

Okt. 1949

# DER BAUINGENIEUR

## ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

HERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. F. SCHLEICHER / DÜSSELDORF  
MITHERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. A. MEHMEL / DARMSTADT

SPRINGER-VERLAG BERLIN / GÖTTINGEN / HEIDELBERG

25. JAHRGANG

JANUAR 1950

HEFT 1

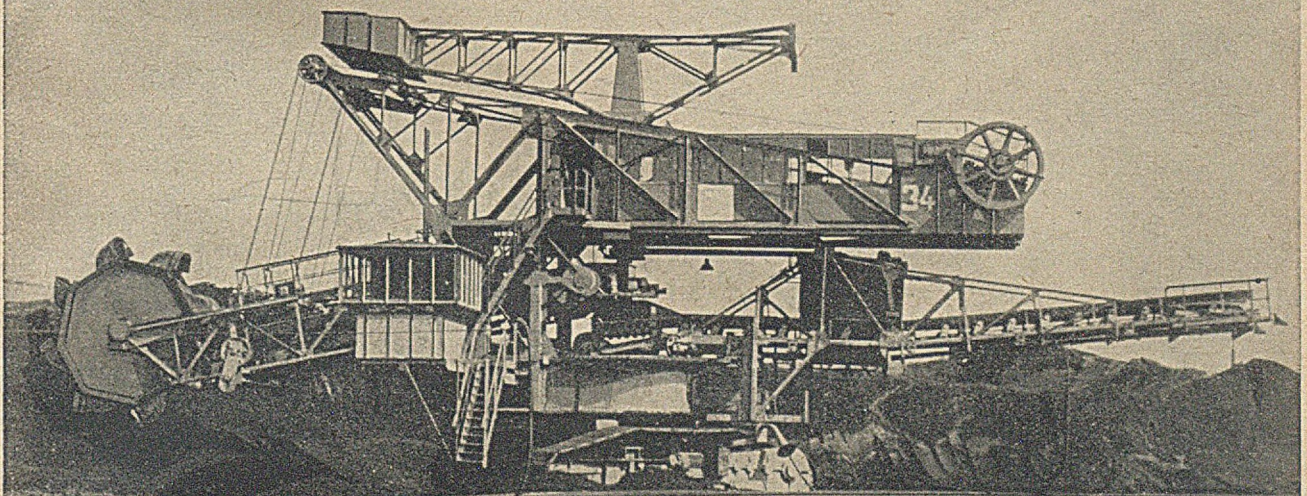
### INHALT:

Vorspannungsverluste und Durchbiegungen an einer vorgespannten Stahlbetonbrücke infolge von Kriechen und Schwinden. (Messungen und theoretische Untersuchung der Meßergebnisse.) Von Dr.-Ing. Robert Schwarz, Berlin .....	1
Über die Spannungsverteilung in dicken Rohren im Zustande des plastischen Fließens. Von Prof. Dr.-Ing. Friedrich Tölke, Karlsruhe .....	8
Die Notbrücke der Autobahn über die Lahn bei Limburg. Von Dipl.-Ing. Dr. phil. Wilhelm Ihlenburg, Frankfurt (Main) .....	14

Kurze Technische Berichte:	
Der Lamellenholzbau mit geleimten Verbindungen in den Vereinigten Staaten von Amerika und in Schweden .....	18
Das Rhone-Kraftwerk Génissiat .....	20
Englische Untersuchungen über plastisch beanspruchte Stahlrahmen .....	22
Die Verwendung stählerner Lehrgerüste für Betonbogen .....	25
Westeuropäische Bauten aus vorgespanntem Beton .....	27
Buchbesprechungen .....	31
Persönliches .....	32

### Unser Fertigungsprogramm:

Brückenbau · Hochbau · Wohnungsbau · Wasserbau · Apparate- u. Behälterbau · Bergbauzulieferungen · Weichenbau · Baggerbau · Aufbereitung für Kohle und Erz · Maschinen und Einrichtungen für Zement-, Kalk-, Gipswerke und verwandte Industrien · Zerkleinerung



