

gel. 11.6.26

DIE BAUSTELLENEINRICHTUNG DER ZWILLINGSSCHACHTSCHLEUSE IN FÜRSTENBERG, ODER.

Nach dem Vortrag des Herrn Regierungs- und Baurats Kaumanns anlässlich der 29. Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins am 5. März 1926 zu Berlin.

In Fürstenberg a. d. Oder errichtet die Verwaltung der Märkischen Wasserstraßen neben dem bestehenden dreischleusigen Abstieg eine Zwillingschachtschleuse, die den Höhenunterschied von 14 m zwischen der Scheitelhaltung des Oder-Spree-Kanals und der Oder vermittelt. Die dem lebhaften Verkehr zwischen Berlin und Oberschlesien Rechnung tragenden Abmessungen des Schleusenbauwerks — 12 m nutzbare Breite und 130 m nutzbare Länge — bedingen die Verarbeitung derartig umfangreicher Betonmassen, daß der Einrichtung dieser Baustelle mit dem Ziele, eine möglichst hohe Leistungsfähigkeit zu erreichen, besondere Beachtung geschenkt werden mußte. Denn es galt die durch die Abkürzung der Bauzeit sich bietenden wirtschaftlichen Vorteile auszunutzen — ich brauche nur die Möglichkeit der früheren Einstellung der vierstützigen Grundwassersenkung in der 20 m tiefen Baugrube hervorzuhoben.

In die Zwillingschachtschleuse mit Nebenanlagen werden 130000 m³ feste Betonmasse eingebaut. Nach dem Bauplan steht für diese Leistung einschließlich der dreimonatlichen Winterunterbrechung eine Bauzeit von 14 Monaten, im ganzen also nur 11 Monate zur Verfügung.

Die Betonblöcke der Schleusensole mit 2500 m³ Inhalt sind ohne jede Arbeitspause in einem Guß herzustellen. Dementsprechend waren die Einrichtungen so zu treffen, daß eine Höchstleistung von 1500 m³/Tag erreicht werden kann. Ich darf vorwegnehmen, daß bei den im Oktober begonnenen Betonarbeiten schon wiederholt Tagesleistungen von 1200 m³ erreicht wurden.

Zwischen Auftragserteilung und Beginn der Betonarbeiten stand dem Unternehmer zur Errichtung derartig leistungsfähiger Anlagen nicht die unbedingt erforderliche Zeit zur Verfügung. Deshalb entschloß sich die Bauverwaltung, die Anlagen zur Beförderung, Entladung und Lagerung der Bindemittel und Zuschlagstoffe sowie die gesamten Betonmischanlagen selbst zu errichten. Dies war um so mehr geboten, als die Verwaltung die Lieferung sämtlicher Baustoffe übernommen hat und dafür Sorge tragen mußte, daß bei Beginn der Betonarbeiten genügend Vorräte an Baustoffen vorhanden waren. Ein weiterer Grund lag in der Wiederverwendung der Geräte und Einrichtungen beim Bau des Hebewerkes in Niederfinow und den Schleusenbauten des Ihle-Plauer-Kanales.

Weil die Baustoffe fast ausschließlich auf dem Wasserwege herangeschafft werden, wurde der obere Vorhafen bis nahe an die Schleusenbaugrube fertiggestellt, durch einen Abschlußdamm abgesperrt und unter Wasser gesetzt, so daß die Kähne bis dicht an die Baustelle heranschwimmen können.

I. Anfuhr der Bindestoffe.

a) Deckkähne.

40000 t Zement werden von der Firma C. O. Wegener in Rüdersdorf in unverpacktem Zustande geliefert und durch eigens zu diesem Zweck von der Verwaltung hergerichtete Deckkähne in regelmäßigem Pendelbetrieb nach Fürstenberg befördert. Die fünf sorgfältig ausgewählten Kähne von durchschnittlich 300 t Tragfähigkeit, die vorher nur hochwertige und wasserempfindliche Stoffe befördert haben, sind über den Lade- und Hängebühnen durch eine gut verklebte Papplage und außerdem noch durch eine 2 cm starke, gespundete Schalung gegen aufsteigende Feuchtigkeit geschützt.

Die Beladung im Werk erfolgt durch Schnecken unter dem Schutze eines überkragenden Daches. Durch den Wegfall der Säcke und die Art der Beförderung, Entladung und Lagerung des Zementes werden erhebliche Beträge erspart.

Der Traß wird in einer Menge von — 15000 t, durch den Dt. Traßbund aus dem Nettetal geliefert, von Andernach mit Rheinkähnen nach Rotterdam gefahren, dort mittels Becherwerk in Seeleichter umgeschlagen, auf dem Seewege nach Stettin befördert, hier durch Greifer in Oderdeckkähne umgeladen und auf der Oder oder durch die Kanäle über Berlin nach Fürstenberg gebracht.

b) Becherwerk.

Zement und Traß werden in Fürstenberg durch ein Becherwerk, das von der Firma Ad. Bleichert & Co. ausgeführt ist, mit einer stündlichen Leistung von 17 t entladen. Bei Tag- und Nachtbetrieb ist diese Einrichtung in der Lage, die Entleerung eines 300-t-Kahnes in 24 Stunden zu bewerkstelligen. Die Anlegestelle ist von einer 10 m auskragenden Dachkonstruktion überspannt (Abb. 1), die mit einer aufrollbaren Zeltplane abgedeckt ist, so daß auch bei ungünstiger Witterung die Entladung ohne Beeinträchtigung der Güte

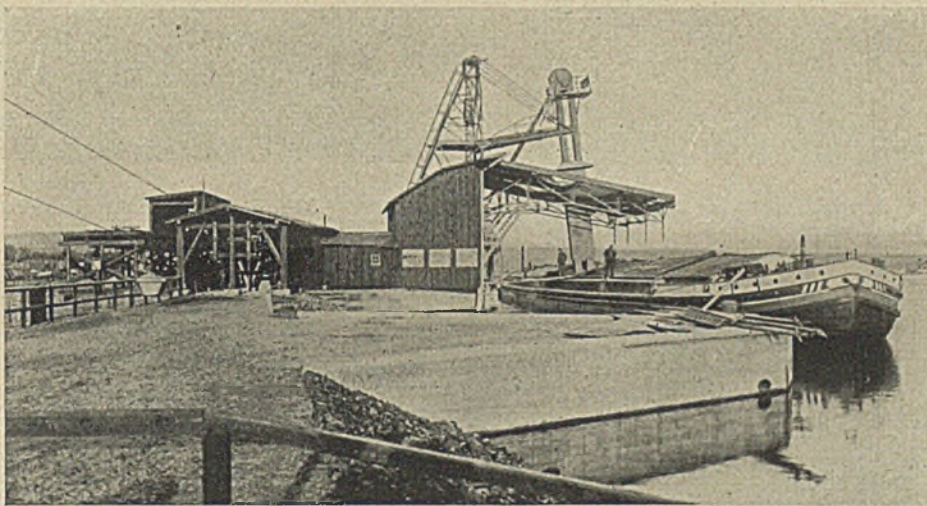


Abb. 1. Becherwerk beim Entladen eines Zementkahnes und untere Seilbahnstation.

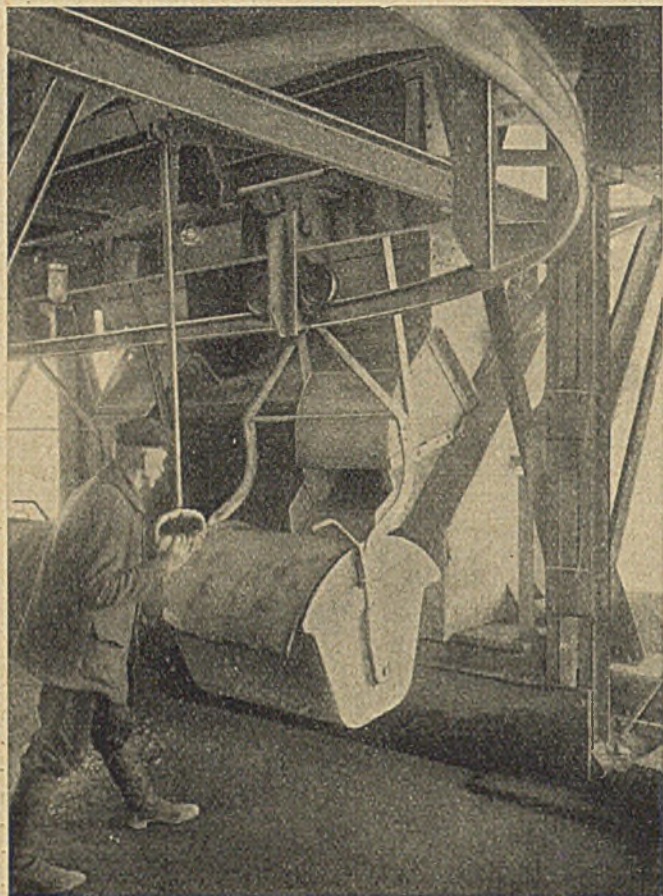


Abb. 2. Füllen der Hängewagen der Seilbahn aus dem Überladerumpf des Becherwerkes.

des losen Zements erfolgt. Auch der für die Bewegung des Becherwerkes in senkrechter und waagrechter Richtung dienende Schlitz in der Dachkonstruktion wird durch Zeltbahnstreifen, die in Spannrollen befestigt sind, wasserdicht verschlossen. Durch ein teleskopartiges Rohr fällt der Zement in einen Überladerumpf (Abb. 2), aus dem gleichzeitig mittels Segmentverschlüssen zwei Hängewagen von je 250 Liter Inhalt beladen werden können. Eine scharfe Trennung zwischen Zement und Trass ist durch Kennzeichnung der einzelnen Wagen gewährleistet.

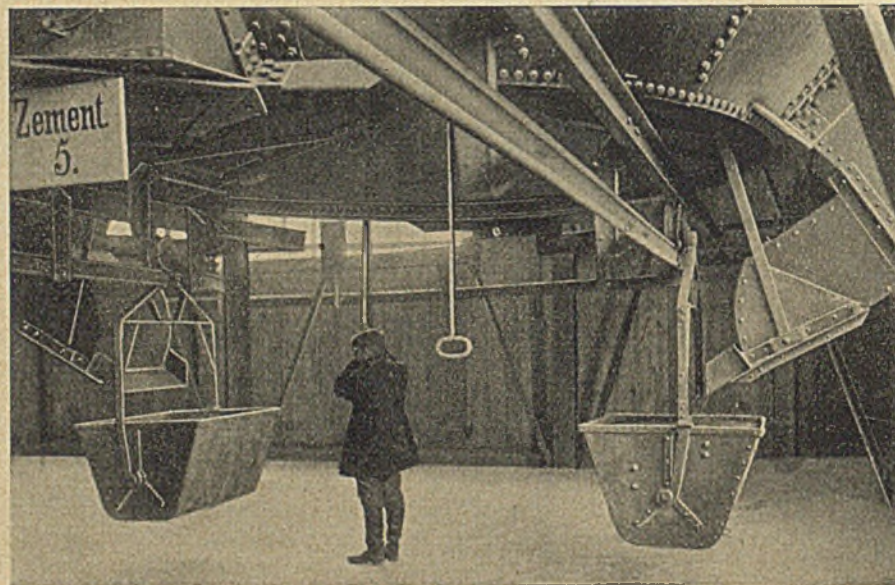


Abb. 3. Unterer Segmentverschluß eines Zementsilos.

c) Seilbahn.

Eine Bleichertsche Einseilbahn stellt die Verbindung dieser Entladestelle mit der etwa 300 m entfernten Siloanlage her (Abb. 1). Die Seilbahn ist der Leistungsfähigkeit des Becherwerkes angepaßt, kann jedoch durch Einschaltung weiterer Wagen erheblich erhöht werden. Die Hängewagen sind derartig verschlossen, daß während der Beförderung keine

Feuchtigkeit eindringen kann. Der Spannschlitten der Seilbahn ist über den Silos in der oberen Station angebracht.

d) Siloanlage.

Die Siloanlage für den Traß und Zement besteht aus

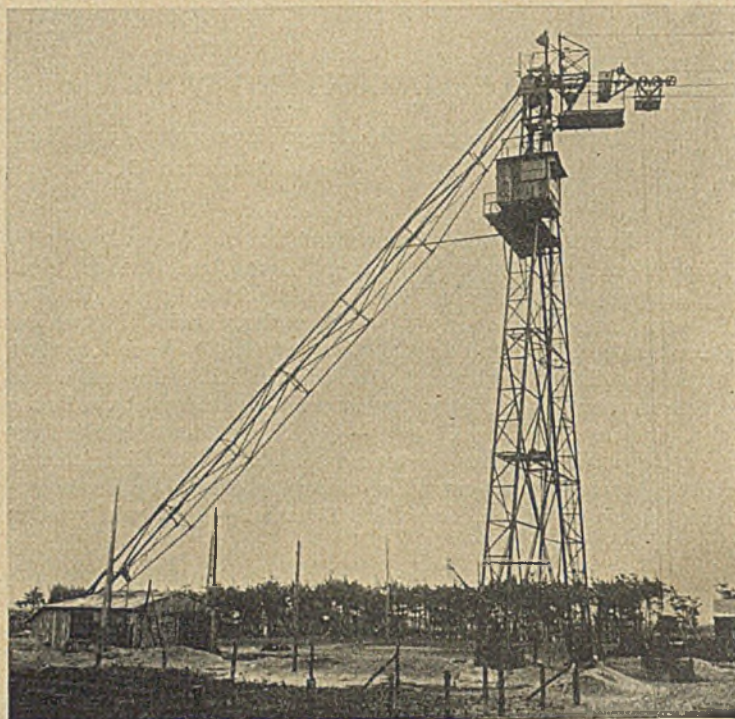


Abb. 4. Feststehender Turm des Kabelkranes.

8 kreisrunden Zellen von je 9,5 m Durchmesser und 10 m Höhe mit einem Fassungsvermögen von je 600 m³. Sie ist von der Firma Louis Eilers, Hannover, ausgeführt. Entsprechend dem spezifischen Gewicht des Zementes sind die Zellen für eine Belastung von je 780 t berechnet, sie besitzen also im ganzen eine Tragfähigkeit von 6240 t. 5 Zellen sind für Zement und 3 für Traß bestimmt. Jede Zelle ist oben mit 2 Einlauföffnungen und unten mit 2 Entleerungsöffnungen versehen,

letztere werden sowohl durch Segment- als auch durch Trommelverschlüsse mit Meßvorrichtungen bedient. Die gesamte Siloanlage ist mit einer Holzverkleidung umgeben, so daß Zement und Traß gegen alle Witterungseinflüsse geschützt sind. Ebenso wie oberhalb der Silozellen die von der Seilbahn ablaufenden Wagen von Hand nach den Einlauföffnungen an den Hängeschielen gerollt werden, werden auch unterhalb der Silozellen die Entnahmewagen von je 500 Litern von Hand nach der Vormischanlage geschoben (Abb. 3).

II. Ausladen der Zuschlagstoffe.

a) Kabelkran.

Der Kies wird in der Nähe der Neissemündung gebaggert, mittels Kähnen nach dem oberen Vorhafen geschafft und dort durch den Bleichertschen radial fahr-

Fürstenberg befördert, dort in Frähme umgeschlagen, in den Vorhafen gefahren und hier in ähnlicher Weise wie der Kies durch den Kabelkran entladen.

III. Mischanlage.

a) Vormischstation.

Die Mischanlage besteht aus einer Vormisch- und

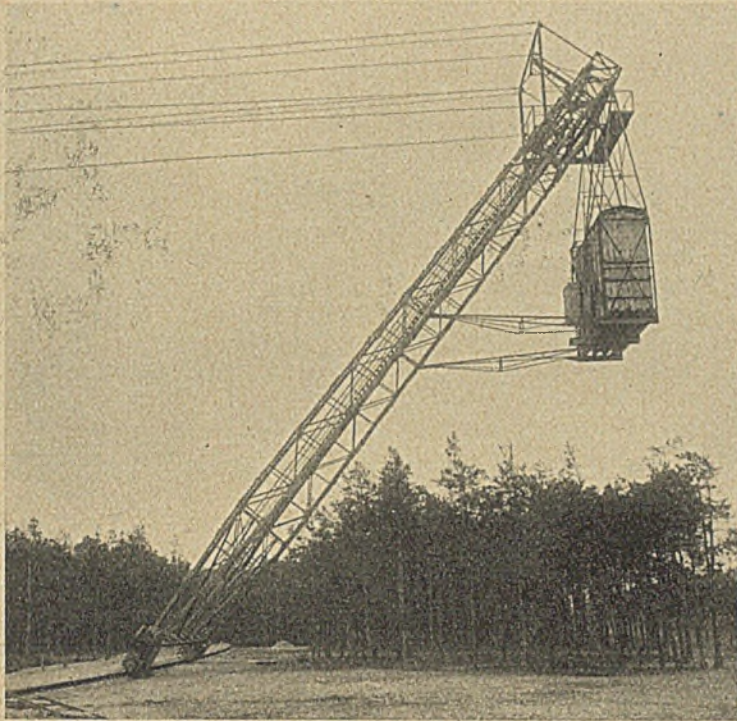


Abb. 5. Radial fahrbarer Turm des Kabelkranes.

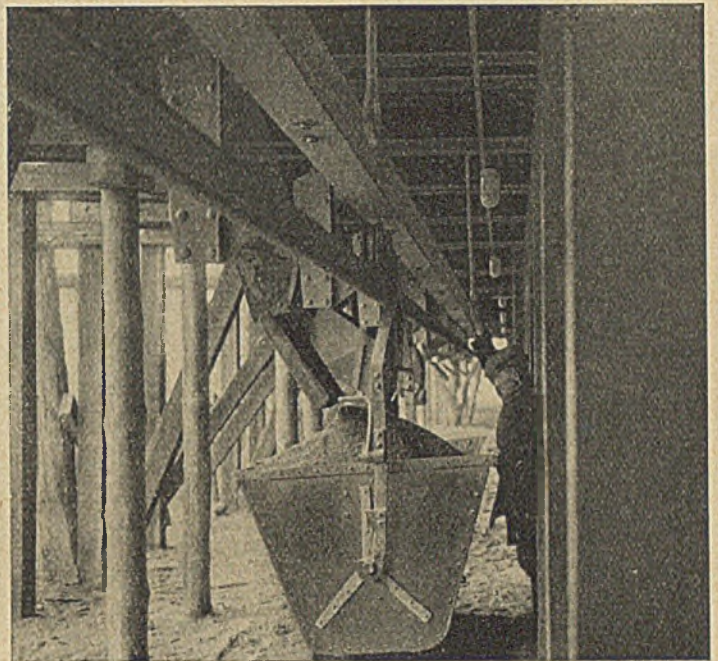


Abb. 7. Hängewagen unter einem Sandbunker mit Segmentverschluß.

baren Kabelkran von 400 m Reichweite entladen. Dieser Kran überspannt den ganzen Vorhafen und die Lagerplätze der Zuschlagstoffe. Der feste (Abb. 4) Turm hat eine Höhe von 29 m, der bewegliche (Abb. 5) eine Höhe von 25,4 m. Die Laufkatze trägt 4800 kg. Die Förderkübel besitzen $2,25 \text{ m}^3$, der Greifer $1,25 \text{ m}^3$ Inhalt. Der Durchhang des Tragkabels beträgt bis 16 m. Bei voller Ausnutzung leistet der Kran stündlich 22 Förderspiele bei einem Hub von 10 m des Greifers und einer Fahrweite der Laufkatze von 160 m.

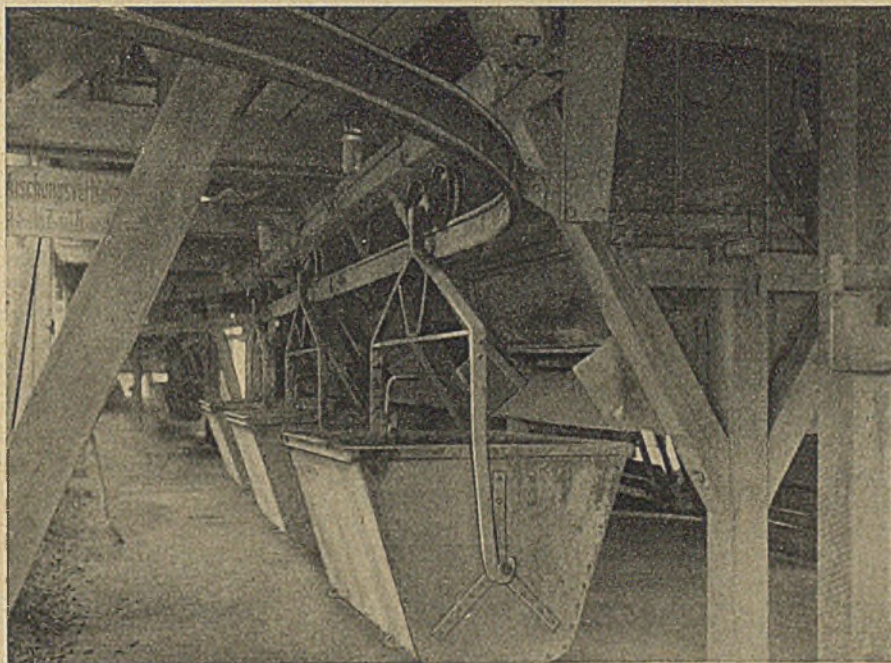


Abb. 6. Hängewagen unter der Vormischanlage mit Meßtrommel.

einer Hauptmischanlage. Zement und Traß werden im Verhältnis $1 : 0,5$ von den Silozellen herangefahren, in 3 Kreislaufdoppeltrogmischern von 750 Liter Fassungsraum, die von der Firma Gauhe-Gockel & Co. geliefert sind, gehoben und dort trocken durch zwei wagerecht liegende Rührwerkwellen mit Mischarmen durchgearbeitet. Das vorgemischte Gut wird je nach dem Mischungsverhältnis in Meßtrommeln oder selbsttätigen Wagen genau abgemessen in Hängewagen von je 1200 Liter Inhalt geschüttet (Abb. 6).

b) Überladebunker.

Durch 2 Überladebunker von je 5 m^3 Inhalt ist auch die Möglichkeit geboten, die Zuschlagstoffe nicht auf die Halden, sondern unmittelbar in die für die Bedienung der Mischanlage bestimmten Baustoffzüge zu laden.

