des Wehres schließt.

**Selbsttätiger Klappenwehraufsatz.** (Kl. 84 a, Nr. 439 386 vom 31. 1. 1925 von Dr.-Ing. František Jermář in Opava, Tschechoslowakische Republik.) — Der Aufsatz hat zwei Klappen: die obere Stauklappe *H*, die um die Achse *O<sub>H</sub>* drehbar gelagert ist, und die um *O<sub>S</sub>* drehbare untere Stellklappe *S*. Die Stauklappe *H* wird von mit Gelenken *k*<sub>1</sub> angreifenden Streben *V* getragen, die sich ihrerseits in Gelenken *k*<sub>2</sub> auf die Stellklappe stützen. Die Wehrkrone *J* ist kreisförmig ausgeschnitten und bildet mit der Stellklappe eine Kammer. In niedergelegtem Zustande nimmt der Wehraufsatz die Lage *H'*, *V'*, *S'* ein. Bei steigendem Wasserstande sperrt man den Kanal *K* gegen das Oberwasser ab und verbindet ihn mit dem Unterwasser so lange, bis die Stauklappe durch den Wasserdruck in die gewünschte Lage übergeführt ist. Soll die Stauklappe aus einer beliebigen Stellung aufgerichtet werden, so sperrt man den



Kanal *K* gegen das Unterwasser ab und verbindet ihn abermals mit dem Oberwasser, worauf der Überdruck auf die Stellklappe die erwünschte Stellung bewirkt. Die Nase *Z* in der Wehrkrone begrenzt die steilste Stellung der Klappen.

#### Personalnachrichten.

**Deutsches Reich.** Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnrate Jargon, Vorstand des R. V. A. Berlin 3, als Vorstand zum R. V. A. Altona, Dr. jur. Borgers, Vorstand des R. V. A. Allenstein, als Vorstand des R. V. A. Münster (Westf.), Heyse, bisher bei R. B. D. Kassel, zur R. B. D. Altona, und de la Sauce, bisher bei der R. B. D. Frankfurt (Main), zur R. B. D. Magdeburg, sowie der Reichsbahnamtmann Knauf, Vorstand des Brückenbauamtes und Hilfsdezernent bei der R. B. D. Altona, zum R. Z. A. in Berlin.

Überwiesen: die Reichsbahnrate Zillinger, bisher beim Reichsbahn-Neubauamt Berlin 1, zum R. B. A. Berlin 2, und Eugen Panzer, bisher beurlaubt, zur R. B. D. Ludwigshafen (Rhein), sowie der Reichsbahnbaumeister Weyher, bisher beim R. B. A. Berlin 2, zur R. B. D. Berlin.

Gestorben: Reichsbahnrat Dieckhoff, Vorstand des R. V. A. Münster (Westf.) und der Reichsbahnamtmann Jakob Lützel, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Kaiserslautern.

**Preußen.** Ernannet sind: zum Oberregierungs- und -baurat: der Regierungs- und Baurat Melcher in Merseburg; — zu Regierungsbauräten: die Regierungsbaumeister (W.) Frenzel in Berlin, Zahnnow in Cottbus, Schultze-Gebhardt in Stolp, Genschmer in Breslau und Weinrich in Koblenz.

Überwiesen sind: der Regierungsbaurats (W.) Gramberg II und der Regierungsbaumeister (W.) Dr.-Ing. Hielmann vom Wasserbauamt I in Kassel dem Wasserbauamt II daselbst, ferner unter Wiederaufnahme in den Staatsdienst der Regierungsbaumeister (W.) Theodor Schmitz dem Wasserbauamt in Stettin.

**INHALT:** Das Abwasserpumpwerk Schweigern in Hamborn am Rhein. — Die Hängebrücke über den Ohio in Portsmouth (O.). — Vereinfachte Ermittlung der größten Momente und Querkkräfte aus Verkehrslast bei einer Gruppe gleich großer Einzellasten bei dem frei aufliegenden Träger. — Die Wirtschaftlichkeit der Beton-Zuschlagstoffe. — Vermischtes: 31. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins. (Schluß.) — Neue Eisenbahnbrücke über den Königshafen in Rotterdam. — Jahrhundertfeier der Technischen Hochschule Dresden. — Flugzeughallen in Wilhelmshaven. — Diesjährige ordentl. Mitgliederversammlung der Deutschen Gesellschaft für Baulingenieurwesen. — Berichtigung. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Patentschau. — Personalnachrichten.

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