Schaufelradbagger mit 200–250 Liter Eimerinhalt · Abtragshöhe 12 m · Tagesleistung 10–12000 cbm



## STAHLBAU RHEINHAUSEN



Drahtwort: Stahlbau Rheinhausen · Fernschreiber Nr. 035838  
Fernsprechanschlüsse: Duisburg 34341 · Rheinhausen 270, 271, 272 · Moers 2742, 2743



# DER BAUINGENIEUR

berichtet über das gesamte Gebiet des Bauingenieurwesens (mit Ausnahme von Vermessungswesen, Verkehrstechnik, Wasserversorgung und Entwässerung der Siedlungen). Er bringt Aufsätze über Baustoffe, Theorie und Praxis der Ingenieurkonstruktionen, interessante Bauausführungen, Berichte über bemerkenswerte Veröffentlichungen des Auslandes, Normungsfragen und Tagungen, Buchbesprechungen. Originalbeiträge nehmen an die Herausgeber:

Professor Dr.-Ing. F. Schleicher,  
(22 a) Düsseldorf, Grunerstraße 32;

Prof. Dr.-Ing. A. Mehmel,  
(16) Darmstadt, Technische Hochschule

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

Schriftleitung  
„DER BAUINGENIEUR“,  
Prof. Dr.-Ing. F. Schleicher,  
(22 a) Düsseldorf,  
Grunerstraße 32.

Für die Abfassung der Arbeiten sind die von den Herausgebern anzufordernden Richtlinien zu beachten. Für Formelgrößen usw. sollen soweit irgend möglich die genormten Bezeichnungen nach DIN 1350 und 1044 bzw. der BE. be-

nutzt werden. Vorlagen für Abbildungen werden auf besonderen Blättern erbeten, Reinzeichnungen werden soweit erforderlich vom Verlag ausgeführt.

Erscheinungsweise:

Monatlich 1 Heft im Umfang von 32 Seiten.

Bezugspreis:

Halbjährlich DMark 18,—, für das Einzelheft DMark 3,50 zuzüglich Postgebühren. Die Lieferung läuft weiter, wenn nicht 4 Wochen vor Halbjahres- bzw. Jahresschluß abbestellt wird. Der Bezugspreis ist im voraus zahlbar.

Bestellungen

nimmt der Verlag und jede Buchhandlung entgegen.

Nachdruck:

Der Verlag behält sich das ausschließliche Recht der Vervielfältigung und Verbreitung aller Beiträge sowie ihre Verwendung für fremdsprachige Ausgaben vor.

Anzeigen

nimmt die Anzeigen-Abteilung des Verlages (Berlin W 35, Reichpietschufer 20, Britischer Sektor, Fernsprecher 91 29 37) an. Die Preise wolle man unter Angabe der Größe und des Platzes erfragen.

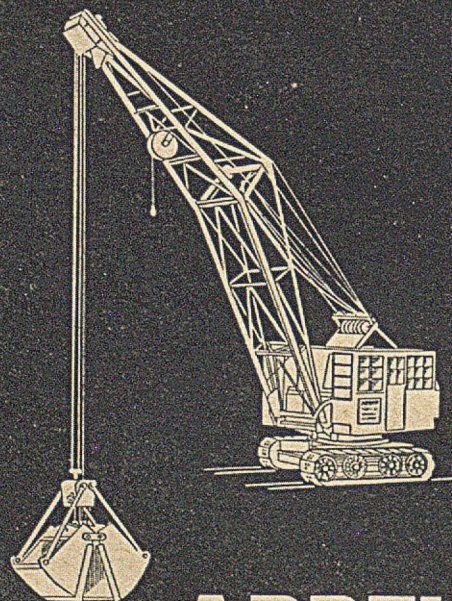
## SPRINGER-VERLAG

Heidelberg

Neuenheimer Landstraße 24, Fernsprecher: 24 40.