Splitt und Schotter werden in den Koschenberger Grauwackenbrüchen gewonnen, mit der Reichsbahn bis

b) Hängebahn unter Zuschlagstoffebunkern.

Diese werden auf einer Hängebahn an die Kiesbunker herangeschoben, dort bis zu einer bestimmten Marke mittels leicht bedienbarer Segmentverschlüsse mit Kies (Abb. 7), ebenso weiterlaufend mit Splitt und nach Bedarf auch mit Schotter gefüllt und schließlich auf derselben Hängebahn bis zur Hauptmischanlage gebracht, wo sie in die Aufzugskästen

entleert werden. Die entleerten Wagen werden auf der gegen Regen völlig geschützten Hängebahn im Kreislauf zu den Vormischanlagen zurückgeschoben.

e) Hauptmischstation.

In 5 Aufzugskästen von je 1200 Liter Fassungsvermögen werden die Binde- und Zuschlagstoffe 6 m gehoben und in die 5 Mischmaschinen (Abb. 8) von dem gleichen Fassungsraum geschüttet, die von der Firma Schiege, Leipzig, geliefert sind. Diese Mischer besitzen Doppelkonustrommeln von 2,40 m Trommeldurchmesser mit 2 spiralförmig gebogenen Wendeschaukeln. Die Entleerung erfolgt durch Umsteuerung und Rückwärtsdrehung der Trommel. Die erst trocken und dann unter Wasserzusatz gründlich durchgearbeitete Mischung wird während der Entleerung von Zwischenbehältern aufgenommen, die das Mischgut durch Öffnen von Segmentverschlüssen an die auf zwei gleichlaufenden Gleisen stehenden Betonzüge abgeben.

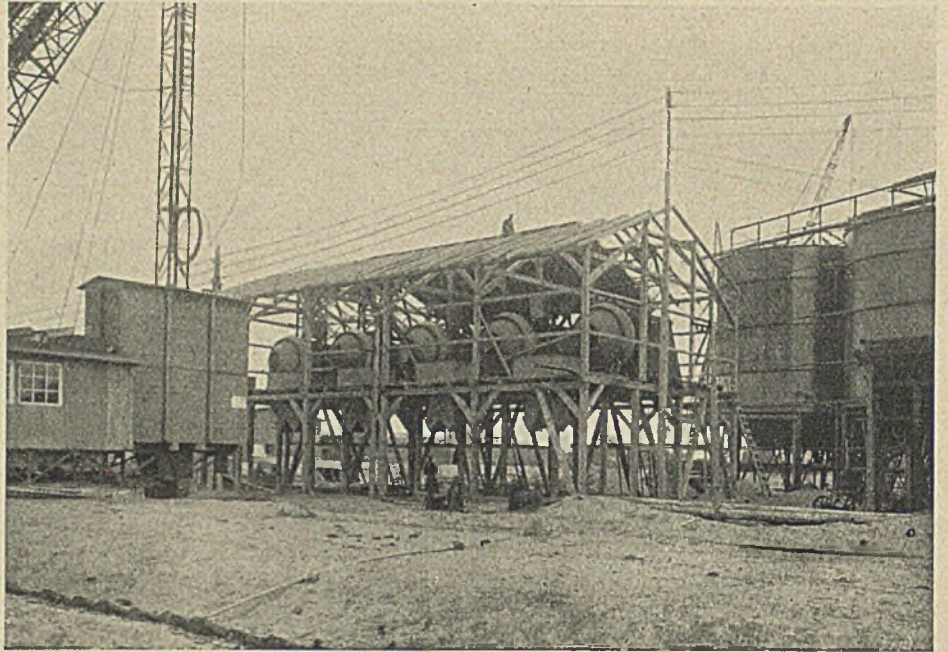


Abb. 8. 5 Schiege-Mischer der Hauptmischanlage im Bau.

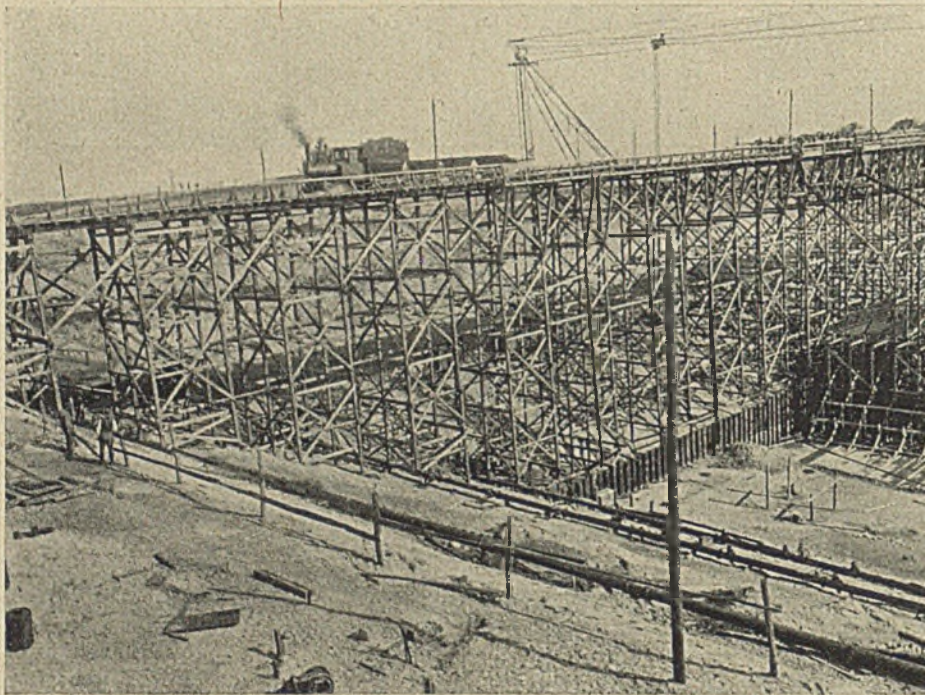


Abb. 9. Betonzug auf dem 25 m hohen Gerüst der Schleusenbaustelle.

Diese von der Verwaltung erstellten Anlagen werden von fachkundigen Leuten des Generalunternehmers, der Firma Habermann & Guckes-Liebold A.-G. bedient. Die weitere Einrichtung der Baustelle, vor allem die Aufstellung der 25 m hohen Gerüste zu beiden Seiten der Schleusengrube, auf denen die Betonzüge den Gußbeton heranbringen (Abb. 9), und die Anordnung und Aufhängung der Gußrinnen sind im Einvernehmen mit der Bauleitung durch den Generalunternehmer ausgeführt, der auch auf seine Kosten den zweiten, die gesamte Baugrube überspannenden Bleichertschen Kabelkran zum Versetzen der Schalung und Gießvorrichtung sowie zum Einbringen der Eiseneinlagen hat aufstellen lassen. Man wählte diese Einrichtung, um die Leistungsfähigkeit der Gesamtanlage zu erhöhen, denn man glaubte die in Aussicht genommenen höchsten Tagesleistungen von 1500 m³ mit Gießtürmen nicht so sicher und wirtschaftlich zu erreichen.

Erwähnt sei noch der neuzeitlich eingerichtete Versuchsraum, in dem alle zur Baustoffprüfung erforderlichen Geräte und Maschinen aufgestellt sind.

ABBRUCH DER AUSLEGERBRÜCKE ÜBER DIE NIAGARASCHLUCHT.

Von Magistratsbaurat Cajar, Berlin.

Die Lebensdauer unserer Brückenbauwerke hängt von einer ganzen Reihe von Bedingungen ab: zunächst von der Art des Baustoffes selbst und seiner Fähigkeit, den dauernden Einwirkungen der Witterung und des Betriebes zu widerstehen, ferner von den örtlichen Verhältnissen und von der Art des Betriebes, sodann von dem Vorhandensein und der Wirksamkeit von Vorkehrungen zur Abwehr schädlicher Einflüsse, von der Sorgfalt, die für Beobachtung und Unterhaltung des Bauwerks angewendet wird, und schließlich von seiner Anpassungs-

fähigkeit an wachsende Betriebsanforderungen. Die Mängel, die einem Bauwerk nach diesen Richtungen hin anhaften, zeigen sich zwar vielfach schon bei den Revisionen, denen ja alle größeren Bauwerke und besonders die Brückenbauten unterworfen werden müssen; indessen ein abschließendes Urteil läßt sich doch erst fällen, wenn das Bauwerk abgebrochen wird, wenn es also gleichsam in seine anatomischen Bestandteile zerlegt wird. Unter anderem zeigt sich dabei besonders der Zustand der während des Betriebes unzugänglichen Stellen.

Hieraus folgt, wie außerordentlich wichtig es ist, daß der Ingenieur auch den Abbrüchen die größte Aufmerksamkeit schenkt, wird ihm doch hier eine ausgiebige Gelegenheit geboten, seine Erkenntnisse in bezug auf die Lebensnotwendigkeiten eines Bauwerkes zu vertiefen.

Einen wertvollen Beitrag zu diesem Thema liefert der Abbruch der großen Auslegerbrücke über die Niagaraschlucht. Diese Brücke ist im Jahre 1883 erbaut worden, genügte aber schon 17 Jahre später nicht mehr den Verkehrsbedürfnissen, so daß eine Verstärkung durch Einfügung eines dritten Hauptträgers vorgenommen werden mußte. Im vergangenen Jahre wurde sie dann durch eine unmittelbar daneben errichtete eiserne Bogenbrücke ersetzt. Die verhältnismäßig kurze Lebensdauer der Brücke ist daher in der Hauptsache wohl darauf zurückzuführen, daß schließlich ihre Anpassungsfähigkeit an die wachsenden Betriebsanforderungen erschöpft war. Um so interessanter und ergiebiger ist der Einblick, den ihr Abbruch in ihre konstruktive Eigenart gewährt. Denn während doch bei sehr alten Brücken, deren Dasein schließlich nur durch das Versagen des Baustoffes beendet wurde, das Konstruktive vielfach nur ein mehr oder weniger geschichtliches Interesse bietet, ist die Konstruktion dieser Brücke noch nicht so überaltert, daß sich die bei ihrem Abbruch in dieser Beziehung gesammelten Erfahrungen nicht mehr mit Gewinn verwenden ließen.

Der Abbruch der Brücke vollzog sich in sehr einfacher Weise durch Umkehrung des bei der Aufstellung angewendeten Verfahrens.

Interessanter als das Abbruchverfahren, das grundsätzlich nichts Neues bietet, ist der Zustand, in dem die Brücke beim Abbau vorgefunden wurde. Bemerkenswert sind hier vor allem die starken Rosterscheinungen, besonders an jenen Stellen, die von vornherein für den Anstrich und auch späterhin für Reinigung und Revision unzugänglich waren; an solchen Stellen hat es bei dieser Brücke anscheinend nicht gefehlt. Sehr eigentümlich war beispielsweise der Befund der landseitigen Bolzenlager am Kopf der Turmpfosten. Dort hatten die Hauptträgerpfosten am unteren Ende seinerzeit eine halbrunde Aussparung erhalten, mit der sie auf dem Bolzen im Gußkörper des Stützenkopfes ruhen sollten. Beim Abheben des betreffenden Hauptträgerjoches zeigte sich nun, daß man, anscheinend zu Montagezwecken, unter jede Ecke des Hauptträgerpfostens ein Stückchen Eisen, etwa 25 mm im Quadrat und 10 mm stark, gelegt hatte. Der amerikanische Berichtstatter vermutet, daß man bei der Aufstellung annahm, diese Eisenklötzchen würden sich unter der Brückenlast so weit zusammenquetschen, daß die Bolzen zum Tragen kommen würden; vielleicht hat man sie aber auch einfach vergessen, jedenfalls wurde festgestellt, daß die Plättchen sich zwar teils etwas zusammengedrückt, teils zwischen die einzelnen Platten der Pfosten gezwängt hatten, eine Berührung zwischen Bolzen und Pfostenaussparung wurde aber im allgemeinen nicht erreicht. Nur an einigen Stellen, wo das Wasser leichter zudringen konnte, und wo die Plättchen zu Flocken harten Rostes geworden waren, hatten sich die Pfosten soweit gesenkt, daß sie zu einem sehr kleinen Teil unmittelbar auf den Bolzen auflagen. Im übrigen ruhten sie nur auf einer dicken Rostschicht, die sich zwischen Bolzen und Pfostenaussparung gebildet hatte.

Sehr lehrreich ist auch der Befund der gelenkig ausgebildeten Knotenpunkte. Nach dem Bericht des die Oberaufsicht führenden Brückenbauingenieurs der Michigan Central R. R. Co. waren die Augenstäbe in den meisten Fällen und besonders überall dort, wo man sie so dicht aneinander gepackt hatte, daß sie für Anstrich und Reinigung unzugänglich waren, vollkommen fest zusammengerostet, was sich zunächst dadurch bemerkbar machte, daß sie nicht die geringste Drehbewegung zeigten, wenn sie an einem Ende abgeschnitten wurden. Es sei bemerkt, daß es sich hierbei um Stablängen bis zu 7 m handelte, die bei etwa 90 cm² Querschnitt ungefähr 500 kg wogen. Mit einem etwa 1 m langen Stabstumpf wurden Versuche angestellt. Nachdem man ihn zur

Lockerung des Rostes längere Zeit mit einem Hammer bearbeitet hatte, zeigte er nach 6 kräftigen Schlägen auf das freie Ende nur eine Drehung um etwa 2 mm. Unter diesen Umständen war das Heruntertreiben der Augenstäbe von den Bolzen natürlich eine mühsame Arbeit, waren doch darunter Bolzen von rd 1,80 m Länge, die 32 Augenstäbe trugen. Der Rost hatte sich in großer Ausdehnung bis 13 mm tief in die Bolzen eingefressen. Der amerikanische Berichtstatter macht den Vorschlag, künftighin zwischen den Augenstäben genügend große Abstände zu lassen¹⁾, die das Reinigen und die Erneuerung des Anstrichs gestatten. Außerdem sollte man die Gelenke mit Schutzkästen umgeben, die mit in Öl getränkten Wollabfällen angefüllt werden könnten.

Sehr starke Rosterscheinungen zeigten sich auch an dem mittleren Hauptträger, der zur Verstärkung im Jahre 1900 hinzugefügt worden war, sowie an dem ebenfalls hinzugefügten mittleren Pfosten der Turmpfeiler. Als besondere Ursache wurde hier die Einwirkung von Salzlösung festgestellt, die aus den Gefrierwagen getropft war. Bei den außenliegenden älteren Hauptträgern und Turmpfosten zeigte sich diese Einwirkung weniger. Dies ist zum Teil daraus zu erklären, daß die mittleren Brückenteile den Salzlösungstropfen eben mehr ausgesetzt waren; es zeigte sich aber doch, daß das Material der älteren Konstruktionsglieder gegen das Rosten widerstandsfähiger war, besonders in den unteren Bauteilen der Turmfüße, wo sich die Tropfen gleichmäßiger über die ganze Breite der Konstruktion verteilten. Hier trat die Zerstörung durch Rost auch am heftigsten auf, was auf den kräftigeren Aufschlag der Tropfen an dieser Stelle zurückzuführen ist. Besonders stark litten die Vergitterungen der Turmpfosten, die beim mittleren, also später hinzugefügten Pfosten im Jahre 1918 fast vollständig erneuert werden mußten, da der Rost große Löcher hineingefressen hatte. Die Vergitterungen der äußeren Turmpfosten dagegen waren noch in verhältnismäßig gutem Zustande. Der amerikanische Berichtstatter nimmt an, daß die alten Vergitterungen aus Schweißisen, die mittleren dagegen aus halbhartem Flußstahl bestanden.

Sehr übel hatte sich im Laufe der Jahre ein konstruktiver Mangel bemerkbar gemacht, und zwar am Anschluß der Querträger an die Hauptträgerpfosten. Man hatte hier von vornherein den Fehler gemacht, die Wind- und Bremsverbände nicht unmittelbar an die Hauptträgergurte, sondern in gewissen Abständen von ihrer Achse an die oberen Gurtwinkel der Querträger anzuschließen. Die Folge davon waren erhebliche Biegebbeanspruchungen der Querträger in horizontaler Richtung, die schließlich sogar zum Bruche der Stahlbleche an den Befestigungsstellen führten. Auch spätere Verstärkungen durch große und starke Laschen und Konsolen konnten die schlechten Wirkungen des fehlerhaften Anschlusses nicht ganz aufheben, denn beim Abbruch der Brücke zeigten sich an den Bolzenlöchern der neuen Laschen wiederum Risse.

Dies sind in großen Zügen die am meisten interessierenden Beobachtungen. Aus ihnen läßt sich schließen, daß der Brücke wohl ohnehin kein langes Leben mehr beschieden gewesen wäre. Die starken Verrostungen sprechen hier eine zu eindringliche Sprache. Zum großen Teil ist hieran natürlich die offene Fahrbahn schuld. Wenigstens die geradezu verheerenden Wirkungen der Salzlösungstropfen hätten sich wohl durch Anordnung von Schutzkonstruktionen vermeiden lassen. Es ist immerhin unverständlich, daß man in dieser Richtung jahrzehntelang nichts getan hat.

Ein näheres Eingehen auf weitere Einzelheiten verbietet der zur Verfügung stehende Raum; es sei nur zum Schluß noch das Bedauern ausgesprochen, daß der amerikanische Berichtstatter seine Ausführungen nicht eingehender durch

¹⁾ Dies dürfte allerdings ohne eine weitere Vergrößerung der ohnehin schon reichlichen Bolzenlänge nicht zu ermöglichen sein.

Einzelzeichnungen der Konstruktion und Abbildungen der beschädigten Brückenteile erläutert hat. Der Wert derartiger Berichte könnte hierdurch noch erheblich gesteigert werden. Es ist dies ein Mangel, dem man in amerikanischen Zeitschriften leider sehr häufig begegnet.

Es sei nicht versäumt, schließlich noch die Hauptabmessungen der Brücke anzugeben. Die beiden Auslegerarme

waren, von Mitte Turmpfeiler gerechnet, nach der Landseite 63,4 m und nach der Flußseite 57,2 m lang. Die Stützweite des mittleren Koppelträgers betrug 36,6 m und die Mittelöffnung von Mitte bis Mitte Turmpfeiler 151 m. Somit Gesamtlänge der Brücke rd 277,4 m. Höhe von Schienenoberkante bis Wasserspiegel rd 73 m.

(Nach Eng. News Rec. vom 31. Dezember 1925.)

GRUNDLAGEN FÜR DIE BERECHNUNG VON RAHMEN BEI UNGLEICHMÄSSIGER DURCHWÄRMUNG¹⁾.

Von Ingenieur Leopold Herzka, Wien.

Einleitung.

Bei der Untersuchung statisch unbestimmter Rahmentragwerke wird der Einfluß der Wärme meistens unter der nur fallweise zutreffenden Annahme in Rechnung gestellt, daß die Bautemperatur aller oder einzelner Teile derselben durchaus gleiche Änderung erfahre. Bei manchen Anordnungen wird man nicht mehr an solchen Voraussetzungen festhalten, besonders wenn wegen der Verwendungsart oder Lage des Bauwerkes in ihm zeitweise größere unterschiedliche Temperaturen entstehen.

Die Frage, welchem Gesetze der Wärmedurchgang innerhalb eines Querschnittes folge, hat mangels ausreichender Versuche und wohl auch wegen der Schwierigkeit der Problemstellung eine für den täglichen Gebrauch geeignete, einfache Lösung bisher nicht gefunden; man unterlegt daher den Berechnungen von Balken mit gerader oder schwach gekrümmter Achse ein geradliniges Wärmedurchleitungsgesetz, nimmt also an, daß in allen Punkten eines Querschnittes, die von der Nullachse den gleichen Abstand haben, Wärmeleichheit bestehe.

Um die in einem statisch unbestimmten Tragwerke infolge ungleichmäßiger Erwärmung geweckten Überzähligen bestimmen zu können, ist die Kenntnis der hierdurch in den einzelnen Elementen entstehenden Entformungsgrößen ausreichend²⁾.

Träger gleichen Querschnittes.

Der in Abb. 1 dargestellte Freitragger A—B besitze eine Bautemperatur T° , die durch Wärmeänderung auf T_0° in der obersten, auf T_u° in der untersten Faser ansteigt. Die absolute

¹⁾ Anlaß zu dieser Abhandlung gab der folgende mir zur Begutachtung vorgelegte Fall: Bei einer zweischiffigen Eisenbetonhalle wiesen die mit Anlauf ausgebildeten Querträger — die unmittelbar an die zwischen dem Rahmen gespannten Unterzüge steif angeschlossen waren — nächst dem Anlaufbeginn (Momentennullpunkt) von oben nach unten sich verjüngende, fast senkrecht zur Trägerachse verlaufende Risse auf. Die Rißstellen lagen ausnahmslos zu beiden Seiten des mittleren Unterzuges. Die Rißursache war festzustellen. Die statische Untersuchung ergab, daß die Belastung allein das Auftreten der Risse trotz bestehender konstruktiver Mängel (zu geringe Übergriffllänge der für die Aufnahme der negativen Stützenmomente erforderlichen Eisen) nicht zu rechtfertigen vermochte. Hingegen bot die Berücksichtigung einer ungleichmäßigen Durchwärmung und die einer solchen gleichzuhaltende Schwindung ausreichenden Anhalt für das Entstehen der Risse, um so mehr als die Querträger auf ziemliche Längen nächst den Rißstellen nur einseitig bewehrt waren. In meinem Buch „Schwindspannungen in Trägern aus Eisenbeton“, Verlag Alfred Kröner, Leipzig 1925, weise ich nach (Seite 117), daß bei einfach bewehrten, sechs Wochen alten Eisenbetonträgern die der Schwindung gleichzuhaltende ungleichmäßige Durchwärmung bei schwacher Bewehrung (0,7 %) mit rund 16° , bei starker Bewehrung (3,38 %) mit rund 26° in Rechnung zu stellen ist.

Im übrigen sei auch auf den einen ähnlichen Fall behandelnden Artikel von Th. Janssen „Schwindrisse im Eisenbeton“, Zentralblatt der Bauverwaltung, Heft Nr. 100, 1917 hingewiesen.

²⁾ Herzka, I. „Die Berechnung des zweiastigen, symmetrischen Stockwerksrahmens für beliebigen Kraftangriff“, Zeitschrift für Betonbau 1916, Heft 7—10 (erschienen als Sonderdruck bei Lehmann & Wentzel, Wien). 2. „Balken mit stetig veränderlicher Höhe“, Der Bauingenieur 1920, Heft 12, und 3. „Berechnung von Rahmentragwerken aus Elementen stetig veränderlicher Höhe“, Schweizerische Bauzeitung 1921, Maiheft.

Wärmesteigerung beträgt daher $t_0 = T_0 - T$, bzw. $t_u = T_u - T$; in der Mittelfaser ergibt sie sich mit: $t_m = \frac{1}{2} (T_0 + T_u) - T = \frac{1}{2} (t_0 + t_u)$. Für $t_0 = -t_u$ wird $t_m = 0$, d. h. die un-

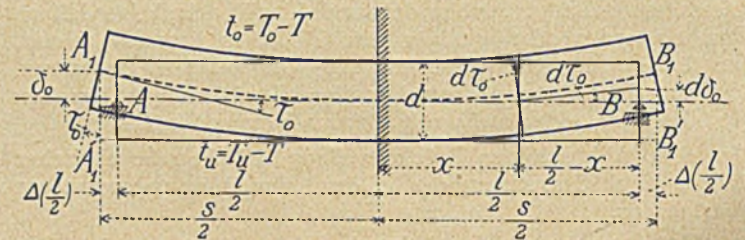


Abb. 1.

gleichmäßige Erwärmung bleibt ohne Einfluß auf die Mittelfaser. Mit:

$$\Delta t = T_u - T_0 = t_u - t_0$$

möge der von der Bautemperatur unabhängige Wärmeunterschied bezeichnet werden.

Bei ungleichmäßiger Erwärmung erfährt der Träger sowohl eine Verbiegung als auch eine Verlängerung. Zwei im Abstände dx stehende Querschnitte 1—1 und 2—2 (Abb. 2) verdrehen sich hierbei um den Winkel $d\tau_0$ gegeneinander und vergrößern ihren Abstand in der Schwerachse auf:

$$dx_m = (1 + \epsilon t_m) dx;$$

ϵ ist die Wärmedehnzahl. Der Querschnitt

liege in der Entfernung x von der Trägermitte. Nunmehr ist:

$$d\tau_0 = \frac{dx_u - dx_o}{d} = \frac{\epsilon \Delta t}{d} dx$$

und daher der Endverdrechungswinkel (Abb. 1):

$$(1) \quad \tau_0 = \frac{\epsilon \Delta t}{d} \int_0^l dx = \frac{\epsilon \Delta t l}{2 d}$$

(l = Trägerlänge, d = Querschnittshöhe). τ_0 ist unabhängig von der Bautemperatur. Der Krümmungshalbmesser ρ_0 an der Stelle x berechnet sich wegen

$$\rho_0 d \tau_0 = dx_m = (1 + \epsilon t_m) dx$$

mit

$$(2) \quad \rho_0 = (1 + \epsilon t_m) \frac{dx}{d \tau_0} = \frac{(1 + \epsilon t_m) d}{\epsilon \Delta t}$$

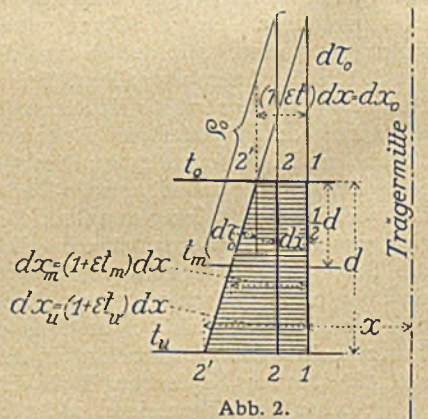


Abb. 2.

q_0 ist konstant; der Stab krümmt sich nach einem Kreis. Die Länge $\overline{A_1B_1}$ der Mittelfaser beträgt:

$$(3) \quad l_1 = 2 \int_0^{\frac{1}{2}} q_0 dx = (1 + \varepsilon t_m) l$$

Um das Maß δ_0 der Aufbiegung, des Werfens, zu finden, denken wir uns den Träger vorerst nur an der Stelle x erwärmt; dann ist:

$$d\delta_0 = \left(\frac{1}{2} - x\right) d\tau_0$$

und bei Durchwärmung des ganzen Trägers:

$$(4) \quad \delta_0 = \frac{\varepsilon \Delta t}{d} \int_0^{\frac{1}{2}} \left(\frac{1}{2} - x\right) dx = \frac{\varepsilon \Delta t l^2}{8d} = \tau_0 \frac{l}{4}$$

Für den gegenseitigen Abstand $A_1'B_1' = s$ der Endpunkte A_1, B_1 liefert die Kreisbeziehung:

$$s^2 = 4 \delta_0 (2 q_0 - \delta_0).$$

Nach Sonderwertung entsteht mit Unterdrückung von δ_0 gegen $2 q_0$:

$$s = l(1 + \varepsilon t_m)^{1/2},$$

wofür auch geschrieben werden darf:

$$(5) \quad s = \left(1 + \frac{1}{2} \varepsilon t_m\right) l$$

Die absolute Längenänderung beträgt somit:

$$(6) \quad \Delta l = s - l = \frac{1}{2} \varepsilon t_m l$$

Bei gleichmäßiger Erwärmung um t_m' betrüge sie hingegen:

$$(6') \quad \Delta l' = \varepsilon t_m' l$$

Die gleichen Ergebnisse liefert der allgemeine Rechnungsgang. Erfolgt das Werfen des Trägers nach $y = f(x)$, so lautet der Ausdruck für q_0 bei Vernachlässigung von y' gegenüber der Einheit:

$$q_0 = \frac{1}{y''},$$

daher:

$$(7) \quad y'' = \frac{1}{q_0} = \frac{\varepsilon \Delta t}{(1 + \varepsilon t_m) d} = k,$$

$$(8) \quad \begin{cases} y' = kx \\ y = \frac{1}{2} kx^2 \end{cases}$$

Die Integrationskonstanten verschwinden (mit $x=0$ wird auch $y' = y'' = 0$). Nach früherem besitzt die Werfungslinie, Abb. 3, im Endpunkte $3'$ die Neigung τ_0 und die Aufbiegung δ_0 :

an der Stelle $x = \frac{1}{2}$ (Punkt 1) mißt die Neigung:

$$y' = \tau_1 = \frac{1}{2} kl$$

und die Aufbiegung:

$$y = \delta_1 = \frac{1}{8} kl^2.$$

Mit Berücksichtigung von k entsteht daher:

$$(9) \quad \begin{cases} \tau_0 = (1 + \varepsilon t_m) \tau_1 \\ \delta_0 = (1 + \varepsilon t_m) \delta_1 \end{cases}$$

Aus dem Differentialdreieck 123 folgt:

$$\frac{\Delta l}{2} \tau_1 = (\delta_0 - \Delta \delta_0) - \delta_1$$

Wird $\Delta \delta_0$ gegenüber δ_0 unterdrückt, so ergibt sich wegen Gl. (9) und (4):

$$(10) \quad \frac{\Delta l}{2} = \varepsilon t_m \frac{\delta_0}{\tau_0} = \frac{1}{4} \varepsilon t_m l$$

also wieder der Wert der Gl. (6). Die Gleichungen (9) besagen:

Die Endordinaten δ_0 an der Stelle $\frac{1}{2}(l + \Delta l)$ und die zugeordneten Endverdrehungswinkel τ_0 können unmittelbar aus den an der Stelle $\frac{1}{2}$ gültigen Werten δ_1 und τ_1 entwickelt werden, wenn man auf diese das lineare Wärmedehnungsgesetz für die mittlere Temperaturänderung t_m anwendet.

Träger mit Anlauf (Voute, Schräge).

Mit Hilfe der von Dipl.-Ing. M. Ritter empfohlenen Gleichung (siehe die in Fußnote 2 genannten Aufsätze):

$$(11) \quad y = \frac{J_m}{J} = 1 - (1 - n) \left(\frac{2x}{l}\right)^{2r}$$

läßt sich der Einfluß, den die Veränderlichkeit des Trägheitsmomentes J auf die Berechnung statisch unbestimmter Größen nimmt, in einer der Wirklichkeit sehr entsprechenden Weise berücksichtigen; insbesondere liefert die Auswertung der Ausdrücke:

$$\int \frac{M_x}{EJ} \cdot \frac{\partial M_x}{\partial X} dx = \frac{1}{EJ_m} \int y M_x \frac{\partial M_x}{\partial X} dx$$

durchsichtige und einfache Endwerte. Die Gleichung für y ist auf die Trägermitte bezogen. Für $x=0$ entsteht $y=1$

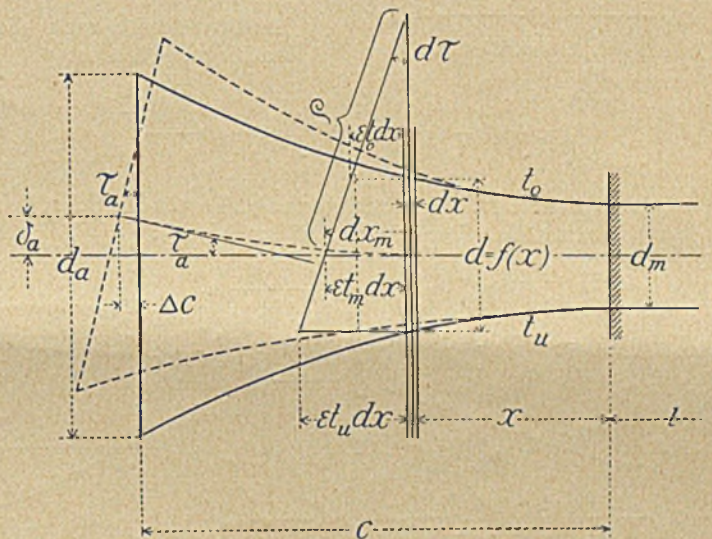


Abb. 4.

($J = J_m$), für $x = \frac{1}{2}$ dagegen $y = n = \frac{J_m}{J_a}$. Darin stellt

J_a das Trägheitsmoment am Balkenende dar. Je nach dem vorhandenen Trägeranlauf wird ein passendes oder mittleres „r“ gewählt und sodann die Berechnung der statisch unbestimmten Größen bzw. der Entformungswerte auf dem a. a. O. dargelegten Wege durchgeführt. In allen solchen Fällen darf nicht übersehen werden, daß es sich nur um eine, wenn auch zureichende Näherungsrechnung handelt, deren Berechtigung im Eisenbetonbau ohne weiteres zugestanden werden darf. Selbst bei einem äußerlich streng gesetzmäßigen Verlaufe der Trägerform läßt sich hier die Gesetzmäßigkeit nicht auch auf das Trägheitsmoment übertragen, weil der Anteil der Betonzugzone an der Spannungsaufnahme mit der Art und Größe der Belastung gewissen, schwer zu fassenden Schwankungen unterworfen ist.

Bei der Untersuchung von Wärmeeinflüssen kommt nun der Höhe des Querschnittes die wichtigste Rolle zu; wollte man die Rittersche Gleichung auf die Querschnittshöhe zurückführen, so nähme sie eine für die Auswertung unhandliche Form an und die Ergebnisse würden undurchsichtig. Man wird daher eine andere, passendere Gleichung wählen oder aber den tatsächlichen Trägerverlauf berücksichtigen.

Der symmetrische Trägeranlauf von der Länge c besitze die in Abb. 4 dargestellte Form; an der Stelle x bestehe die

Balkenhöhe $d = f(x)$; bei Festhaltung des Querschnittes $x = 0$ nimmt der Träger, wenn $T_u > T_o$, die in der Abbildung punktierte Lage ein. Die Endaufbiegung sei δ_a , die Endverdrrehung τ_a . Es folgt ohne weiteres:

$$d\tau = \frac{\epsilon \Delta t dx}{f(x)}$$

und daher:

$$(12) \quad \tau_a = \epsilon \Delta t \int_0^c \frac{dx}{f(x)}$$

Der Krümmungshalbmesser ρ am Orte x mißt:

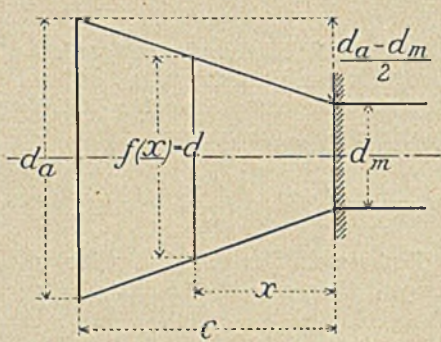


Abb. 5.

$$\rho = \frac{dx_m}{d\tau} = (1 + \epsilon t_m) \frac{dx}{d\tau}$$

und mit Berücksichtigung von $d\tau$:

$$(13) \quad \rho = \frac{1 + \epsilon t_m}{\epsilon \Delta t} f(x)$$

Die Mittelfaser verlängert sich auf:

$$(14) \quad c_l = (1 + \epsilon t_m) c$$

Endlich findet man die Aufbiegung δ_a aus:

$$(15) \quad \delta_a = \int_0^c (c-x) d\tau = \epsilon \Delta t \int_0^c (c-x) \frac{dx}{f(x)}$$

Handelt es sich z. B. um einen geraden Anlauf (Schräge), so hat man mit den Bezeichnungen der Abb. 5:

$$d = f(x) = d_m + \frac{d_a - d_m}{c} x,$$

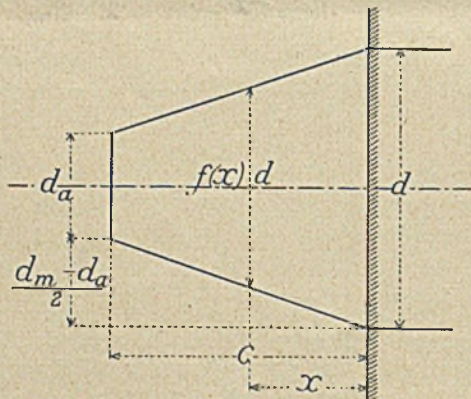


Abb. 5a.

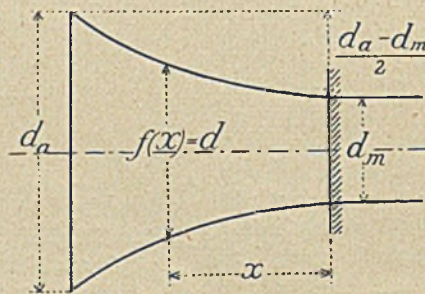


Abb. 6.

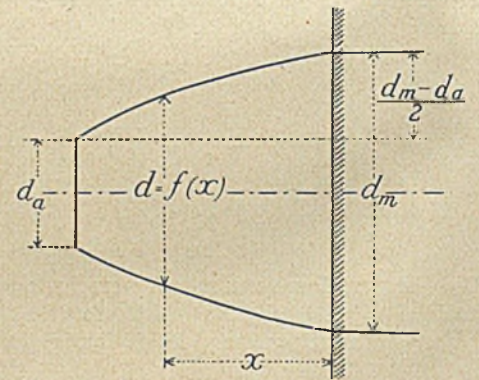


Abb. 6a.

$$\tau_a = \epsilon \Delta t \int_0^c \frac{dx}{d_m + \frac{d_a - d_m}{c} x} = \frac{\epsilon \Delta t c}{d_a - d_m} \ln \left\{ d_m + \frac{d_a - d_m}{c} x \right\}_0^c$$

$$(16) \quad \tau_a = \frac{\epsilon \Delta t c}{d_a - d_m} \ln \left(\frac{d_a}{d_m} \right),$$

oder mit $\Delta = \left(1 - \frac{d_m}{d_a} \right)$ nach Entwicklung in eine Reihe:

$$(16') \quad \tau_a = \frac{\epsilon \Delta t c}{d_a} \left(1 + \frac{\Delta}{2} + \frac{\Delta^2}{3} + \frac{\Delta^3}{4} + \dots \right)$$

Für die Aufbiegung gilt:

$$(17) \quad \delta_a = \epsilon \Delta t \int_0^c \frac{(c-x) dx}{d_m + \frac{d_a - d_m}{c} x} = \frac{\epsilon \Delta t c^2}{d_a - d_m} \left\{ \frac{d_a}{d_m} \ln \left(\frac{d_a}{d_m} \right) - 1 \right\}$$

oder auch:

$$(17') \quad \delta_a = \frac{\epsilon \Delta t c^2}{d_a} \left\{ \frac{1}{2} + \frac{\Delta}{3} + \frac{\Delta^2}{4} + \dots \right\}$$

Für $d_a = d_m$ ($\Delta = 0$) nehmen die Gl. (16) und (17) die unbestimmte Form $\frac{0}{0}$ an; die Beseitigung der Unbestimmtheit oder die Einführung von $\Delta = 0$ in die Gl. (16') bzw. (17') ergibt:

$$(18) \quad \begin{cases} \tau_a = \frac{\epsilon \Delta t c}{d_a} \\ \delta_a = \frac{\epsilon \Delta t c^2}{2 d_a} = \tau_a \frac{c}{2} \end{cases}$$

Mit $c = \frac{1}{2}$ folgen unmittelbar Gl. (1) und Gl. (4). Zur Berechnung von Δc dient Gl. (10), daher ist:

$$(19) \quad \Delta c = \epsilon t_m \frac{\delta_a}{\tau_a} = \epsilon t_m c \left\{ \frac{d_a}{d_a - d_m} - \left(\ln \frac{d_a}{d_m} \right)^{-1} \right\}$$

oder auch:

$$(19) \quad \Delta c = \epsilon t_m c \frac{\frac{1}{2} + \frac{\Delta}{3} + \frac{\Delta^2}{4} + \dots}{1 + \frac{\Delta}{2} + \frac{\Delta^2}{3} + \dots}$$

Mit $d_a = d_m$ ($\Delta = 0$) entsteht in Übereinstimmung mit Gl. (6):

$$\Delta c = \frac{1}{2} \epsilon t_m c,$$

während für $d_a = \infty$ ($\Delta = 1$) der ohne weiteres erklärliche Wert $\Delta c = \epsilon t_m c$ sich ergibt³⁾.

In ähnlicher Weise wurden die Entformungsgrößen für den Anlauf Abb. 5 a (geradlinige Verjüngung der Trägerhöhe)

und für die parabolischen Anläufe Abb. 6 und 6a berechnet und in der Zahlentafel 1 übersichtlich zusammengestellt.

³⁾ Für $\Delta = 1$ werden die Reihen Gl. (19') divergent; mit:

$$S = \frac{1}{2} + \frac{1}{3} + \frac{1}{4} + \dots = \infty$$

entsteht:

$$\Delta c = \epsilon t_m c \frac{S}{1+S} = \epsilon t_m c \frac{1}{1+\frac{1}{S}} = \epsilon t_m c$$

ferner:

$$\tau_{a(\Delta=1)} = \epsilon \Delta t c \lim_{d_a \rightarrow \infty} \frac{\ln \left(\frac{d_a}{d_m} \right)}{d_a - d_m} = 0,$$

$$\delta_{a(\Delta=1)} = \epsilon \Delta t c^2 \lim_{d_a \rightarrow \infty} \frac{d_a \ln \left(\frac{d_a}{d_m} \right) - (d_a - d_m)}{(d_a - d_m)^2} = 0$$

Diese Ergebnisse liefert im übrigen eine einfache Überlegung.

Tabelle I. Entformungsgrößen.

Form	Gleichung des Anlaufes	Abkürzungen $\Delta =$	Endverdrehungswinkel $\tau_a =$	Endaufbiegung $\delta_a =$	Verlängerung $\Delta c =$
Abb. 5 $d_a > d_m$	$d = f(x) = d_m + \frac{d_a - d_m}{c} x$	$1 - \frac{d_m}{d_a}$	$\frac{\varepsilon \Delta t c}{d_a - d_m} \ln \left(\frac{d_a}{d_m} \right)$ $= \frac{\varepsilon \Delta t c}{d_a} \left(1 + \frac{\Delta}{2} + \frac{\Delta^2}{3} + \dots \right)$	$\frac{\varepsilon \Delta t c^2}{d_a - d_m} \left\{ \frac{d_a}{d_a - d_m} \ln \left(\frac{d_a}{d_m} \right) - 1 \right\}$ $= \frac{\varepsilon \Delta t c^2}{d_a} \left\{ \frac{1}{2} + \frac{\Delta}{3} + \frac{\Delta^2}{4} + \dots \right\}$	$\frac{\delta_a}{\varepsilon t m} =$
Abb. 5 a $d_a < d_m$	$d = f(x) = d_m - \frac{d_m - d_a}{c} x$	$1 - \frac{d_a}{d_m}$	$\frac{\varepsilon \Delta t c}{d_m - d_a} \ln \left(\frac{d_m}{d_a} \right)$ $= \frac{\varepsilon \Delta t c}{d_m} \left(1 + \frac{\Delta}{2} + \frac{\Delta^2}{3} + \dots \right)$	$\frac{\varepsilon \Delta t c^2}{d_m - d_a} \left\{ 1 - \frac{d_a}{d_m - d_a} \ln \left(\frac{d_m}{d_a} \right) \right\}$ $= \frac{\varepsilon \Delta t c^2}{2 d_m} \left\{ 1 + \frac{\Delta}{3} + \frac{\Delta^2}{6} + \frac{\Delta^3}{10} + \dots \right\}$	
Abb. 6 $d_a > d_m$	$d = f(x) = d_m + \frac{d_a - d_m}{c^2} x^2$	$\sqrt{\frac{d_a}{d_m} - 1}$	$\frac{\varepsilon \Delta t c}{\Delta \cdot d_m} \operatorname{arctg} \Delta$ $= \frac{\varepsilon \Delta t c}{d_m} \left(1 - \frac{\Delta^2}{3} + \frac{\Delta^4}{5} - \frac{\Delta^6}{7} + \dots \right)$	$\frac{\varepsilon \Delta t c^2}{\Delta \cdot d_m} \left\{ \operatorname{arctg} \Delta - \frac{1}{\Delta} \ln (1 + \Delta^2)^{\frac{1}{2}} \right\}$ $= \frac{\varepsilon \Delta t c^2}{2 d_m} \left\{ 1 - \frac{\Delta^2}{6} + \frac{\Delta^4}{15} - \frac{\Delta^6}{28} + \dots \right\}$	
Abb. 6 a $d_a < d_m$	$d = f(x) = d_m - \frac{d_m - d_a}{c^2} x^2$	$\sqrt{1 - \frac{d_a}{d_m}}$	$\frac{\varepsilon \Delta t c}{2 \Delta \cdot d_m} \ln \frac{1 + \Delta}{1 - \Delta}$ $= \frac{\varepsilon \Delta t c}{d_m} \left(1 + \frac{\Delta^2}{3} + \frac{\Delta^4}{5} + \frac{\Delta^6}{7} + \dots \right)$	$\frac{\varepsilon \Delta t c^2}{2 d_m} \cdot \frac{1 - \Delta^2}{\Delta^2} \ln (1 + \Delta) \ln (1 - \Delta)$ $= \frac{\varepsilon \Delta t c^2}{2 d_m} \left\{ 1 + \frac{\Delta^2}{6} + \frac{\Delta^4}{15} + \frac{\Delta^6}{28} + \dots \right\}$	
Abb. 8	$d = f(x) = \frac{d_m}{1 - (1 - \Delta) \left(\frac{2x}{l} \right)^{2q}}$	$\frac{d_m}{d_a}$	$\frac{\varepsilon \Delta t l}{2 d_m} \left(1 - \frac{1 - \Delta}{1 + 2q} \right)$	$\frac{\varepsilon \Delta t l^2}{8 d_m} \left\{ 1 - \frac{1 - \Delta}{(1 + q)(1 + 2q)} \right\}$	

Besteht ein Träger aus dem höhengleichen Teile l und zwei anschließenden Anläufen c (Abb. 7), so berechnen sich die

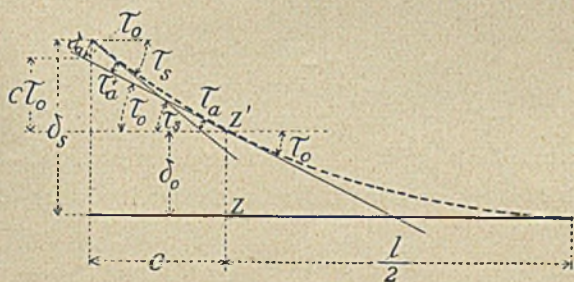


Abb. 7.