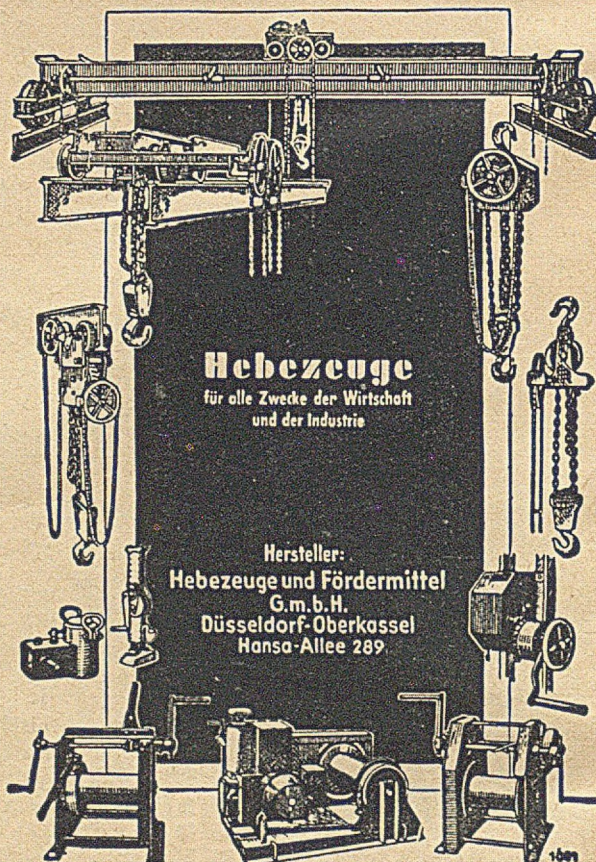
Berlin-Charlottenburg 2

Jebensstraße 1, Fernsprecher: 32 20 70.



# ARDELT

ARDELTWERKE G.M.B.H. OSNABRÜCK



## Hebezeuge

für alle Zwecke der Wirtschaft  
und der Industrie

Hersteller:

Hebezeuge und Fördermittel  
G.m.b.H.  
Düsseldorf-Oberkassel  
Hansa-Allee 289.



## Vorspannungsverluste und Durchbiegungen an einer vorgespannten Stahlbetonbrücke infolge von Kriechen und Schwinden.

(Messungen und theoretische Untersuchung der Meßergebnisse.)

Von Dr.-Ing. Robert Schwarz, Berlin.

**Inhalt:** Es wird über Spannungs- und Durchbiegungsmessungen berichtet, welche während fünf Monaten an einem unterspannten Stahlbetonbalken durchgeführt wurden.

Die gemessenen Werte werden den rechnungsmäßigen gegenübergestellt, und aus dieser Gegenüberstellung wird das Auftreten verschieden starken Schwindens der Brückenplatte gegenüber den Trägerunterkanten und die damit verbundene, verminderte Wirkung auf die Vorspannungsverluste gefolgert.

### I. Vorbemerkung.

Im Zuge der Umbauarbeiten an der Unterschleuse Tiergarten in Berlin, mit deren Durchführung die Beton- und Monierbau A.-G. Berlin in den Jahren 1940–1941 beauftragt war, kam zur Überführung des Fußgängerver-