Entformungsgrößen aus der Überlegung, daß an deren Zusammenschlußstelle Z eine gemeinsame Tangente bestehen müsse. Daher ist der Endverdrehungswinkel:

$$(20) \quad \tau_s = \tau_0 + \tau_a$$

und die Endaufbiegung:

$$\delta_s = \delta_0 + c \tau_0 + \delta_a \cos \tau_0 = \delta_0 + \delta_a + c \tau_0$$

Hierfür darf auch geschrieben werden:

$$(21) \quad \delta_s = \delta_a + \left(c + \frac{1}{4} \right) \tau_0.$$

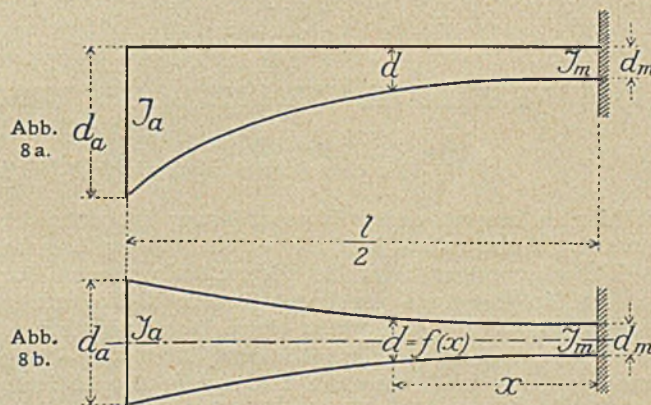
Träger mit gesetzmäßiger Höhenänderung.

Bei der Unsicherheit, die hinsichtlich des Wärmedurchleitungsgesetzes besteht, empfiehlt es sich, der Berechnung der Entformungsgrößen eine Trägerform zu unterlegen, deren Gleichung eine möglichst einfache Auswertung von τ_a , δ_a und Δc gestattet, ohne daß hierbei der Genauigkeitsgrad des Endergebnisses wesentlich litte; hierzu eignet sich, wie schon

bemerkt wurde, die Rittersche Gleichung nicht; statt dieser empfehlen wir die Formel:

$$(22) \quad d = f(x) = \frac{d_m}{1 - (1 - \Delta) \left(\frac{2x}{l} \right)^{2q}}$$

Vermöge ihres Baues kommt sie für $\Delta = \frac{d_m}{d_a} \geq 1$ in Betracht, deckt demnach das ganze Gebiet der sich verjüngenden oder



verbreiternden Anläufe. Im Vergleich zur Ritterschen Gleichung ist bei vorausgesetztem Rechteckquerschnitt:

$$(23) \quad \Delta = n^{1/3} = \left(\frac{J_m}{J_a} \right)^{1/3} = \frac{d_m}{d_a}$$

zu setzen; x stellt die auf die Trägermitte bezogene Abszisse, $d = f(x)$ die zugeordnete Querschnittshöhe dar (Abb. 8 a u. b). Die Hochzahl 2q ist je nach dem gewählten Verlaufe von

$d = f(x)$ besonders zu bestimmen. Für $x = \frac{1}{2}$ wird $d = d_a$
 $= \frac{d_m}{\Delta}$, für $x = 0$ dagegen $d = d_m$. Mit $x = \frac{1}{2} \varphi$ schreibt
 sich schließlich:

$$(22') \quad d = \frac{d_m}{1 - (1 - \Delta) \varphi^{2q}}$$

Nunmehr folgt wegen $dx = \frac{1}{2} d\varphi$ aus Gl. (12):

$$(24) \quad \tau_a = \frac{\epsilon \Delta t l}{2 d_m} \int_0^1 [1 - (1 - \Delta)^2 \varphi] d\varphi,$$

$$\tau_a = \tau_0 \left[1 - \frac{1 - \Delta}{1 + 2q} \right],$$

wobei zu setzen ist (Gl. 1):

$$\tau_0 = \frac{\epsilon \Delta t l}{2 d_m}$$

Ferner ist [Gl. (4)]:

$$(25) \quad \delta_a = \frac{\epsilon \Delta t l^2}{4 d_m} \int_0^1 (1 - \varphi) (1 - [1 - \Delta] \varphi^{2q}) d\varphi,$$

$$\delta_a = \delta_0 \left[1 - \frac{1 - \Delta}{(1 + q)(1 + 2q)} \right],$$

wenn

$$\delta_0 = \frac{\epsilon \Delta t l^2}{8 d_m}$$

Mit $\Delta = 1$ gehen obige Ausdrücke in jene für höhengleiche
 Träger über. Zur Berechnung von $\Delta c = \frac{\Delta l}{2} \left(c = \frac{1}{2} \right)$ hat man
 [Gl. (10)]:

$$\Delta c = \frac{\Delta l}{2} = \epsilon t_m \frac{\delta_a}{\tau_a}$$

und nach Auswertung:

$$(26) \quad \Delta c = \frac{1}{4} \epsilon t_m l \frac{2q^2 + 3q + \Delta}{(1 + q)(\Delta + 2q)}$$

Mit $c = \frac{1}{2}$ und $\Delta = 1$ entsteht selbstredend:

$$\Delta c_0 = \frac{1}{2} \epsilon t_m c$$

Für sehr kräftige Anläufe, also für $d_a = \infty$ ($\Delta = 0$) wird:

$$(26') \quad \Delta c = \frac{1}{2} \epsilon t_m c \frac{2q + 3}{2(1 + q)}$$

Die angegebenen Formeln gelten für die Formen 8 a und 8 b,
 demnach sowohl für symmetrische als auch einseitig zur Stab-
 achse angeordnete Anläufe.

Zur Bestimmung von „q“ bei gegebener äußerer Träger-
 gestaltung führt folgender Weg. Die Ableitung der Gl. (22)
 ergibt:

$$(27) \quad d' = \operatorname{tg} \alpha = \frac{2q d (d - d_m)}{x d_m}$$

An der beliebigen Stelle m (x, d), Abb. 9, zieht man die
 Tangente mm' , die mit der x-Achse den Winkel α einschließt;

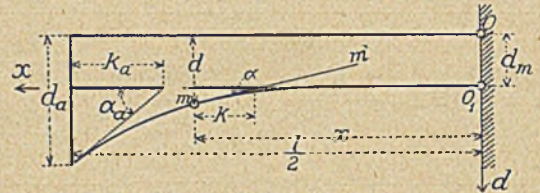


Abb. 9.

sie schneidet auf der durch O_1 im Abstände d_m verlaufenden
 Parallelen zur x-Achse die Strecke k ab.

Nun ist

$$k \operatorname{tg} \alpha = d - d_m$$

und daraus:

$$(28) \quad k = \frac{d - d_m}{\operatorname{tg} \alpha} = \frac{x d_m}{2q d}$$

Bei bekanntem k ist daher:

$$(29) \quad q = \frac{x d_m}{2k d}$$

Unter der Voraussetzung, daß die Trägerumgrenzungslinie
 streng dem Gesetz Gl. (22) folgt, ist q konstant. Man erhält
 dann z. B. für das Trägerende ($x = \frac{1}{2}$, $d = d_a$):

$$(28') \quad k_a = \frac{1 \Delta}{4 q}$$

und

$$(27') \quad \operatorname{tg} \alpha_a = d_a' = \frac{4q d_a (1 - \Delta)}{1 \Delta}$$

Zur Auftragung der Trägerform genügen wenige Zwischen-
 punkte, etwa für $\left(\frac{2x}{1} \right) = \frac{1}{2}, \frac{3}{4}$; hierzu sei bemerkt, daß Gl. (22)
 innerhalb der Grenzen 0 bis 1 dann ohne Wendepunkt verläuft,
 wenn $q \geq 1/2$.

(Schluß folgt.)

INSTANDSETZUNG UND UMBAU DER WEHRANLAGE DER A.-G. PAPIERFABRIK HEGGE IN KINSAU A. LECH.

Von der Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G., Niederlassung Nürnberg.

Der hier zu besprechenden Bauausführung kommt nicht
 der Größe der Anlage und ihrer Konstruktionsdurchbildung
 wegen, wohl aber wegen ihrer Schadenaufdeckung und der
 hierdurch in Kolkvorgänge gegebenen Einblicke, Bedeutung
 zu; sie dürfte also bei Fachmännern einige Beachtung finden.

Die A.-G. Papierfabrik Hegge ließ in den Jahren 1904—1907
 in Kinsau am Lech eine Wasserkraftanlage zum Betrieb ihrer
 Holzstofffabrik errichten. Das Nutzgefälle beträgt 6,1 m, die
 ausgenützte Wassermenge 40 m³/sec und die Zahl der aus-
 genützten PS 2300.

Die Wehranlage bestand vor dem Umbau (siehe Abb. 1 u. 2)
 aus dem festen 80 m langen Betonwehr, an welches sich links
 der Fischpaß, eine Floßgasse von 10 m lichter Weite und
 vier Kiesschleusen mit zusammen 16,6 m Weite anschlossen.
 Am linken Ufer: Einlaufbauwerk mit sieben Einlaßschützen
 von zusammen 29,8 m Weite. Der Werkkanal ist ca. 2 km
 lang. Für Niedrigwasser ist eine besondere Floßeinfahrt
 am oberen Kanalende eingebaut. — Neben dem Krafthaus

befindet sich eine Floßgasse zum Abstieg in das Unterwasser
 für Flöße, welche den Werkkanal passieren.

Die Anlage hat den Beanspruchungen, welche die Hoch-
 wässer des Lechs und besonders dasjenige vom Jahre 1910
 an sie stellten, nicht genügt. Die Fundierung der Wehranlage
 war nicht tief genug erfolgt. Die absolut notwendigen, durch-
 gehenden Spundwandabschlüsse im Ober- und Unterwasser
 und deren Hinabführung in den Flnz haben gefehlt. Sicherlich
 wohl, weil zur Zeit der Erbauung eiserne Spundwände noch
 unbekannt waren. So erklärt es sich, daß im Laufe der Jahre
 Unterwaschungen stattfanden, welche zur fast vollständigen
 Zerstörung der Wehranlage führten. Die ersten Beschädigungen
 am Wehr wurden im einspringenden Winkel desselben im Jahre
 1919 beobachtet und der Schutz vor weiterer Zerstörung in
 die Wege geleitet.

Während der Durchführung traten starke Hochwässer
 auf und führten im September 1920 zur Unterspülung des
 Wehres. Bei Erledigung der Instandsetzungsarbeiten für

diesen Bauteil und während der Erneuerung der Ufermauer am linken Ufer zeigten sich auch Mängel an der Floßgasse und am alten Floßgassenboden, welche, soweit möglich, sofort behoben wurden, jedoch trotz der Gegenmaßnahmen im November 1921 zum Einsturz der Floßgasse führten.

Im nachstehenden werden die Arbeiten getrennt nach den verschiedenen Bauabschnitten behandelt:

a) Ufermauer: Die Ufermauer unterhalb des linken Kiesschleusenpfeilers wurde zum Schutze der Oberwasserkanalböschung während des Krieges errichtet, und die Ausführung litt hierdurch wohl ebenso wie manches andere unter so ungewöhnlichen Verhältnissen errichtete Werk. Die Folgeerscheinungen ließen nicht lange auf sich warten, so daß sich die Besitzerin der Anlage zu einem Neubau der Ufermauer entschließen mußte. Die A.-G. Papierfabrik Hegge hat im Herbst 1919 die Firma D. & W. A.-G., Niederlassung Nürnberg mit der Ausarbeitung eines Projektes über die Ausführung einer neuen Ufermauer betraut. Bohrungen bildeten die Grundlagen zur Bearbeitung verschiedener Vorschläge. — Zur Ausführung kam die Gründung der Mauer bis in den tragfähigen Flnz. — Gleichzeitig mit der Ufermauer ist eine Verlängerung des Abschlußbodens unterhalb der alten Kiesschleusen und die Herstellung einer Trennungsmauer zwischen Floßgasse und Kiesschleuse vorgesehen worden.

Für die Ausführung, die ohne Unterbrechung des Betriebes zu erfolgen hatte, wurde im Werkkanal ein die Baugrube umschließender Fangdamm von 1,2 m Stärke errichtet, der aus zwei Holzspundwänden von je 12 cm Stärke bestand. — Die Ausfüllung erfolgte mittels Letten. Die bestehenden Kiesfallen wurden mit Aufsätzen versehen und waren während der Ausführung geschlossen zu halten. Der Abschluß der Baugrube gegen das Unterwasser zu wurde mit Lärssenspundwänden Prof. II bewerkstelligt, welche nach Abschneiden auf planmäßiger Tiefe im Bau als Sicherung belassen wurden. An der Längsseite wurden einzelne Dielen aufgesattelt und die Aufsatzbohlen dienten als Träger einer Betonwand mit beiderseitiger Holzverkleidung. Das Rammen der unterstromseitigen Spundwandumschließung und die Durchführung des Baues bereiteten sehr große Schwierigkeiten. Unterhalb der alten Abschlußwand des bestehenden Kiesschleusenverbodens traten zudem starke Quellen auf, so daß die Wasserhaltung nicht in der zuerst abgeschlossenen großen Baugrube durchgeführt werden konnte. Es mußte deshalb die eigentliche Mauerfundierung von der Ausführung des Verbodens getrennt werden. Die Umschließung des Mauerfundamentes geschah durch Herstellen kurzer Baugruben mittels Holzspundwänden,

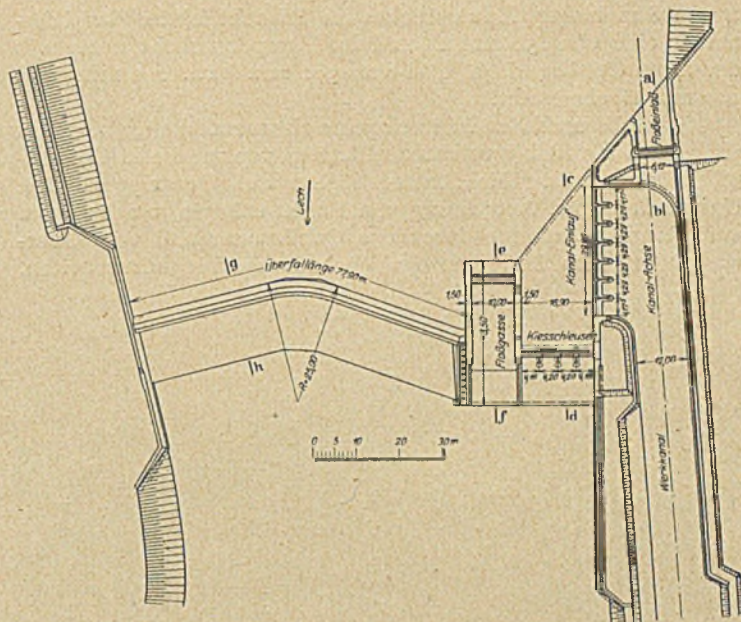


Abb. 1. Grundriß der Wehranlage vor dem Umbau.

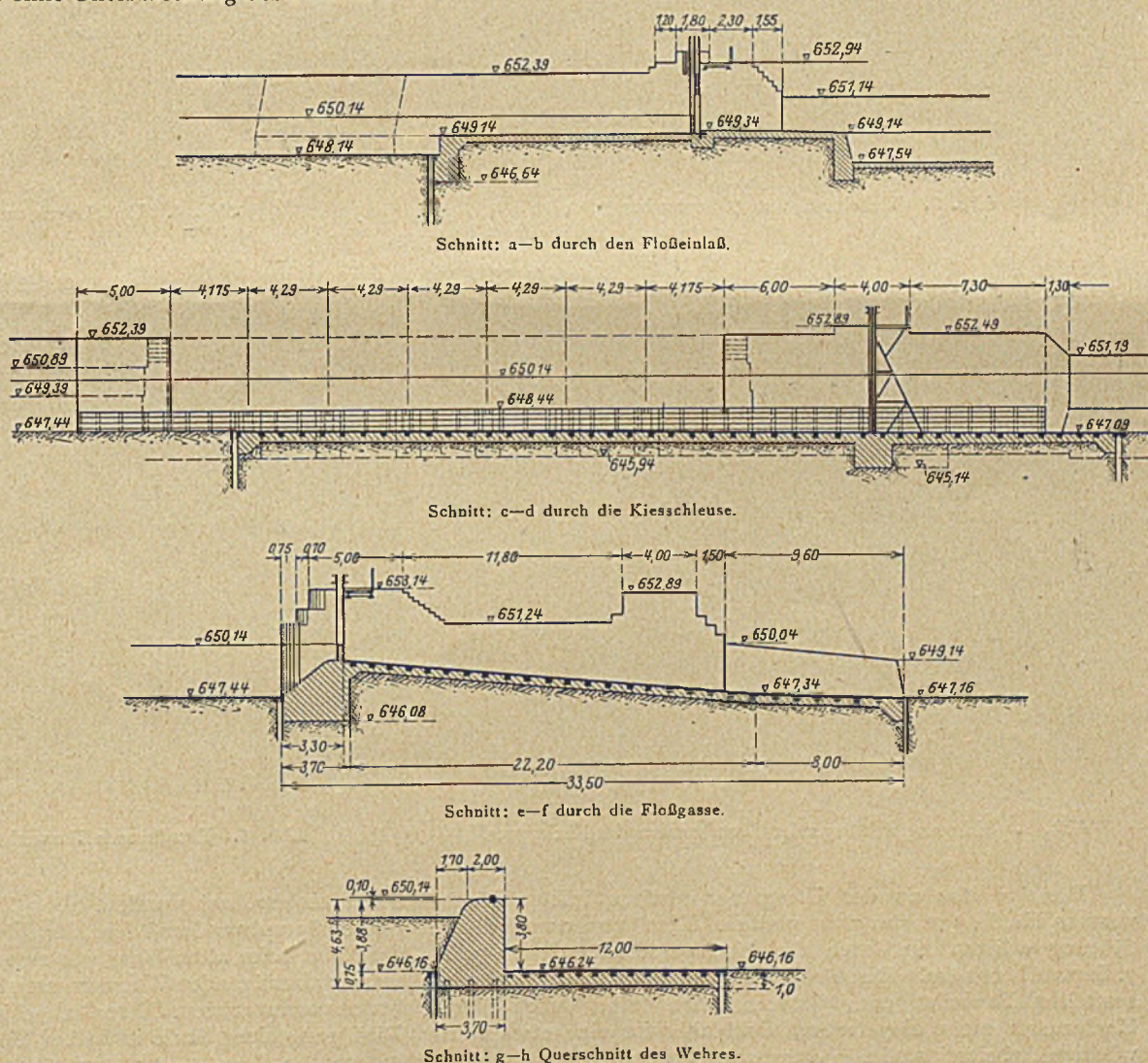


Abb. 2. Schnitte durch die Wehranlage vor dem Umbau.

welche im Bau belassen wurden. Das Rammen dieser Wände wurde infolge der vielen Steinbrocken und Faschinen, welche aus früheren Sicherungen der gebrochenen Mauer herrührten, erschwert. — An Pumpen waren für die Trockenhaltung des

ersten 8 m langen Mauerstückes im Schacht hinter der Ufermauer eine von 250 mm \varnothing und im Pumpenschacht unterhalb der alten Bohlwand je eine von 300 mm bzw. 200 mm und 100 mm \varnothing eingesetzt.

Der Absturzboden ist in einzelne eisenarmierte $8,0 \times 5,0$ m große, mit Holzbelag versehene Platten von rund 1 m Gesamtstärke aufgeteilt. Die Platten lagern auf Querrippen. Die Unterteilung mit Anordnung von Fugen erfolgte, um bei etwa auftretendem Auftrieb durch das Quellwasser und vom Oberwasser her dem Zerreißen des Vorbodens entgegenzuarbeiten.

Durchbruch verursachte selbstverständlich eine Betriebsunterbrechung. Um dem Werkkanal das Betriebswasser möglichst rasch wieder zuzuführen, mußte ein kräftiger Faschinendamm oberhalb des Wehres vom rechten Ufer nach dem rechtsseitigen Floßgassenpfeiler eingebaut werden. Die Betriebsunterbrechung dauerte trotz Drei-Schichten-Betriebes rund 5 Wochen. Die Sicherung der stehengebliebenen Wehrteile und die Erneuerung des mittleren Stückes erfolgte durch Anwendung von Larssenwänden ober- und unterhalb des Wehres, welche 1,5 bis 2 m in den durch Bohrungen ermittelten

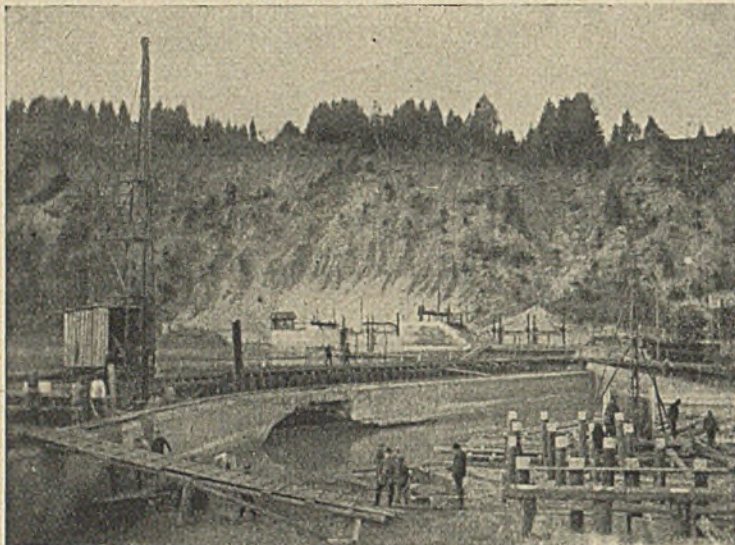


Abb. 3. Wehrbruch vom 7. September 1920.

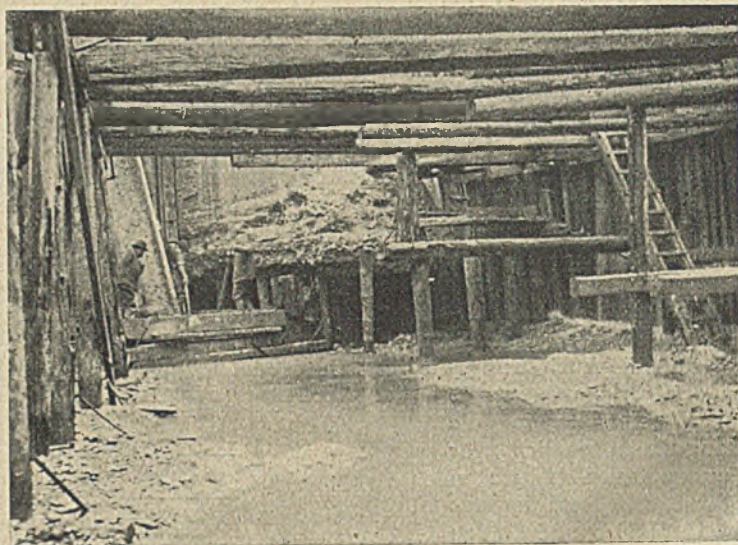


Abb. 4. Unterfangen unterspülter Bauteile.



Abb. 5. Sicherung hohlgelegender Grundmauern des Fischpasses.

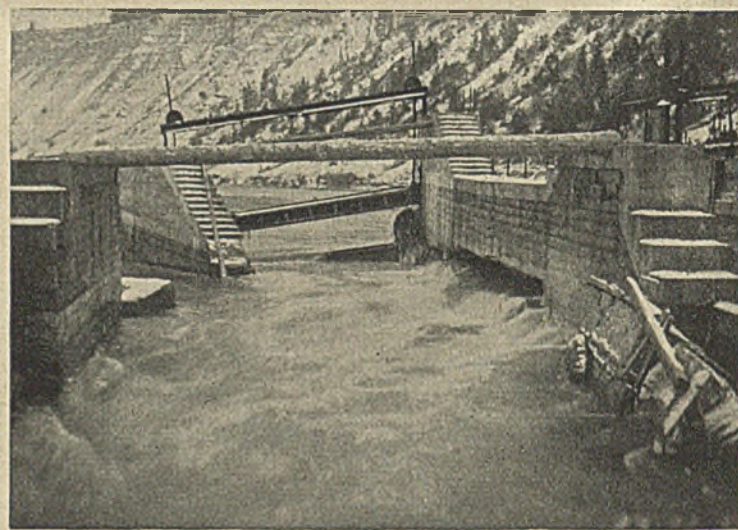


Abb. 6. Einstürzende Bauwerksteile der alten Anlage.

Die Arbeiten an der Ufermauer mußten infolge Hochwassers häufig unterbrochen werden. Eine ganz empfindliche Störung erlitten sie durch die Hochwasserkatastrophe vom 7. September 1920. Direkte Beschädigungen an den fertiggestellten Bauteilen oder Umspundungen sind durch dieses Hochwasser nicht eingetreten, wohl aber ist eine etwa fünfwöchige Arbeitseinstellung verursacht worden.

b) Wehrerneuerung: Vorgenannte Hochwässer haben die vorhandenen Beschädigungen des Wehrabsturzbodens bedeutend vergrößert. Bei einem Hochwasser Anfang Mai 1920 wurden aus dem Vorboden ganze Flächen des Belages losgerissen und abgetrieben. Am 7. September nachmittags erfolgte der Durchbruch des Wehres (Abb. 3). Der eingetretene

Flinz eingerammt wurden. Der Zwischenraum zwischen der oberen Spundwand und dem alten Wehr wurde ausbetoniert. Die Fallhöhe beim alten Wehr war zu groß, weshalb die bei Hochwasser abstürzenden Wassermassen die Zertrümmerung des Vorbodens verursachten. Dieser Mangel in der Wehrform wurde durch Einfügung einer Stufe in halber Höhe des Absturzes behoben.

Die Ausführung der Wehrausbesserung erfolgte in drei Abschnitten, wobei der mittlere wegen der tiefen Auskolkung naturgemäß der schwierigste war. Die Wasserhaltung bot anfänglich Schwierigkeiten, weil der seitliche Abschluß der Baugrube zwischen Betonresten des alten Wehres eingebracht werden mußte. Im Oberwasser wurde für den mittleren Bauteil eine zweite Larssenwand im Abstand von rd. 2,5 m

geschlagen, diese mit der definitiven Wand verbunden. Der Raum zwischen den beiden Larssenwänden wurde aufgefüllt und so ein kräftiger Fangdamm geschaffen. Die tiefe Flinzlage in der Flußmitte machte besonders kräftige und sorgfältig vorzunehmende Absprießungen notwendig. Nachdem die obere und untere Larssenabschlußwand einwandfrei in den

rechten Floßgassenpfeiler, direkt oberhalb des Wehres, ein größerer Wassereinbruch, welcher bewies, daß der Pfeiler an dieser Stelle ebenfalls unterwaschen war. Auf diesen Einbruch

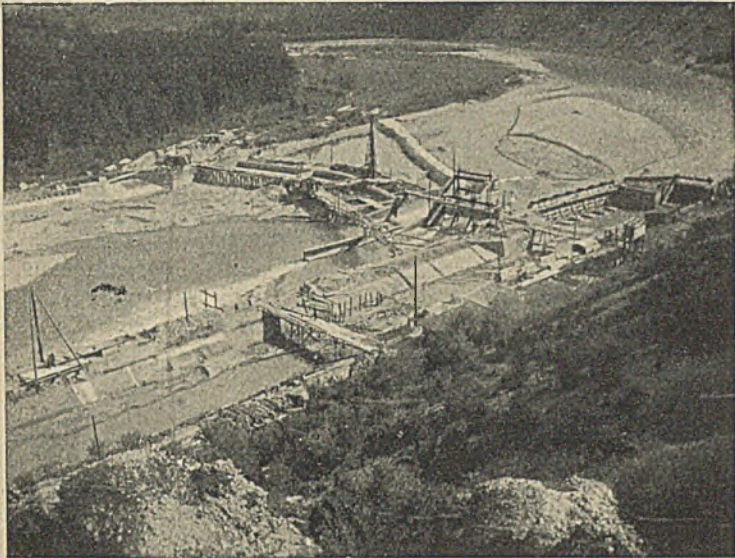


Abb. 7. Wehrbaustelle.

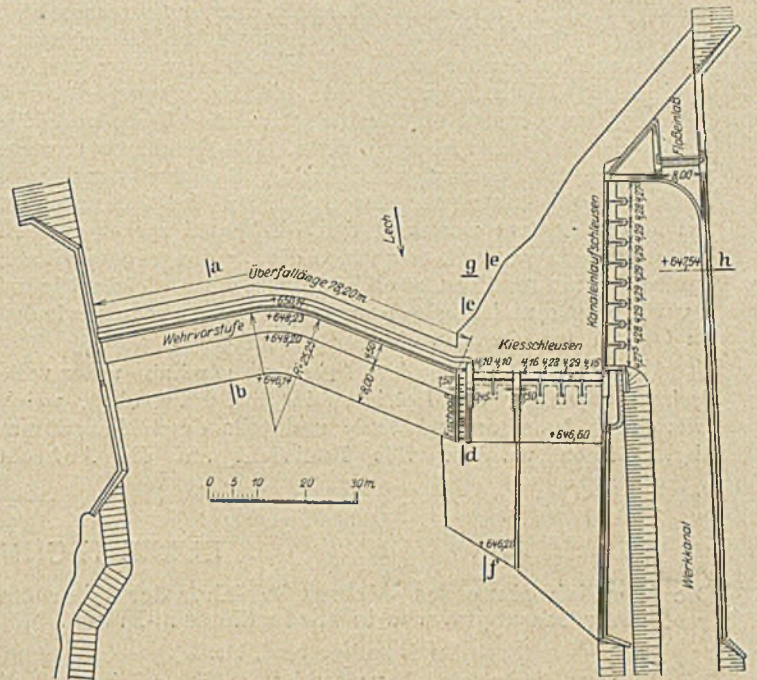


Abb. 8. Grundriß der Wehranlage nach dem Umbau.

Flinz geschlagen war, wurde, um Kosten zu sparen, der mittlere Teil des Betonkörpers des neuen Wehres nicht in den Flinz, sondern auf den darüber liegenden Kies gegründet. Die alten stehengebliebenen Wehrteile in den rechts und links anschließenden Baugruben wurden sorgfältig bis auf den Flinz unterfangen, der Zwischenraum zwischen dem alten Betonkörper und der oberstromigen definitiven Spundwand wurde ausbetoniert, im übrigen ist aber der alte Betonkörper belassen und die zweite Stufe angesetzt worden. — In Abb. 4 sind die Unterfangungsarbeiten dargestellt. Besonderer Wert wurde auf sorgfältige Drainage des Untergrundes und einwandfreie Schließung der Steig- und Pumpschächte verwendet.

hin wurden Färbversuche unternommen, welche einwandfrei zeigten, daß zwischen dem Oberwasser und Unterwasser eine der Floßgasse bestehende Verbindung unter den Fundamenten

Am 4. November 1921 erfolgte der Einsturz des rechtsseitigen Floßgassenpfeilers und die Zerstörung der Floßgassenschwelle sowie des Vorbodens. Gleichzeitig wurden am linken Floßgassenpfeiler (rechter Kiesschleusenpfeiler) Risse und Senkungen beobachtet. Im Laufe des Tages war auch eine Verschiebung des Pfeilers um 5 cm nach abwärts zu bemerken. Die am Pfeiler anstoßende Kiesschleuse 4 und der Steg hatten sich ebenfalls gesenkt (Abb. 6). Schon am 8. November trat der Pfeilerbruch ein.

Infolge des Einsturzes der Floßgasse war der Wasserverlust derart, daß der Schleifereibetrieb der Holzstofffabrik eingestellt werden mußte. Es

konnte lediglich Kraftstrom für die Baumaschinen und Lichtstrom erzeugt werden. Die Haindlsche Fabrik in Schongau wurde nur mit der Hälfte des ihr zustehenden Stromes beliefert.

Für die Durchführung der Instandsetzungsarbeiten wurde als erste Maßnahme die Verlängerung des provisorischen Faschinendamms, um die Floßgasse herum bis zu der un-

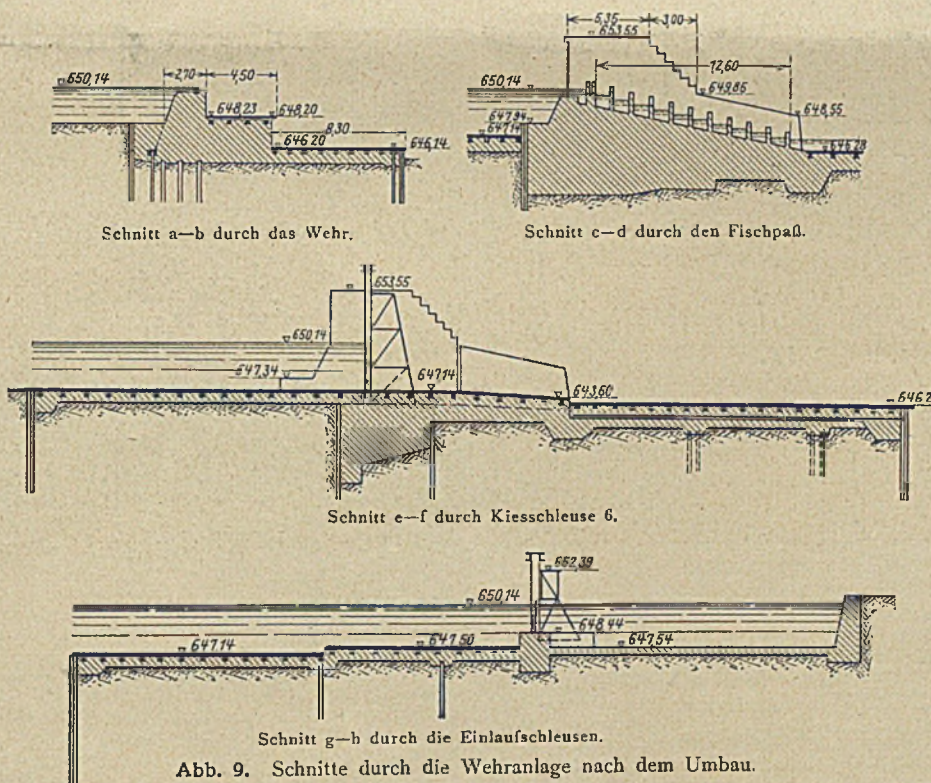


Abb. 9. Schnitte durch die Wehranlage nach dem Umbau.

Bei Durchführung der Arbeiten im Bauteil III wurde durch Freilegen der Fundamente des alten Fischpasses festgestellt, daß die Grundmauern hohl, und daß Wasserdurchflüsse vom Oberwasser nach dem Unterwasser vorhanden waren (Abb. 5). Die Sicherung der freigelegten Fundamente wurde beschleunigt durchgeführt; sie konnte aber die unterhöhlte Floßgasse nicht vor dem Einsturz bewahren.

c) Floßgasse, Fischtreppe, Kiesschleusen und Einlaufbauwerk: Am 2. November 1921 erfolgte beim

versehrt gebliebenen Kiesschleuse 2 angeordnet und durchgeführt. An Stelle der alten Floßgasse wurden später zwei neue Kiesfallen von gleicher Lichtweite, wie die vier bestehenden, eingebaut, um in Zukunft eine bessere Kiesabfuhr zu erreichen und damit die bisherige starke Verkiessung des Werkkanals zu vermeiden. Zwischen den vier alten und den zwei neuen Kiesschleusen wurde ein Trennungspfeiler eingebaut; ebenso mußte als Trennung zwischen Wehr und Kiesfallen ein Pfeiler errichtet werden. Die Fischtreppe wurde neben dem letztgenannten Pfeiler in ähnlicher Ausführung, wie vor der Katastrophe, eingebaut. Da eine Wehrerhöhung um 40 cm geplant war, und der Werkkanal später eine Erweiterung erfahren soll, so wurden die für die größere Wasserzuführung notwendigen zwei Einlaßschleusen gleichzeitig mit der Sicherung und Ausbesserung des Kiesschleusenvorbodens im Oberwasser eingebaut.

Die Durchführung der Arbeiten geschah unter voller Aufrechterhaltung des Betriebes in fünf Baugruben, welche teils durch Larssenspundwände und teils durch Fangdämme abgeschlossen wurden. Die Rücksicht auf die Aufrecht-

erhaltung des Betriebes erforderte das Freihalten von mindestens vier Einlaßschützen für die Wasserzuführung zum Werkkanal. Diese Forderung machte es notwendig, den Kiesschleusenboden in vier Bauabschnitte aufzulösen. Die alten Kiesschleusenfundamente wurden freigelegt, mit Holzspundwänden eingefast und bis auf Flinz unterfangen.

Nach Durchführung der gesamten Wiederherstellungsarbeiten am Wehr und an den Kiesschleusen war der Bau im Ober- und Unterwasser vollständig von Larssenspundwänden, welche genügend tief in den Flinz eingerammt wurden, umschlossen, so daß von einer dauernden Sicherung der gesamten Wehranlage gesprochen werden kann.

Die Forderung der Betriebsaufrechterhaltung konnte, mit Ausnahme der Unterbrechungen, die durch die Hochwasserkatastrophe vom September 1920 und November 1921 hervorgerufen wurden, erfüllt werden.

Die Arbeiten wurden Ende August 1923 fertiggestellt. Ein früheres Stadium des Baubetriebes ist in Abb. 7 dargestellt, während der Fertigzustand des Umbaus aus den Abb. 8 und 9 hervorgeht.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Die Inbetriebnahme des Wehres Walahar der Tjitaroem-Bewässerungswerke in Niederländisch-Indien.

(Nach De Ingenieur 1926, Nr. 8.)

Eine Landfläche von rd. 100 000 ha am Flusse Tjitaroem, die bisher unfruchtbares Land war wegen Mangels an genügender Be-

wässerung, wird durch ein Wehr im Tjitaroem-Fluß und dazu gehörige Bewässerungsanlagen in ertragreiches Land verwandelt. Die Fläche (Abb. 1) besteht aus sogenanntem Tjirangonlehm, der ohne Wasser für die Bearbeitung zu hart ist und reißt, während die benachbarten Geländeflächen aus schwerem fruchtbarem Klei bestehen. Bereits 1892 wurde mit der Aufnahme dieses Gebietes begonnen; 1898 wurde durch eine Kommission empfohlen, einen Vorwurf zur Bewässerung dieser Fläche aus dem Tjitaroemfluß mit Kostenanschlag auszuarbeiten. Der Vorwurf, der auch die Bewässerung von aus anderen Wasserläufen zu bewässernde Gebiete mit umfaßte und rd. 12 500 000 Fr. erforderte, lag im Jahre 1904 fertig vor, mußte jedoch wegen Personalmangels bei den Wasserbaubehörden und wegen Geldmangels zurückgestellt werden. Erst 10 Jahre später wurde dieser Plan — der sogenannte Kwangplan — wieder angeregt. Da seitens des Ministeriums für Landwirtschaft, Gewerbe und Handel die Ansicht geäußert war, daß in dem genannten Gebiete durch „Rationalisierung und Intensivierung“ des land-

wirtschaftlichen Betriebes auch ohne kostspielige Bewässerungsanlagen nicht unbeträchtliche Erntesteigerungen erwartet werden könnten und nähere Untersuchungen darüber angestellt wurden, konnten erst 1918 die erforderlichen Mittel in den Haushalt eingestellt werden.

Der Aufstau des Flusses war ursprünglich bei Paroengkedali geplant, und zwar durch ein festes Wehr. Es wurde jedoch eine Stelle

weiter unterhalb und ein bewegliches Wehr gewählt, wodurch zwar das Wehr kostspieliger, aber der Hauptkanal viel kürzer und die Zahl der Kunstbauten kleiner wurde. Außerdem ergaben sich als Vorteile, daß etwa 2 Mill. m³ Bodenbewegung in zum Rutschen neigender Bodenart gespart werden konnte, wodurch die Unterhaltung des Hauptkanals sicherer wurde, und daß die Inbetriebnahme früher möglich war. Da bei der neugewählten Wehrstelle der Aufstau nicht so weit hinaufreichen kann, als oberhalb des früher bei Paroengkedali vorgesehenen Dammes, so mußten die höchstgelegenen Flächen herausbleiben. Dafür wurde jedoch ein etwa ebenso großes Gebiet östlich von Tjilameja in den neuen Bewässerungsplan mit einbezogen.