### II. Vorspannungsverluste und Durchbiegungen.

a) **Beschreibung der Brücke.** Die Brücke besitzt bei einer Nutzbreite von 4,0 m zwei, im Abstand von 3,0 m angeordnete Hauptträger, welche auf eine Länge von  $\frac{2}{3}$  der Spannweite nur 13 cm breit sind (Abb. 2 a–d). Die unteren Ränder der Balken sind zur Aufnahme einer Bewehrung von je 3  $\phi$  36 mm (Betonstahl II) auf 20 cm verstärkt. Die 13 cm dicke Brückenplatte ist in der Querrichtung über die Hauptträger gespannt und besitzt, zur Aufnahme der Pressendrucke während der Vorspannung, neben den drei mittleren Querträgern lokale Verstärkungen auf 18 bis 24 cm. Die Brücke wurde für eine Nutzlast von 500 kg/m<sup>2</sup> bemessen. Das Verhältnis zwischen Nutzlast und ständiger Last erreichte im Vergleich zu weitgespannten Brücken den beträchtlichen Wert von 0,75, wodurch eine

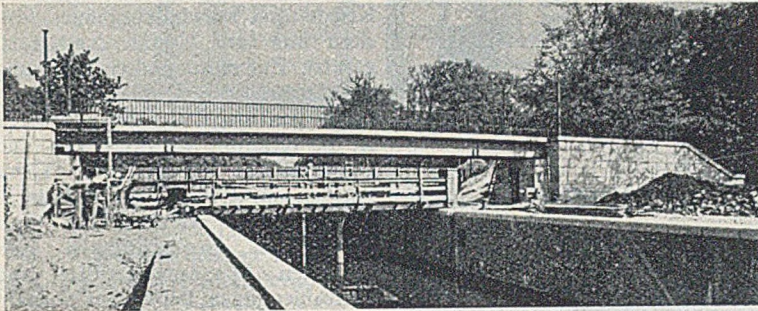


Abb. 1 a.

kehrs eine vorgespannte Stahlbetonbrücke zur Ausführung. Die Brücke war ursprünglich als freiaufgelagerter Stahlbalken vorgesehen. Obgleich die Auflagerteile der Stahlbrücke bereits angeliefert waren, wurde, um an Stahl zu sparen, das Projekt geändert und die Brücke in Stahlbeton gebaut. Bei einer Stützweite von 23,50 m stand für die statisch bestimmt zu lagernde Brückenkonstruktion nur eine Höhe von 1,08 m zur Verfügung. Um die fertigen Stahllager auch bei der Betonbrücke verwenden zu können und weitere Stahleinsparungen zu erzielen, mußte so leicht wie möglich konstruiert werden. Als Tragwerkssystem wurde der unterspannte Balken mit vorgespanntem Hängegurt gewählt [1]. Dieser Gurt mußte bei der geringen zur Verfügung stehenden Konstruktionshöhe innerhalb der Trägerhöhe geführt werden und erhielt im endgültigen Zustand einen Durchhang von nur 0,78 m, das ist etwa  $\frac{1}{30}$  der Stützweite (Abb. 1).

Dieses geringen Pfeilverhältnisses wegen waren infolge von Kriechen und Schwinden des Betons beträchtliche Spannungsverluste im Hängegurt zu erwarten. Es wurde deshalb ein Nachspannen des zunächst nicht einbetonierten Gurtes nach einem angemessenen Zeitraum in Aussicht genommen, und die Durchbiegung des Tragwerkes sowie die Spannungsänderungen des Hängegurtes wurden während einer Beobachtungszeit von fünf Monaten gemessen. Für die Nachspannung ist nämlich nicht nur die Kenntnis der Durchbiegungen allein, sondern auch des Spannungsverlustes erforderlich. Wird ohne Kenntnis des Nachspannwertes nur die festgestellte Einsenkung bei der Nachspannung rückgängig gemacht, so wird, da die Durchbiegung sich aus einem plastischen und einem elastischen Anteil zusammensetzt, zuviel Spannkraft in den Gurt eingetragen. Es ist deshalb angezeigt, neben Biegemessungen auch Spannungsmessungen durchzuführen.

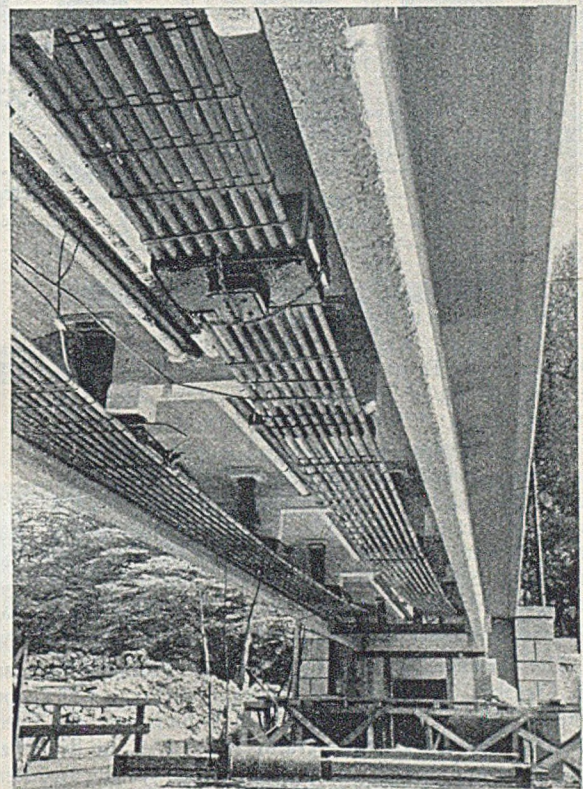


Abb. 1 b.

verhältnismäßig starke Bewehrung der Streckbalken verursacht wurde, da etwa 80 v.H. der Nutzlast durch die steifen Brückenträger und nur 20 v.H. durch den elastischen Hängegurt auf die Lager übertragen werden können. Die beiden



polygonalen Hängegurte sind seitlich neben den Hauptträgern angeordnet (Abb. 1 b) und bestehen aus 9  $\phi$  36 mm (Betonstahl II), welche ungestoßen auf die ganze Länge durchgehen und in entsprechend starken Vorköpfen mit umschnürten Haken verankert sind. Sie stützen sich mittels stählerner Sättel auf die Querträger ab, von wo aus die Lasten bei der Vorspannung mittels Ölpresen eingetragener wurden. Querträgerabstände sowie alle übrigen Hauptabmessungen sind der Abb. 2 zu entnehmen.

Sechs Würfel wurden nach 28 Tagen geprüft und ergaben eine Festigkeit von

$$W_{28} = \frac{1}{6} (350 + 357 + 430 + 350 + 430 + 271) = 365 \text{ kg/cm}^2.$$

Die weiteren vier Würfel wurden kurze Zeit vor der Vorspannung und Ausrüstung der Brücke Ende April 1941, nach 171 Tagen, abgedrückt. Die Würfeldruckfestigkeit betrug

$$W_{171} = \frac{1}{4} (445 + 398 + 431 + 418) = 420 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Elastizitätszahlen des Betons wurden anlässlich der ersten Nachspannung des Hängegurtes am 6. Mai 1941 mit

$$E_b = 280\,000 \text{ kg/cm}^2$$

und bei dem am 2. Oktober 1941 stattgefundenen zweiten Nachspannen mit

$$E_b = 350\,000 \text{ kg/cm}^2 \text{ ermittelt.}$$

c) Endkriech- und Schwindmaße. Die Beobachtungen wurden nicht bis zum Abschluß des Kriech- und Schwindvorganges, sondern nur fünf Monate lang, fortgesetzt. Zur rechnerischen Erfassung der Spannungsverluste und Durchbiegungen am Ende der Kriechzeit ist die Kenntnis der Endkriech- und Schwindmaße erforderlich. Diese wurden auf Grund von Richtlinien geschätzt. Die während der fünfmonatlichen Beobachtungen festgestellten Spannungsverluste und Durchbiegungen ließen auf verhältnismäßig große Kriech- und Schwindmaße schließen. Unter Kriechmaß wird das Verhältnis der plastischen Verformung unter einer Dauerlast zu der elastischen Verformung unter gleicher Augenblicksbelastung verstanden. Laut § 8, Z. 2 des 4. Entwurfes der Richtlinien für die Bemessung vorgespannter Stahlbetonteile vom März 1945 kann in feuchter Luft bei Flußbrücken mit einem Kriechmaß für unbewehrten