Nach den vorgenannten Wassermessungen betrug die Abflußmenge des Tjitaroemflusses im Minimum rd. 26 m³/s; in ganz besonders trockenen Jahren 10 m³/s und bei vollem Westpassat selten weniger als 100 m³/s. Daraufhin wurde eine Betriebsregelung angenommen, die auf einer Einteilung der am 15. Oktober beginnenden Bewässerung in fünf Teile mit einer Phasenver-

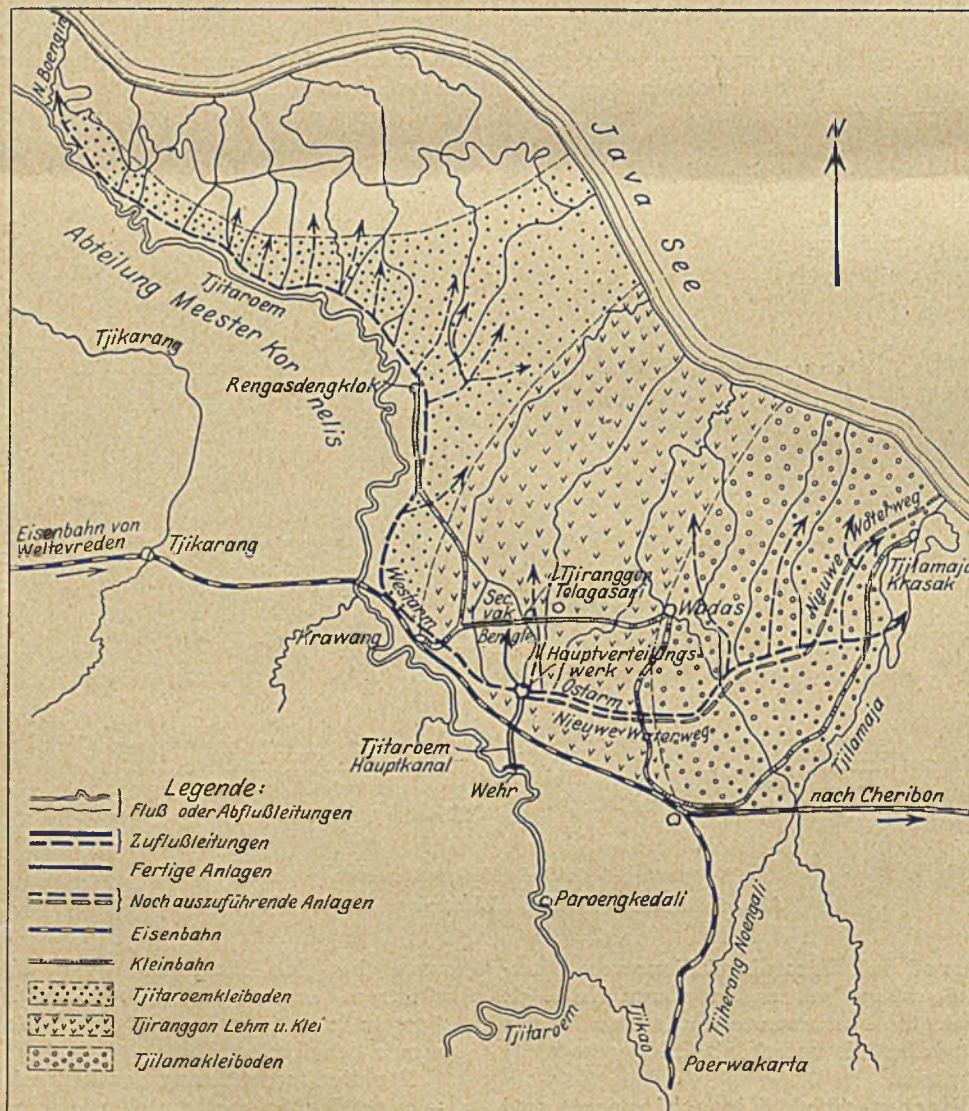


Abb. 1.

schiebung von einem halben Monat beruht, von denen die beiden letzten jedoch zusammenfallen können. Die erforderliche Höchstwassermenge beträgt $96 \text{ m}^3/\text{s}$; wobei angenommen ist, daß etwa $70\,000 \text{ ha}$ des Bewässerungsgebietes mit Zuckerrohr bepflanzt werden. Diese Wassermenge wird bei Walahar dem Flusse Tjitaroem entnommen und ungeteilt in einem Hauptkanal etwa 6 km nach Norden geführt bis zu einem Hauptverteilwerk, wo sie sich in zwei Arme mit je etwa $50 \text{ m}^3/\text{s}$ Wasser-

der etwa 1200 ha großen sekundären Teilfläche Bengle, welche also schon jetzt technisch mit Tjitaroemwasser versorgt wird. Bisher ist ein Betrag von etwa $5\frac{1}{2}$ Mill. Fr. verbaut worden. Bei einer veranschlagten Gesamtsumme von 20 Mill. Fr. werden also noch rd. $14,5$ Mill. Fr. zu verbauen sein. Wenn die jährlichen Bauraten nicht erhöht werden, so wird erst in fünf Jahren die Hälfte des Gebietes und nicht vor 1940 das ganze Gebiet mit fruchtbarem Schlick führenden Flußwasser bewässert werden. Bei der großen Steigerung des Ertrages des Tjitaroembewässerungsgebietes, namentlich der Zuckerkultur, die nach Ausführung der Anlage zu erwarten ist, besteht der dringende Wunsch, die Ausführung zu beschleunigen. Die Regierung zweifelt jedoch noch, ob die verfügbaren Arbeitskräfte und Baustoffe eine weitere Steigerung der jährlichen Arbeitsleistung zulassen werden.

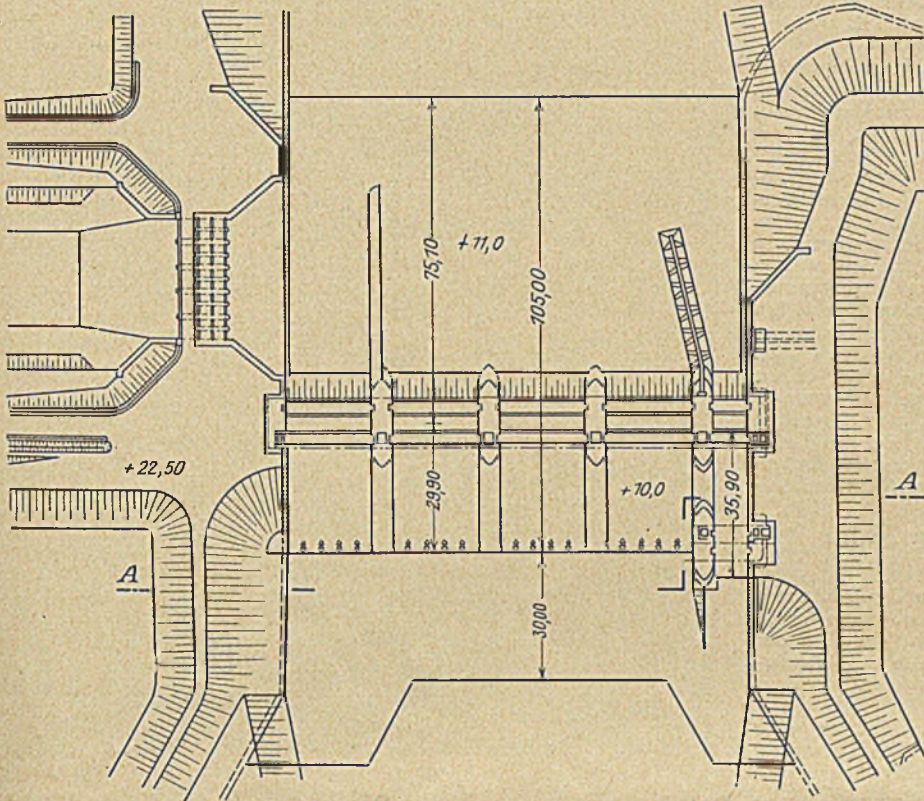


Abb. 2.

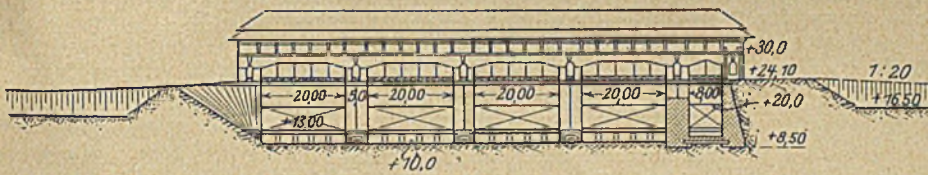


Abb. 3.

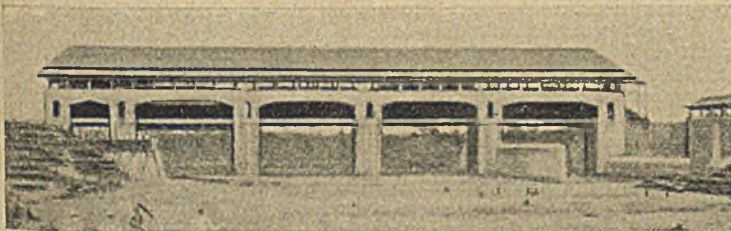


Abb. 4.

führung teilt. Aus diesen Armen werden verschiedene sekundäre Leitungen gespeist, die wieder Wasser an eine große Zahl von Leitungen dritter Ordnung abgeben. Weiter sollen nach den vorhandenen Wasserläufen viele Entwässerungsleitungen gezogen werden, um das gebrauchte Bewässerungswasser und besonders das überschüssige Regenwasser nach der Javasee abzuführen. Durch alle diese Wasserläufe wird das Bewässerungsgebiet etwa 730 Teilflächen dritter Ordnung von je 106 ha i. M. Größe zerlegt.

Die vorhandenen Wasserläufe, die den östlichen Arm kreuzen, werden abgefangen durch einen südlich von diesem Arm anzulegenden Entwässerungsgraben, den sogenannten Nieuwen Waterweg, der nach Norden zur Javasee führt. Von den Werken sind jetzt fertiggestellt: a) das Wehr; b) der ungeteilte Hauptkanal mit zwei Speiseschleusen und die darüberliegenden zwei Fahrbrücken, Eisenbahn- und Kanalbrücke; c) das Hauptverteilwerk; d) der Ostarm mit dem ersten darin gelegenen Verteilwerk und e) die sogenannte Teilbewässerung

Das Wehr ist in der Abschneldung einer Krümmung des Flusses erbaut. Es besteht aus einem $1-2 \text{ m}$ über der neuen Flußsohle quer durch den Fluß aufgemauerten breiten Drempel, auf den vier eiserne Schützen, je $5,70 \text{ m}$ hoch und 20 m breit, niedergelassen werden können (Abb. 2-4). Drempel und Schützen bilden eine Stauwand von $7,70 \text{ m}$ Höhe. Auf dem linken Ufer ist eine Schiffschleuse von 8 m lichter Weite für den Schiffs- und Floßverkehr angeordnet. Das Bewegen der 65 t schweren Wehrschützen, die durch Gegengewichte zum größten Teil ausbalanciert sind, geschieht mittels Benzinmotoren. In der unmittelbaren oberhalb des Wehres befindlichen Abzweigung des Hauptbewässerungskanal hat ein Einlaßbauwerk mit zehn von Hand zu bewegenden eisernen Schützen von 2 m Breite Platz gefunden.

Versuche mit hochwertigem Beton.

In meinem Aufsatz über Versuche mit normal- und stahlbewehrten Probekörpern aus hochwertigem Beton in Heft 35/1925 habe ich ausdrücklich hervorgehoben, daß das Auftreten der ersten Risse nur mit unbewaffnetem Auge beobachtet wurde. Es treten aber schon viel früher feine Haarrisse auf, die nur mit Mikroskopen festgestellt werden können. Es sei diesbezüglich auf das Heft 53 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton (Versuche mit Plattenbalken) S. 20 hingewiesen. Jene Laststufe, bei der mittels Mikroskopen diese ersten feinen Haarrisse bemerkt werden und die am richtigsten mit „Rißbildungslast“ zu bezeichnen wäre, ist maßgebend zur Beurteilung der Rißsicherheit, und nicht die Laststufe, bei der die ersten Risse mit freiem Auge sichtbar werden.

Die von mir genannte Ziffer von 30 kg/cm^2 für die Biegungszugfestigkeit ist ein Mittelwert aus vielen Versuchen und gilt für normalen Portlandzementbeton in guter Mischung und hohem Alter, und sie ist auch aus der Rißbildungslast abgeleitet. Saliger bezeichnet diese Spannung, für die er auch den Mittelwert von 30 kg/cm^2 angibt, sehr treffend mit „Anrißspannung“. (Siehe Saliger, Der Eisenbeton, 4. Auflage, S. 141.)

Wenn ich in meiner Abhandlung in der Auswertung des Versuchs 2 beim ersten sichtbaren Riß eine Biegungszugspannung von 51 kg/cm^2 berechnet habe, so ist diese Ziffer keinesfalls zur Beurteilung der tatsächlichen Rißsicherheit maßgebend, weil ja die wirkliche Grenze der Biegungszugfestigkeit schon überschritten ist.

Die Stärke der Bewehrung ist selbstverständlich von Einfluß auf die Tragfähigkeit, aber ohne merklichen Einfluß auf die Anrißspannung σ_{bz} (siehe auch Saliger, Eisenbeton, S. 141).

In meinen Versuchen kam es mir nicht darauf an, den genauen Rißsicherheitsgrad nachzuweisen, sondern die Laststufe für das Erscheinen der ersten mit freiem Auge sichtbaren Risse ins Verhältnis zur rechnungsmäßigen Nutzlast zu bringen, wie es bei den Prager Versuchen auch geschehen ist. Dort hat man die Nutzlast auch unter Zugrundelegung der zulässigen Spannungen für σ_b und σ_c ermittelt.

Der von Herrn Dipl.-Ing. Merkle in Heft 9 auf S. 170 geführte Nachweis der Rißsicherheit ist aus dem Grunde unzutreffend, weil die aus einem $\sigma_{bz} = 30 \text{ kg/cm}^2$ ermittelte Nutzlast nach dem Vorgesagten schon nicht mehr als zulässig anzusehen ist und außerdem als Rißlast die „Rißbildungslast“ einzusetzen wäre.

Die Schlüsse, die ich aus meinen Versuchen gezogen habe, erscheinen mir trotz der Einwendungen des Herrn Dipl.-Ing. Merkle berechtigt, insbesondere für Bauten im Freien, also bei Straßen- und Eisenbahnbrücken, wo das Auftreten auch von feinen Haarrissen unbedingt vermieden werden muß. Auch bei Bauten in geschlossenen Räumen können Haarrisse von Nachteil sein, besonders in chemischen Betrieben, wo angreifende Gase vorhanden sind.

Leipzig, 2. März 1926.

Dr.-Ing. Otto Skall.

Erwiderung auf vorstehende Zuschrift.

Die von Herrn Dr.-Ing. Skall auf meine Zuschrift in Heft 9 dieser Zeitschrift ins Feld geführten Einwendungen richten sich gegen Angriffe, die nicht in meiner Zuschrift enthalten sind.

Die Methoden der Durchführung seiner Versuche und die Versuchswerte selbst wurden von mir nicht kritisiert. Daß die ersten feinen Haarrisse, die für die Rißbildungslast maßgebend sind, nicht mit dem unbewaffneten Auge zu sehen sind, ist mir bekannt, und daß nicht diese Lasten für die Beurteilung der Rißsicherheit verwendet wurden, ist nicht mein Fehler.

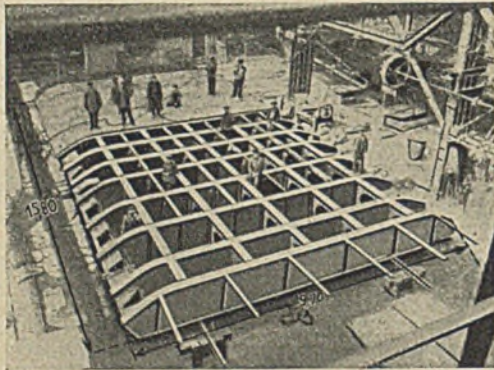
Wenn Herr Skall jetzt erklärt, daß es ihm bei seinen Versuchen nicht darauf ankam, „den genauen Rißsicherheitsgrad nachzuweisen, sondern die Laststufe für das Erscheinen der ersten mit dem freien Auge sichtbaren Risse ins Verhältnis zur rechnermäßigen Nutzlast zu bringen“, so darf er dieses Verhältnis nicht mit „Rißeicherheit“ bezeichnen und aus dem Vergleich dieser Werte auf geringere Rißeicherheit des hochwertigeren Betons schließen. Nur gegen dieses Verfahren habe ich mich gewendet, und in diesem Punkt halte ich meine Ausführungen voll aufrecht. Einen allgemein gültigen „Nachweis der Rißeicherheit“ zu führen, lag nicht in meiner Absicht (vgl. den zweiten Absatz meiner Zuschrift). Daß ich $\sigma_{bz\ zul} = 30 \text{ kg/cm}^2$ angenommen habe, ist nach dem ganzen Zusammenhang unwichtig, und wenn ich die von Herrn Skall aus seinen Versuchen errechneten Rißeispannungen an Stelle der „Anrißeispannungen“ eingesetzt habe, so lag das daran, daß er diese nicht angegeben hat. Im übrigen wird durch diesen Vorwurf von ihm selbst nur die Brauchbarkeit der eigenen Versuchswerte kritisiert, so daß die weitere Frage besteht, ob es, ganz abgesehen von der unzulässigen Auswertung, überhaupt angängig ist, aus diesen Werten derart weitgehende Schlüsse zu ziehen, wie sie in dem Skallschen Aufsatz gezogen worden sind. G. Merkle, Dipl.-Ing., Karlsruhe.

Eisenkonstruktionen beim Bau des Wolchowkraftwerkes (Petersburg).

Von den Eisenkonstruktionen, die beim Ausbau des bekannten Wolchowkraftwerkes bei Petersburg verwendet wurden, ist in bezug auf die Abmessungen sowie den Wasserdruck (11 m) der Bau der unteren Schleusentore von besonderem Interesse. Was den Wasserdruck anbetrifft, so nähert sich der Druck auf die genannten Tore dem auf die Schleusentore des Panamakanals wirkenden.

Die zweiflügeligen Schleusentore, Riegeltyp, besitzen eine Flügelbreite von 9,70 m und 15,8 m Höhe. Die Flügelrahmen bestehen aus je 14 Riegeln von je 1,10 m Breite. Die Stärke der Blechbekleidung nimmt mit dem Wasserdruck zu und, zwar von 9—16 mm. Das Gesamtgewicht eines Flügels beträgt etwa 100 t.

Eine derartige Konstruktion wurde in Rußland zum erstenmal durchgeführt, und es waren natürlich bei dem heutigen Stande der Werkstatteinrichtungen die größten Schwierigkeiten zu überwinden.



Montage eines Schleusentores.

Die Herstellung der gebogenen Winkeleisen ($140 \times 140 \times 14 \text{ mm}$) bei einer Länge über 10 m und einem Gewicht von rd 310 kg geschah durch Pressen in warmem Zustande. Es stellte sich dabei heraus, daß sich die Herstellungskosten hierbei gegenüber dem Schmieden wie 1:5,4 verhielten.

Die Ausführung und Herstellung hatte die Nawa-Lenin-Fabrik W. Willing u. F. Reinglaß in Leningrad übernommen.

Das Adelaide-House in London.

In einem in dieser Zeitschrift veröffentlichten kurzen Aufsatz über das Lochner-Haus in Aachen¹⁾ wird dieses Gebäude als erstes deutsches Hochhaus mit vollständig eiserner Tragkonstruktion bezeichnet. An sich ist diese Bezeichnung schon richtig. Ergänzend sei aber mitgeteilt, daß bereits etliche Jahre früher ein Hochhaus in London, das sogenannte Adelaide-House in London, aus deutschem

¹⁾ „Der Bauingenieur“, 1926, Heft 13, S. 266/267: „Ein neues Hochhaus in Aachen.“

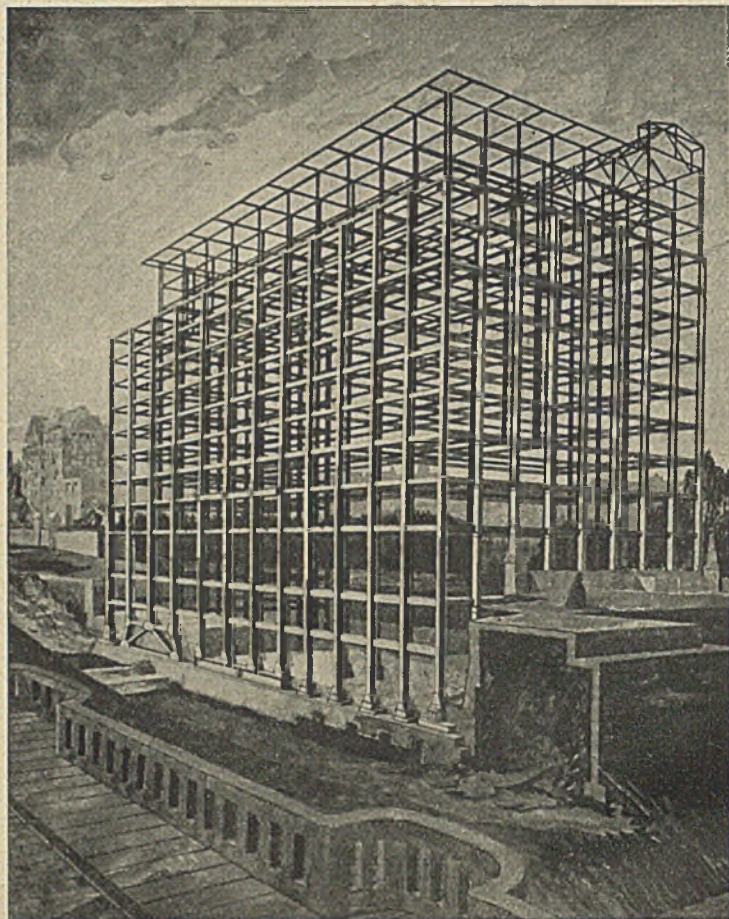


Abb. 1.

Konstruktionsmaterial errichtet wurde. Die gesamte Lieferung der tragenden Konstruktion im Umfange von etwa 3000 t für dieses Gebäude wurde im Jahre 1920 der Maschinenbauanstalt Humboldt, Köln-Kalk, erteilt. Besonders bemerkenswert ist, daß für diese Konstruktion schon damals ein hochwertiger Baustahl verwendet wurde, dessen Festigkeitseigenschaften fast genau dem etliche Jahre später entstandenen St. 48 entsprechen. Der von Krupp gewalzte, den englischen Vorschriften entsprechende Konstruktionsstahl für das Adelaide-House hatte eine mittlere Festigkeit von 52 kg/mm^2 bei 18% Dehnung.

Abb. 1 zeigt das fertig errichtete tragende Stahlgerippe des Hauses.

Die Konstruktion mußte vollständig nach englischen Gesichtspunkten durchgeführt werden. Als Besonderheit der Ausführung wäre zu bemerken, daß im Gegensatz zu deutschen Auffassungen und baupolizeilichen Vorschriften bei dem 65 m hohen Gebäude keinerlei Windeinflüsse berücksichtigt wurden, da man annahm, daß die Standsicherheit des Bauwerkes durch die Einflüsse des Windes infolge der großen senkrecht wirkenden Eigenlasten kaum beeinträchtigt wird. Dabei kamen aus senkrecht wirkenden Auflasten herrührende Stützendrucke bis zu 1000 t in Frage. Wagrechte Aussteifung des Gebäudes, insbesondere Kreuzverbände, wurde daher als überflüssig betrachtet und durfte nicht eingebaut werden. Allerdings sind die Anschlüsse der Deckenunterzüge und Träger nach amerikanischem Vorbild (vgl. Abb. 2) durchgeführt. Eine gewisse Einspannung der Träger und Unterzüge an den Stützen und damit eine entsprechende Rahmenwirkung und Queraussteifung des Bauwerkes kann man nach dem Ergebnis deutscher Versuche²⁾ immerhin dabei schon voraussetzen. Die Stützen hatten auch die Lasten sämtlicher Umfassungswände aufzunehmen und bestanden in der Regel aus zwei I-Eisen mit aufgelegten Gurtplatten (vgl. Abb. 2).