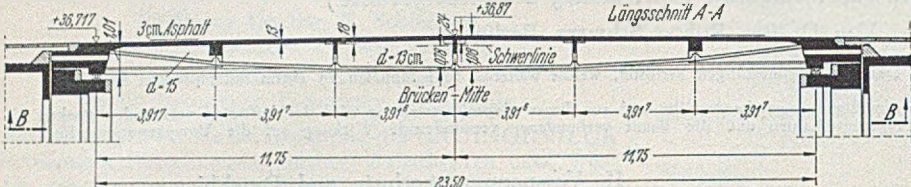


Abb. 2 a.

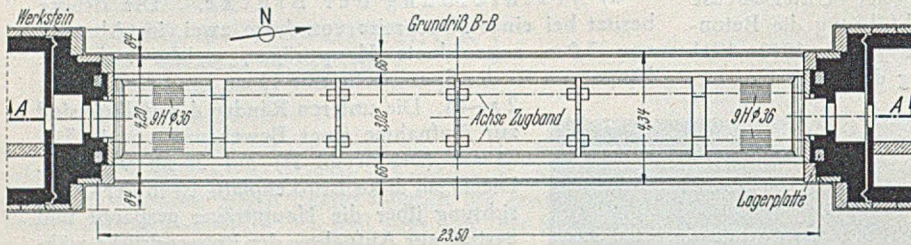


Abb. 2 b.

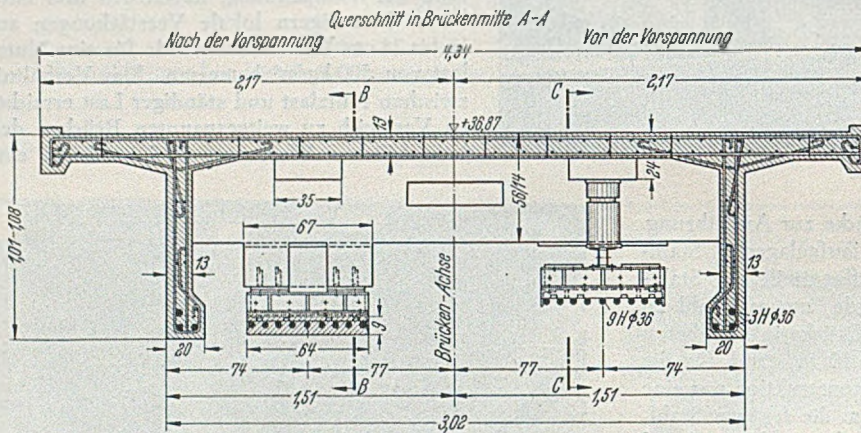


Abb. 2 c.

b) Zusammensetzung des Betons, Betongüte und Elastizitätszahlen. Der Beton der Brücke hatte die folgende Zusammensetzung: 400 kg/m<sup>3</sup> Zement 325 (Thyssen), Zuschlagstoffe Körnung: 50 v.H. 0...7 mm, 50 v.H. 7...30 mm.

Das Zuschlagsmaterial bestand zum größten Teil aus rötlichem Quarzporphyr-Splitt. Der dünnwandigen Trägerstege und des hohen Splittanteils wegen mußte der Beton stark plastisch, mit einem Ausbreitmaß von 45 bis 50 cm aufbereitet werden. Zur Erzielung besserer Verarbeitbarkeit bei möglichst geringem Wasserzusatz wurden je m<sup>3</sup> fester Betonmasse 3 kg Betonplast beigemischt.