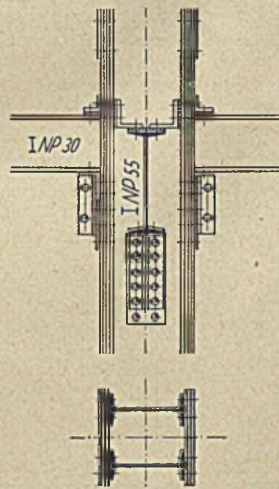


Abb. 2.

²⁾ „Der Bauingenieur“, 1926, Heft 11, S. 214/219: „Untersuchung einfacher Trägeranschlüsse“.

Da zu der damaligen Zeit Deutsche in London kaum hätten arbeiten können, wurde die Aufstellung des Gebäudes nach den Plänen der deutschen Eisenbauanstalt von englischen Arbeitern ausgeführt.
R.

Kennzeichnung von hochwertigem Baustahl St. 48.

Nach einer Seite 117 des laufenden Jahrganges unserer Zeitschrift veröffentlichten Verfügung 82 D 877 sind seitens der Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft neue Vorschriften für die Kennzeichnung von St. 48 erlassen.

Der Preußische Minister für Volkswohlfahrt gibt hierzu unter II 11 Nr. 297 nachstehenden Erlaß vom 21. Mai 1926 bekannt:

„Die von der Reichsbahn-Hauptverwaltung mit Verfügung 82 D 877 vom 26. 1. 1926 bekanntgegebenen erleichternden Bestimmungen zur Kennzeichnung von St. 48 können bis auf weiteres bei der Ausführung von Hochbauten nicht zugestanden werden. Es muß vielmehr bei der unter Abschnitt A, Ziffer 3 b der Bestimmungen über zulässige Beanspruchungen von Flußstahl usw. geforderten Kennzeichnung im allgemeinen verbleiben. Im Interesse der leidenden Bauwirtschaft kann aber bei solchen Bauten, bei denen außer hochwertigem Baustahl (St. 48) keine geringerwertigen eisernen Bauglieder verwendet werden, wo also die Gefahren von Verwechslungen und Irrtümer ausgeschlossen sind, eine Ausnahme von der vorgehen. Vorschrift im Sinne der Ziffer 6 des Schreibens der Reichsbahn-Hauptverwaltung bis zum Gelingen der unter Ziffer 7 genannten Versuche gemacht werden. Solche Ausnahmen können auf besonderen Antrag von Fall zu Fall erteilt werden, wobei die Baupolizeibehörden den unter A 3 a der Bestimmungen über zulässige Beanspruchungen von Flußstahl usw. geforderten Abnahmen der für den Bau zu verwendenden Bauglieder aus St. 48 und ihrer Güte besondere Beachtung zuzuwenden haben. In allen solchen Fällen haben sie die Bescheinigungen über die Abnahme und die Gewährleistungen; die von erfahrenen Fachleuten auszustellen sind, zu

verlangen. Zweckmäßig werden mit den Abnahmen die mit solchen Arbeiten erfahrenen Beamten der Abnahmämter, die dem Eisenbahn-Zentralamt unterstellt sind, betraut, womit sich die Hauptverwaltung der Reichsbahn-Gesellschaft einverstanden erklärt hat.

In Vertretung
(gez.) Schleich.“

Abschnitt A, Ziffer 3 b der Preußischen Bestimmungen über die zulässigen Beanspruchungen von Flußstahl usw. fordert, daß bei Verwendung von St. 48 für Bauzwecke alle Bauglieder durch eine Markenlinie, die beim Walzen einem jeden Stück in ganzer Länge eingepreßt wird, gekennzeichnet werden, und daß die Setzköpfe der Niete bzw. der Schraubenbolzen mit einem stark erhabenen Zeichen „H“ zu versehen sind.

Den Walzwerken ist die Durchführung der Kennzeichnung der Bauglieder in dieser vorgeschriebenen Form bislang noch nicht gelungen, weil die vorhandenen Walzen aus Ersparnisgründen selbstverständlich für alle im Bauwesen zu verwendenden Stahlorten ausgenutzt werden müssen. — Auch die in Aussicht gestellten Versuche (vgl. Ziffer 7 des Erlasses 82 D 877) haben unseres Wissens noch kein brauchbares Ergebnis erzielt.

Wenn die Preußischen Bestimmungen über die zulässigen Beanspruchungen von Flußstahl usw. vom 25. II. 1925 bisher schon die Verwendung von St. 48 im Hochbau wegen der vorgeschriebenen Kennzeichnung fast gänzlich ausschlossen, so wird auch die neue Erleichterung der Verwendung dieses Baustoffes im Hochbau sehr wenig förderlich sein. Der höhere Preis und die erhöhten Bearbeitungskosten für St. 48 verlangen die Beschränkung seiner Verwendung ausschließlich auf solche Bauteile, bei denen namhafte Gewichtersparnisse erzielt werden können. Bei den leichteren Konstruktionen des Hochbaues, namentlich in Dachkonstruktionen, werden sich namhafte Gewichtersparnisse aber kaum erzielen lassen; es sei denn, daß es sich um Bauten ungewöhnlich großer und selten vorkommender Abmessungen handelt.
R.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Strafzuschläge wegen Zahlungsverzug gegenüber der Krankenkasse. Durch das Gesetz zur Erhaltung leistungsfähiger Krankenkassen vom 27. März 1923 war der Reichsversicherungsordnung der § 397 a eingefügt worden, der die Kassenvorstände ermächtigte, von Arbeitgebern, die mit der Zahlung der Beiträge länger als eine Woche von der Zahlungsaufforderung ab in Verzug sind, einen Zuschlag zu erheben, der für jede Woche des Verzuges vom Beginn der zweiten Woche ab 10 % des Beitrages beträgt. Der Reichsarbeitsminister hatte in einem an die Regierungen der Länder gerichteten Erlaß vom 14. April 1924 darauf hingewiesen, daß die Vorschrift nur geschaffen wurde, um die Krankenkassen gegenüber dem fortschreitenden Währungsverfall zu schützen und daß es dem Sinn und Zweck des Gesetzes widersprechen würde, wenn man auch jetzt noch die Befugnis des § 397 a RVO. uneingeschränkt zur Anwendung bringen wollte. Trotz dieser klaren Stellungnahme hat der Preußische Wohlfahrtsminister in einem Erlaß vom 18. März 1926 die Krankenkassen angewiesen, von der vorgenannten Bestimmung unbedingt Gebrauch zu machen.

Den Bemühungen des Reichsverbandes der Deutschen Industrie und der Vereinigung der Deutschen Arbeitgeberverbände bei der Regierung und beim Reichstag ist es jetzt gelungen, eine Abänderung des § 397 a der RVO. durchzusetzen, die den Hauptartikel des Ersten Gesetzes über Abänderung des Zweiten Buches der RVO. bildet. Er bestimmt, daß der Verzugszuschlag nur in Höhe des am Sitze der Kasse üblichen durchschnittlichen Bankzinssatzes für Leihgelder erhoben werden darf. Das Gesetz tritt mit dem 1. Juni 1926 in Kraft.

Zentrale Lohnregelung im Baugewerbe. Das am 13. 2. 1926 vereinbarte zentrale Lohnschiedsgericht für das Baugewerbe trat am 27. Mai zu seiner zweiten Sitzung zusammen. Die Verhandlungen, die sich über fünf Tage erstreckten, behandelten, die in der ersten Tagung vom 29. III. bis 1. IV. zurückverwiesenen Anträge, die sämtlich in den erneuten bezirklichen Verhandlungen nicht erledigt worden waren. (Vgl. „Bauingenieur“ Heft 16 S. 331.) Außer einigen Entscheidungen, die der Auslegung bzw. Ergänzung früher ergangener Schiedssprüche dienen (Bayern, Rhein- und Maingau, Württemberg) und einigen Anträgen, die vertagt bzw. zurückgewiesen wurden (Sieg-Lahn, Nahebezirk, Zeitz, Niederschlesien, Pommern), brachten die Schiedssprüche des zentralen Lohnschiedsgerichtes wiederum Lohnherabsetzungen, die der Angleichung besonders übersteigter Löhne dienen. Im einzelnen beträgt die Lohnkürzung: In Rheinland-Westfalen 2% in den Lohngebieten Köln-Düsseldorf und Bonn-Koblenz-Trier, 5% in allen übrigen Lohngebieten; in Brandenburg 2 Pfg. in Lohnklasse II, 5 Pfg. in Lohnklasse III; in der Grenzmark 2 Pfg. in Lohnklasse III; in den Tarifgebieten Breslau, Görlitz, Thüringen, Hannover und Braunschweig für einzelne Lohnklassen und Arbeiterkategorien

2—5 Pfg. In Oberschlesien wurden zwei neue Ortsklassen festgesetzt, deren Löhne um 2—3 Pfg. über bzw. unter den Löhnen der bisherigen einen Lohnklasse liegen. Die neuen Löhne gelten überall von Ende Mai bzw. Anfang Juni.

Die Entwicklung der Bauarbeiterlöhne seit September 1925. Die außerordentlich lebhafteste Aufwärtsbewegung der Bauarbeiterlöhne, die — kurz nach der Stabilisierung der Währung — im März 1924 begann, erfuhr nur in der Zeit vom November 1924—Februar 1925 eine saisongemäße Unterbrechung. Dann setzten wieder Lohnhöhungen in stärkstem Ausmaße ein, bis diese Bewegung im Anschluß an den großen Abwehrkampf Juni—August 1925 im September zum Abschluß kam. Tarifverhandlungen in der darauffolgenden ruhigen Zeit führten zur Schaffung eines zentralen Lohnschiedsgerichtes für das Baugewerbe am 13. Februar 1926. Über die ersten beiden Sitzungen dieses zentralen Lohnschiedsgerichtes am 29. III./1. IV. und am 27. V./1. VI. haben wir im „Bauingenieur“ berichtet (Heft 16 S. 331 und vorliegendes Heft). Die nachfolgende Übersicht über die Entwicklung des gewogenen Durchschnittslohnes im Baugewerbe berücksichtigt die obengenannten wichtigsten Etappen der Lohnbewegung im Baugewerbe seit Anfang 1924. Sie zeigt insbesondere, inwieweit von einer vorläufigen Stabilisierung der Bauarbeiterlöhne gesprochen werden kann und inwieweit die teilweisen Lohnherabsetzungen durch das zentrale Lohnschiedsgericht sich auf das Gesamtdurchschnittsniveau auswirken.

Der gewogene Durchschnittslohn im Baugewerbe.
(Unter Berücksichtigung von 47 Großstädten.)

Monatsmitte	Stundenlohn in Pfg.			Meßziffern (1914 = 100)			Amtliche Indexzahlen	
	M	B	T	M	B	T	RLI ¹⁾	GrHI
März 1924 ...	58,7	51,8	48,0	81,0	91,0	98,4	(115)	120,7
November 1924	86,3	72,4	64,5	119,1	127,0	132,0	(132)	128,5
Februar 1925	88,0	73,9	65,7	121,4	129,7	134,4	135,6	136,5
September 1925	116,1	94,9	80,1	160,2	166,5	164,1	144,9	125,9
November 1925	116,6	95,0	80,0	161,0	166,7	163,8	141,4	121,5
März 1926 ...	116,6	95,0	80,0	161,0	166,7	163,8	138,3	118,3
April 1926 ...	116,5	94,2	79,1	160,8	165,4	161,9	139,6	122,7
Mai 1926	116,5	94,2	79,1	160,8	165,4	161,9	139,9	123,2
Juni 1926	115,6	93,7	78,5	159,6	164,4	160,7	—	—

M = Maurer, B = Bauhilfsarbeiter, T = Tiefbauarbeiter.

1) Auf die neue Methode umgerechnet.

Straßenbaupläne in Deutschland. Von der bayerischen Volkspartei wurde im Landtag ein Antrag eingebracht, der die Regierung ermächtigen soll, zur raschen Wiederherstellung der bayerischen Straßen eine Staatsanleihe aufzulegen, die aus den Erträgen der Kraftfahrzeugsteuer verzinst und getilgt werden soll. Nach Erklärungen des bayerischen Innenministers ist für die Wiederherstellung und Modernisierung der bayerischen Staatsstraßen eine Summe von 300 Millionen erforderlich. Zur Aufbringung dieser Kosten müßten alle Bevölkerungskreise auf dem Wege über die allgemeinen Staatsmittel herangezogen werden. Aus der Kraftfahrzeugsteuer seien 1926 für Bayern nur rund 15 Millionen zu erwarten. Von dieser Steuer sollen 7,5 Millionen für die laufende Unterhaltung, 12 Millionen, die zum Teil aus Anleihemitteln aufgebracht würden, für die Modernisierung der Staatsstraßen verwendet werden. Ein Regierungsvertreter betonte noch, daß nach Abwicklung des bayerischen Straßenbauprogramms, das auf 15 Jahre berechnet sei, die bayerischen Straßen eine durchaus nezeitliche und verkehrsfähige Decke haben würden.

Zur Neubelebung der Pläne zum Bau von Automobilstraßen ist ein Verband zur Förderung des Automobilstraßenbaues Norddeutschlands gegründet worden, der sich der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau angeschlossen hat. Der Verband will den Bau einer Automobilstraße von Hamburg nach Berlin mit Anschluß an die nach Köln geplante Automobilstraße in Hannover betreiben.

Bauen ohne Genehmigung. In der Nachkriegszeit ist vielfach der Mißbrauch eingerissen, mit den Ausschachtungs- und Maurerarbeiten zu beginnen, bevor die nach § 41 der Bauordnung vom 8. 8. 1913 für das Bauvorhaben erforderliche baupolizeiliche Genehmigung vorliegt. Um die Baulustigen vor Unannehmlichkeiten und Schaden zu bewahren, wird die vorerwähnte Bestimmung zur Beachtung dringend in Erinnerung gebracht. In außergewöhnlichen Fällen kann die Baupolizei die Ausschachtung der Erde und die Ausführung der Maurerarbeiten auch schon vor Erteilung der Baugenehmigung auf besonderen Antrag gestatten (§ 45 a. a. O.). Auch dann ist jedoch zu beachten, daß die Maurerarbeiten im allgemeinen nur bis zur Grundstückshöhe gestattet sind. Nur in besonders gearteten Fällen wird die Baupolizei ein Abweichen von dieser Vorschrift ausnahmsweise zulassen können.

Geringe Inanspruchnahme des Reichskredits zur Förderung des Kleinwohnungsbaues. Das Reichsarbeitsministerium hat bei den Regierungen der einzelnen Länder eine Umfrage danach veranstaltet, inwieweit der 200 Millionen-Reichskredit für den Kleinwohnungsbau bisher in Anspruch genommen ist. Die Ergebnisse dieser Rundfrage sollen für die Festsetzung des Termins für die Bereitstellung der zweiten Rate (90 Millionen) maßgebend sein. Nach den bisher eingegangenen Berichten sind die den einzelnen Ländern zugewiesenen Quoten bisher nur zu einem geringen Teil ausgenutzt worden. Man führt das darauf zurück, daß der Zinsfuß für die endgültigen Hypotheken bekanntlich nicht feststeht, sondern sich nach dem von den Hypothekenbanken erzielten Pfandbriefertrag richtet. Durch diese Unsicherheit werden viele Baulustige davon abgehalten, den staatlichen Kredit in Anspruch zu nehmen. Außerdem bereitet die Aufbringung der für den Bau benötigten Spitzenbeträge, die weder durch die erste Hypothek aus dem Reichskredit, noch durch die zweite Hypothek aus der Hauszinssteuer gedeckt werden, erhebliche Schwierigkeiten. Die Inanspruchnahme der ersten Rate (110 Millionen) bleibt somit bei weitem hinter den Erwartungen zurück, so daß die Bereitstellung der zweiten Rate vorläufig noch nicht erfolgen wird.

Großhandelsindex.

28. April	5. Mai	12. Mai	19. Mai	26. Mai	2. Juni
123,4	122,8	123,5	123,1	123,2	123,7
		Januar	Februar	März	April
		139,8	138,8	138,3	139,6
		120,0	118,4	118,3	122,7
					139,9
					123,2

Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

(abgeschlossen am 3. Juni 1926.)

Erstes Gesetz über Abänderung des Zweiten Buches der Reichsversicherungsordnung. Vom 22. Mai 1926. (RGBl. I S. 243.) Siehe vorstehende kleine Mitteilung.

Verordnung zur Durchführung des Körperschaftsteuergesetzes. Vom 17. Mai 1926. (RGBl. I S. 244.)

Gesetz zur Änderung der Dritten Steuernotverordnung. Vom 27. Mai 1926. (RGBl. I S. 249.) Das Gesetz bestimmt die Berechnung

des Goldmarkwertes, wie sie im § 2 des Aufwertungsgesetzes vorgeschrieben ist, als zulässige Höchstgrenze für die Dritte Steuernotverordnung.

Verordnung über die Aufwertung von Versicherungsansprüchen. Vom 22. Mai 1926. (RGBl. I S. 249.)

Internationaler gewerblicher Rechtsschutz.

Vom Patenanwaltsbüro Dr. Oskar Arendt, Berlin W 50.

Argentinien: Das Patentamt wird in Zukunft auf Patentzeichnungen eine maßstäbliche Skala verlangen, die der Zeichnung entspricht.

Chile: Am 17. März 1925 ist ein Gesetz zum Schutz des Urheberrechtes mit Rechtskraft vom 17. 6. 1925 erlassen worden. Zur Eintragung ist ein Exemplar oder eine Kopie, Abschrift, Photographie o. dgl. des Werkes zu hinterlegen und eine Gebühr zu zahlen. Der Schutz erstreckt sich auf Lebensdauer des Urhebers und kann übertragen werden. Den Erben steht der Schutz noch 20 Jahre nach dem Ableben des Urhebers zu.

Mexiko: Firmen, Aktiengesellschaften o. dgl. hatten bei Patentanmeldungen bisher durch zwei Zeugen auf der Vollmacht den Nachweis zu führen, daß sie rechtsgültig eingetragen und daß die Unterzeichner tatsächlich zeichnungsberechtigt waren. Die Zeugenunterschriften fallen jetzt fort; das Patentamt verlangt statt dessen einen besonderen Nachweis über die Rechtsgültigkeit der anmeldenden Firma, z. B. Handelsregisterauszug.

Österreich: Durch Gesetz vom 16. Juli 1925 sind folgende Änderungen des Patentgesetzes vorgenommen worden: Die Patendauer wird auf 18 Jahre verlängert. Am 16. Juli rechtsgültig bestehende Patente mit Ausnahme der bereits um die Kriegsdauer verlängerten genießen die verlängerte Schutzfrist. Für Lizenznehmer und zugunsten von Personen, die bereits Vorbereitungen zur Benutzung eines ablaufenden Patentes getroffen hatten, sind die Rechte des Patentinhabers einschränkende Sonderbestimmungen vorgesehen. Der tatsächliche Erfinder hat ein unbeschränktes Recht auf Nennung seines Namens in der Patentrolle, der Urkunde und auf den Patentschriften. Entsprechende Anträge können vom Erfinder während des Erteilungsverfahrens und in den meisten Fällen innerhalb eines Jahres vom Tage der Bekanntmachung der Erteilung gestellt werden. Über Angestelltenerfindungen liegt eine umfassende Neuregelung vor. So hat der Arbeitgeber ein Anrecht auf die Erfindungen seines Angestellten nur dann, wenn ein Vertrag darüber vorliegt und wenn es sich um „Dienstfindungen“ handelt, die im neuen Gesetz genau definiert sind. Der Arbeitnehmer hat in allen Fällen Anspruch auf eine angemessene Vergütung. Die Gebühren sind z. T. neu geregelt worden. Die Anmeldegebühr beträgt bei Beanspruchung mehrerer Prioritäten das entsprechende Vielfache derselben. Eine Aussetzung der Bekanntmachung über die im Gesetz vorgesehene Frist von drei Monaten für je drei weitere Monate und Fristverlängerungsgesuche zur Äußerung auf Prüfungsbescheide sind gebührenpflichtig. Die neuen Bestimmungen treten mit Ausnahme der vom Tage der Gesetznovelle gültigen über verlängerte Schutzdauer am 1. September 1925 in Kraft.

Rußland: Auf Grund einer neuen Verfügung erhalten Firmen aus solchen Ländern, in denen auch russische Firmen Warenzeichen eintragen lassen können, ihre Zeichen eingetragen, ohne daß die Bestimmung des Warenzeichengesetzes, nach der nur juristische Personen im Sinne der russischen Gesetzgebung zur Eintragung ihrer Schutzmarken berechtigt sind, gegen sie geltend gemacht wird. Da in Deutschland russische Anmelder gleichberechtigt sind — Gegenseitigkeitsvertrag vom 22. 9. 94 —, dürfte diese Vergünstigung deutschen Anmeldern in Rußland zuteil werden.

Schweden: Nach einer Verfügung vom 25. Juli 1925 sollen zur Vereinfachung der Vorprüfung von Patentanmeldungen nur zwei Verfügungen vom Prüfer erlassen und die Anmeldungen dann an die Anmeldeabteilung verwiesen werden. Es empfiehlt sich daher, auf die Wünsche und Vorschläge der Prüfer einzugehen, da die Anmeldungen von der jeweiligen Abteilung gewöhnlich ohne weitere Zwischenverfügungen zur Entscheidung gebracht werden. Die z. Z. des Erlasses schwebenden Anmeldungen werden unter Berücksichtigung der neuen Bestimmungen weiter bearbeitet.

U. S. Amerika: Ein großer Teil der auf Grund des Markengesetzes vom Jahre 1905 angemeldeten Schutzmarken, die infolge Ablaufs der zwanzigjährigen Schutzdauer in diesem Jahre erneuert werden müssen, ist bisher noch nicht erneuert worden. Das amerikanische Patentamt weist besonders darauf hin, daß Markeninhaber, die die Erneuerung nicht vornehmen, bei einer späteren Neueintragung große Schwierigkeiten in der Geltendmachung ihrer Rechte haben werden, wenn diese Marken nach Ablauf der Schutzdauer durch Dritte neu eingetragen worden sind.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

- Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 19 vom 12. Mai 1926.
- Kl. 19 a, Gr. 5. St 39 113. Ernst Staedtler, Planegg b. München. Nach Art von Rammpfählen einzubringende Einzelstütze für Bahngleise. 12. II. 25.
 - Kl. 19 a, Gr. 5. St 39 121. Ernst Staedtler, Planegg b. München. Nach Art von Rammpfählen einzubringende Einzelstütze für Bahngleise. 14. II. 25.
 - Kl. 20 h, Gr. 9. B 114 822. Ferdinando Bonn, Gorizia, Ital.; Vertr.: Dipl.-Ing. W. Ziegler, Pat.-Anw., Charlottenburg. Selbsttätig wirkende Reinigungsvorrichtung für Rillenschienen für in Fahrt befindliche Wagen. 10. VII. 24. Italien, 1. VIII. 23.
 - Kl. 37 a, Gr. 2. G 59 876. Walter Greim, Berlin, Bülowstr. 35. Flechtwerkkuppel aus einzelnen sich gegeneinander abstützenden Trägern. 12. IX. 23.
 - Kl. 37 b, Gr. 1. M 85 304. Robert Marktaller, Eschlikon (Schweiz); Vertr.: Dr. G. Rauter, Pat.-Anw., Berlin W 9. Bazstein mit durchlaufenden Nuten und Rippen in den Lagerflächen. 11. VI. 24. Schweiz 29. IV. 24.
 - Kl. 80 a, Gr. 7. H 100 838. Fa. Heinrich Hirzel, G. m. b. H., Leipzig-Plagwitz. Zweiteilige Mischtrommel, deren Teile zwecks Öffnens und Schließens axial gegeneinander verschiebbar sind. 2. III. 25.
 - Kl. 80 a, Gr. 34. J 23 807. Johann van Item, Bremen, Ellhornstr. 26. Einrichtung zur Nachbehandlung frisch gepreßter oder gestampfter Schlackensteine. 22. VI. 23.
 - Kl. 80 a, Gr. 48. Sch 71 257. Friedrich Schlagintweit, Karlsruhe i. B., Hertzstr. 2. Formvorrichtung zur Herstellung von Eisenbetonträgern. 13. VIII. 24.
 - Kl. 82 e, Gr. 136. A 44 200. Fa. ATG Allgemeine Transportanlagen-Gesellschaft m. b. H., Leipzig-Großschocher. Verfahren zum Entleeren von Großraumbunkern. 12. II. 25.
 - Kl. 84 a, Gr. 2. G 56 832. Grün & Bilfinger Akt.-Ges., Mannheim. Vorrichtung zur Herstellung von Betonverkleidungen für Böschungen. 7. VI. 22.

B. Erteilte Patente.

- Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 19 vom 12. Mai 1926.
- Kl. 5 c, Gr. 9. 429 721. Dipl.-Ing. Paul Braun, Berlin-Schöneberg, Erdmannstr. 5. Verfahren zum Auskleiden von Druckstollen. 7. VI. 24. B 114 404.
 - Kl. 5 c, Gr. 10. 429 776. Gutehoffnungshütte, Aktienverein für Bergbau und Hüttenbetrieb, Oberhausen, Rhld. Nachgiebiger eiserner Grubenstempel. 16. XI. 23. G 60 173.
 - Kl. 19 c, Gr. 5. 429 924. Jack Sheridan Cowper, London; Vertr.: M. Wagner u. Dr.-Ing. G. Breitung, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Pflasterblock oder Mauerstein aus zwei Teilen. 1. XII. 22. C 32 887. England 30. IX. 22.
 - Kl. 20 g, Gr. 3. 420 838. Maschinenfabrik Deutschland, G. m. b. H., Dortmund. Lauftraktorordnung an Drehscheiben oder Schliebebühnen. 8. XI. 24. M 87 062.
 - Kl. 20 k, Gr. 9. 429 862. Fa. Allgemeine Elektrizitäts-Gesellschaft, Berlin. Fahrdrabt-Vielfachaufhängung bei elektrischen Bahnen. 28. I. 25. A 44 047; V. St. Amerika 16. II. 24.
 - Kl. 42 b, Gr. 22. 429 807. Käthe Heckmann, Freiburg i. Br., Günterstalstr. 47. Einrichtung zur Markierung bestimmter Stellen eines Drahtseiles behufs Längungsmessung. 26. II. 25. H 100 735.
 - Kl. 80 a, Gr. 34. 429 685. Thomas Edward Murray, New York. Vertr.: P. Müller, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Formvorrichtung für Röhren und Leitungen aus Zement o. dgl. 18. X. 21. M 75 437. V. St. Amerika 6. I. 21.
 - Kl. 81 e, Gr. 124. 429 763. Maschinenbau-Akt.-Ges. Tigler, Duisburg-Meiderich. Anlage zum Entladen von Eisenbahnwagen in Schiffe. 23. IV. 25. M 89 447.
 - Kl. 84 d, Gr. 1. 429 833. Tomezo Imaoka, Osaka, Japan; Vertr.: G. Loubier, F. Harmsen u. E. Meißner, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Pfahlbaggerschiff. 15. IX. 22. J 23 013.
 - Kl. 85 c, Gr. 6. 429 688. Hugo Putsch, Wellinghofen. Absatzbecken mit Filterung des abziehenden Wassers durch auf der Sohle und an den Wänden des Beckens angeordnete Filterschichten. 28. IX. 24. P 48 859.
 - Kl. 85 c, Gr. 6. 429 850. Fa. Geigersche Fabrik G. m. b. H., Karlsruhe i. B. Sieb- oder Rechenband zur mechanischen Wasser- und Abwasserreinigung. 13. IV. 22. G 59 002.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

A practical Treatise on Suspension Bridges, their design, construction and erection by D. B. Steinman, A. M., C. E. Ph. D. (London, Chapman & Hall, Ltd.) New-York, John Wiley and Sons, Inc. 1922. VIII. 204 Seiten, 58 Abb., 3 Tafeln. Preis: 4 \$.

Wie der durch seine Tätigkeit beim Bau und Entwurf von zahlreichen Hängebrücken längst bekannte Verfasser im Vorwort sagt, soll das Buch das für den praktischen Ingenieur bei der Bearbeitung von Hängebrücken notwendige Rüstzeug ergänzen, ferner auch dem Studierenden Gelegenheit geben, sich auf diesem Gebiet einzuarbeiten. Großes Gewicht ist auf eine straffe und klare Einteilung des ganzen Stoffes gelegt; der Inhalt ist in vier große Abschnitte unterteilt.

Im ersten Abschnitt behandelt der Verfasser die statischen Eigenschaften der Hängebrücken. Zuerst werden die Kräfte in Kabel und Pylonen, dann die Kräfte in den Versteifungsträgern mit drei, zwei und keinem Gelenk, sowohl für Kabel- als auch für Kettenbrücken, besprochen. Alle Formeln sind auf ihre einfachste Form gebracht, so daß der berechnende Ingenieur sie ohne weitere Ableitung übernehmen kann. Zur Verkürzung der Rechenarbeit sind die wichtigsten Formeln noch durch graphische Tafeln erläutert und ergänzt.

Im zweiten Abschnitt bespricht Verfasser die allgemeine Anordnung der Hängebrücken und die konstruktive Ausbildung in ihren Einzelheiten und vergleicht sie ausführlich mit den ihnen anhaftenden Vor- und Nachteilen miteinander. In einer Tabelle werden die verschiedenen Ausbildungsmöglichkeiten der Hängebrücken übersichtlich klassifiziert und durch zahlreiche Photographien resp. Zeichnungen von bestehenden oder projektierten Brücken veranschaulicht. An Hand eines Kostenvergleichs kommt Verfasser zu dem Ergebnis, daß Hängebrücken für schweren Straßenverkehr für Stützweiten über ca. 400 m und für leichten Verkehr über ca. 120 m wirtschaftlich sind. Die maximale Stützweite wird vom ökonomischen Standpunkte aus mit ca. 1000 m, vom konstruktiven Standpunkte aus mit ca. 1500 m angegeben. Hängebrücken über mehr als drei Öffnungen (mehrere Mittelöffnungen) werden vom Verfasser nur kurz gestreift. Ausführlich werden die verschiedenen Ausbildungsmöglichkeiten der vertikalen und horizontalen Aussteifung besprochen und in ökonomischer, statischer, konstruktiver und schönheitlicher Hinsicht

miteinander verglichen. Besondere Aufmerksamkeit wird den Materialeigenschaften der Kabel und Ketten und ihren verschiedenen Ausbildungsmöglichkeiten geschenkt.

Im dritten Abschnitt führt Verfasser einige typische Zahlenbeispiele mit ihrem vollständigen Rechengang vor. Es sind hier für die Berechnung von verschiedenen Brückentypen, einer Hängebrücke mit zwei Gelenken im Versteifungsträger mit geraden (unbelasteten) sowie mit gekrümmten (belasteten) Rückhalteketten, ferner für eine Hängebrücke mit kontinuierlichem Versteifungsträger die notwendigen Formeln in der erforderlichen Reihenfolge zusammengestellt und einige praktische Fingerzeige für ihren Gebrauch angegeben. Ferner wird noch die Berechnung der Pylonen, eines Kabels mit seiner Umwicklung und eines Widerlagers numerisch durchgeführt.

Der vierte Abschnitt bringt eine ausführliche Beschreibung des Montagevorganges an Hand von ausgeführten Brücken unter besonderer Berücksichtigung der Manhattan-Bridge. Die einzelnen Montagevorgänge werden in ihrer natürlichen Reihenfolge bis in alle Einzelheiten durchgesprochen, wobei das Kabelspinnverfahren besondere Berücksichtigung findet. Außerdem wird noch die Montage der Hängebrücken mit fertig angelieferten Kabeln sowie der Kettenbrücken behandelt.

Im Anhang werden noch drei Tabellen des Verfassers wiedergegeben, aus denen die maximalen und minimalen Momente und Querkräfte im Versteifungsträger für die Haupt- sowie die Seitenöffnungen unmittelbar entnommen werden können. Die Tabellen gelten für das gebräuchlichste System von Hängebrücken mit parabolischen Kabeln und zwei Gelenken im Versteifungsträger über den mittleren Auflagern, und zwar für gerade (unbelastete) und für gekrümmte (belastete) Rückhalteketten.

Im Laufe der Abhandlungen wird stets auf die neuesten Arbeiten — wenn auch leider fast nur auf die der englischen und amerikanischen Literatur — hingewiesen, um so den Gesichtskreis des Lesers zu erweitern. In den zahlreichen Abbildungen, die an Klarheit nichts zu wünschen übrig lassen, überaus anschaulich, im erläuternden Text sachlich und überzeugend, bietet das Werk dem Fachmann wie auch dem bloß Interessierten mehr, als nach seinem Umfang zu erwarten ist, und es kann nur aufs wärmste empfohlen werden.

Dipl.-Ing. Bergfelder.

Der Rahmen. Ein Hilfsbuch zur Berechnung von Rahmen aus Eisen und Eisenbeton mit ausgeführten Beispielen. Von Dr.-Ing. W. Gehler, ord. Professor an der Technischen Hochschule und Direktor des Versuchs- und Materialprüfungsamtes Dresden. Mit 618 Abb. Dritte neubearbeitete und erweiterte Auflage. Berlin 1925. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

In dem umfangreichen Schrifttum über die Berechnung von einfachen und durchlaufenden Rahmen sind zwei Hauptverfahren zu unterscheiden. In den älteren Untersuchungen werden als statisch unbestimmte Größen entweder die Auflagerwiderstände oder die Knotenpunktmomente gewählt und mit Hilfe von Elastizitätsgleichungen, welche unmittelbar aus dem Satz der virtuellen Verrückungen oder der kleinsten Formänderungsarten abgeleitet werden, ermittelt.

Dieser Weg ist zunächst von Müller-Breslau in den „Neueren Methoden der Festigkeitslehre“ eingeschlagen und auch von Herrn Professor Gehler in der ersten Auflage seines Werkes über die Rahmen befolgt worden.

In den neueren Schriften werden zunächst auf Grund einfacher geometrischer Betrachtungen die wichtigsten Einzelheiten der Formänderung der Rahmen untersucht und aus den Beziehungen zwischen der Verzerrung und der Spannung des Tragwerkes die Knotenpunktmomente und in weiterer Folge die Auflagerwiderstände abgeleitet. Es ist auch das Verdienst von Müller-Breslau, in Band II, Abt. II seines Lehrbuches über die graphische Statik der Baukonstruktionen gezeigt zu haben, daß sich diese Beziehungen bei den einstöckigen, durchlaufenden Rahmen durch dreigliedrige Elastizitätsgleichungen ausdrücken lassen, welche ebenso wie die bekannten Clapeyronschen Gleichungen aufgebaut sind und als Hauptunbekannte die Knotendrehwinkel, d. h. die Winkel, um welche sich die Knoten des Rahmens bei einer elastischen Formänderung des Tragwerkes drehen, enthalten. Als zweite Gruppe von Unbekannten treten in diesen Gleichungen auch die Knotenpunktverschiebungen in Erscheinung.

Herr Professor Gehler hat hingegen in seiner Abhandlung in der Festschrift „Otto Mohr zum achtzigsten Geburtstag“ 1916 neben den Knotendrehwinkel die Stabdrehwinkel als die kennzeichnenden Größen für die Formänderung des Tragwerkes eingeführt und aus diesen beiden Elementen die Knotenpunktverschiebungen abgeleitet.

Während die vorstehenden Untersuchungen die Kontinuität des Rahmens nur in einer Richtung berücksichtigen, wurde bald die Notwendigkeit erkannt, den einheitlichen Zusammenhang mehrstöckiger Gebilde zu verfolgen. Herr Professor Gehler bringt nunmehr in der dritten Auflage seines Rahmenbuches die erweiterte Anwendung seines Knoten- und Stabdrehwinkelverfahrens auf die Behandlung mehrstöckiger, einfacher und durchlaufender Rahmen. Er gelangt zu Elastizitätsgleichungen, welche als Hauptunbekannte fünf Knotendrehwinkel und zwei Stabdrehwinkel enthalten und zeigt im Anschluß an meine Untersuchungen über die Pflzdecken in Verbindung mit Stockwerksrahmen, daß es möglich ist, die Lage der Wendepunkte in den Säulen bei symmetrischen Belastungen mit ausreichender Genauigkeit zu schätzen, hierdurch neue Beziehungen zwischen den Knotendreh-

winkeln abzuleiten und schließlich wiederum eine neue Form dreigliedriger Clapeyronscher Gleichungen zu gewinnen.

Die vorliegende dritte Auflage, in welcher die wichtigen Untersuchungen der beiden ersten vereinigt und wesentlich ergänzt sind, kann wohl als die umfassendste und erschöpfendste Darstellung der Rahmentheorie bezeichnet werden. Sie bringt zahlreiche, eingehend und sorgfältig bearbeitete Beispiele und behandelt alle Punkte, die bei einer zuverlässigen Berechnung und einwandfreien Ausbildung von Eisenbetonrahmen beachtet werden müssen. Die dem Eisenbau eigentümlichen Aufgaben werden mit besonderer Sorgfalt behandelt. Zu erwähnen ist hierbei vor allem der Nachweis der Nebenspannungen von Rahmen mit Eckstreben, ferner die Untersuchung des Spannungsverlaufs in den Rahmenecken und eine Reihe von Vergleichsberechnungen über den Einfluß der baulichen Ausbildung der Rahmen auf die Knickfestigkeit der Gurtungen offener Brücken.

Der wertvolle Inhalt und die durch große Klarheit und Einfachheit ausgezeichnete Darstellung werden dem Ingenieur, welcher sich in das umfangreiche Werk von Herrn Professor Gehler vertiefen will, eine sichere Unterstützung für seine Arbeiten, eine Fülle von Anregungen und einen vielseitigen Nutzen bringen.

Im Interesse des Eisenbeton- und des Eisenbaues ist dem Rahmenbuch von Herrn Professor Gehler eine weitgehende Verbreitung zu wünschen.
Dr. H. Marcus.

Die Wirkung wagerechter Kräfte bei eisernen Brücken.
Von J. Karig, Reichsbahnrat. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1925. Preis 3,60 RM.

Die Arbeit ist ein erweiterter Sonderdruck der 1924 in der Zeitschrift „Die Bautechnik“ erschienenen Abhandlung. Sie beschäftigt sich mit der Aufnahme und Übertragung der auf Vollwand- und Fachwerkträger mit gleichlaufenden Gurten wirkenden Seitenkräfte, die sich aus der Bewegung der Fahrzeuge und Wind ergeben. Die Untersuchung hat erhöhte Bedeutung gewonnen durch die umfangreichen Arbeiten, die mit der Nachprüfung der Festigkeit der eisernen Überbauten im Netze der deutschen Reichsbahngesellschaft und mit den hieraus folgenden Verstärkungsarbeiten verbunden sind. Sie behandelt im wesentlichen die Verteilung der wagerechten Kräfte auf die Verbände und ihre Wirkung auf die Hauptträger und untersucht die Wirtschaftlichkeit von Anordnungen mit ein und zwei Windverbänden. Außerdem wird die zweckmäßige gegenseitige Lage von Brücken- und Bahnachse bei gekrümmten Gleisen angegeben, die durch die Wirkung der Fliehkräfte auf das Tragwerk bedingt ist.

Im allgemeinen handelt es sich um die Anwendung einfacher statischer Überlegungen auf die Beurteilung der Kräftewirkung. Der Wert der Arbeit beruht in der ausführlichen Darstellung dieser Zusammenhänge, die insbesondere den Wünschen derjenigen Ingenieure gerecht wird, deren Aufgabe in der Nachrechnung und der Verstärkung der Überbauten der Reichsbahn besteht. Sie werden aus dieser mit Sachkenntnis und viel Liebe durchgeführten Darstellung manche Anregung und manchen Vorteil für ihre Arbeit erhalten. B.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Für die Reisezeit! — Ingenieurhilfe!

Die Gepäckversicherungsgebühren für Reisen in Deutschland betragen für je 1000 M. des Versicherungswertes 3 M. bei ½ Monat, 4 M. bei 1 Monat, 5 M. bei 2 Monaten, 7,50 M. bei 3 Monaten, 12,50 M. bei 6 Monaten und 17 M. bei 12 Monaten Reisedauer. Dazu treten Policegebühren, und zwar 0,50 M., ferner 3% des Prämienbetrages als Stempelgebühr sowie für Übersendung der Police 0,10 M. Beispiel: Versicherungswert 2000 M. Reisedauer 1 Monat, Prämie 8 M. und Policegebühr 0,50 M. und Stempelgebühr 0,30 M. und Porto für Policenzusendung 0,10 = 8,90 M.

Termin für Inkrafttreten ist anzugeben; als frühester Termin gilt das Datum der Abstempelung der Zahlkarte. Die Versicherung gilt als abgeschlossen nach Überweisung des Prämienbetrages auf Postscheckkonto 59 263 des V. d. I., Abt. Ingenieurhilfe, Berlin NW 7. Notwendige Angaben (Adressen usw.) auf der Rückseite des Zahlkartenabschnittes.

Die Versicherung bezieht sich auch auf die losen ins Eisenbahnabteil mitgenommenen Effekten. Weitere Angaben für Reisen außerhalb Deutschlands erfolgen auf Anfrage durch die Ingenieurhilfe, Berlin NW 7, Sommerstr. 4a.

Besuch der Baseler Ausstellung.

In Basel findet Anfang Juli bis Mitte September eine internationale Ausstellung für Binnenschifffahrt und Wasserkraftausnutzung statt. Es ist vorläufig beabsichtigt, falls sich eine genügende Teilnehmerzahl findet, zusammen mit einigen befreundeten Vereinen und Verbänden einen gemeinsamen Besuch dieser Ausstellung oder wenn möglich zwei, einen Mitte Juli oder einen Mitte August, vorzunehmen. Hierbei werden sich wahrscheinlich Reiseermäßigungen ergeben.

Um festzustellen, ob ein Bedürfnis zu einer solchen Veranstaltung seitens der D. G. f. B. vorliegt, bitten wir diejenigen Herren,

die ein Interesse an einem gemeinsamen Besuch haben, vorläufig unverbindlich um eine kurze Nachricht an die Geschäftsstelle.

Anschriftänderungen für das diesjährige Jahrbuch.

Mitglieder, die für das diesjährige Jahrbuch noch Anschriftänderungen mitzuteilen haben, werden gebeten dies umgehend zu tun, damit die Änderungen noch in die Verbesserungsabzüge der Druckfahnen eingefügt werden können.

Werbt neue Mitglieder!

Wenn die Gemeinschaftsarbeit der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen zum Nutzen der Gesamtheit und damit auch des einzelnen Bauingenieurs von durchgreifendem und dauerndem Erfolg sein soll, so muß sie möglichst weite Kreise der deutschen Bauingenieure entsprechender Vorbildung und Stellung umfassen. Deshalb richten wir an unsere Mitglieder wiederholt die Bitte: „Führt der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen geeignete neue Mitglieder zu“! Sowohl die bevorstehenden Veröffentlichungen werden den jetzt noch eintretenden Mitgliedern zugeleitet wie das Jahrbuch 1925 gegen einen mäßigen Aufschlag auf den diesjährigen Mitgliedsbeitrag vorläufig noch nachgeliefert.

Leerlaufarbeit!

Leerlaufarbeit ist für jeden Ingenieur etwas Überflüssiges, das abgebaut werden muß. Auch im Vereinswesen sollte es keine vermeidliche Leerlaufarbeit geben. Diese wird uns leider von vielen Mitgliedern dadurch verursacht, daß sie immer noch mit dem Beitrage für das laufende Jahr rückständig sind und uns zu wiederholten Mahnungen und damit zu Ausgaben und Arbeiten zwingen, die produktiv viel besser angewandt werden können. Wer also seinen Beitrag für das laufende Jahr noch nicht bezahlt hat, zahle ihn schleunigst auf das Postscheckkonto Berlin Nr. 100 329 ein!