Die Brücke wurde bei kühlem Herbstwetter am 18. Oktober 1940 bei Lufttemperaturen um +5° C betoniert. In der ersten Nacht nach Beendigung der Betonierung sank die Lufttemperatur auf +2° C, in der zweiten Nacht auf -1° C. Zum Frostschutz war die Brückenplatte mit Rohrmatten belegt und die Seiten mit den gleichen Matten verhängt worden.

Um ein richtiges Bild über die tatsächlichen Würfeldruckfestigkeiten des Brückenbetons zu erhalten, wurden von den verschiedenen Teilen der Brücke 10 Stück 20-cm-Würfel hergestellt und abgedeckt auf der Brücke gelagert.

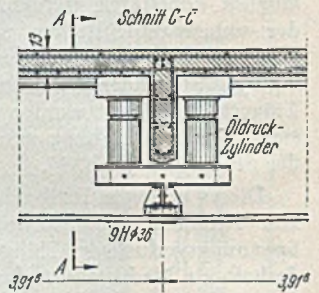
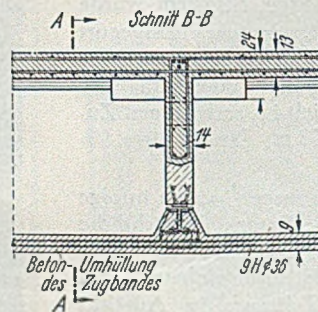


Abb. 2 d.

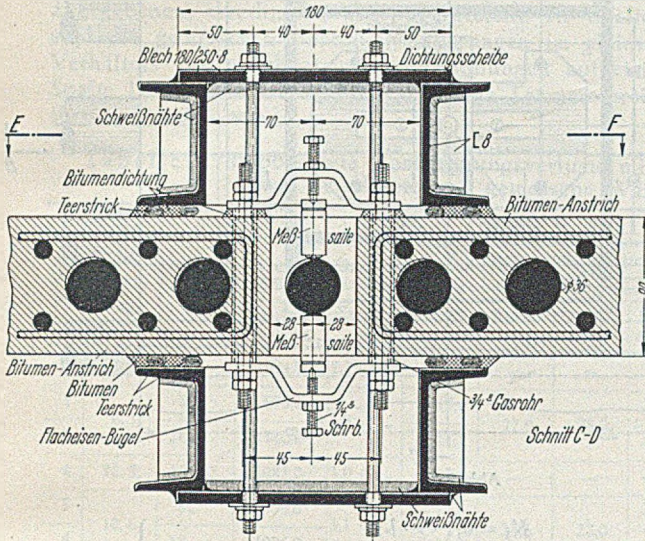
Beton von 1,75 bis 2,5 gerechnet werden. Infolge Kriech- und Schwindminderung durch die gleichmäßig verteilte gedachte, i. M. 1-%-Bewehrung des Brückenquerschnittes ermäßigen sich die Kriech- und Schwindmaße auf 88 v.H. Eine weitere Abminderung tritt dadurch ein, daß der Beton zur Zeit der ersten Vorspannung schon einen großen Teil seiner Endfestigkeit erreicht hat. Diese kann nach obigen Richtlinien für Zement der Güteklasse 325 mit  $1,20 \cdot W_{28}$  angenommen werden. Für  $W_{28} = 365 \text{ kg/cm}^2$  errechnet sich demnach die Endfestigkeit des Betons mit:

$$W_{\infty} = 1,20 \cdot 365 = 440 \text{ kg/cm}^2.$$



Zur Zeit der ersten Vorspannung betrug die Betonfestigkeit 420 kg/cm<sup>2</sup>, das sind 95 v.H. von  $W_{\infty}$ . Die tatsächliche Festigkeit des Betons der Brücke, welche erst kurze Zeit vor der Vorspannung ausgeschalt wurde, dürfte vermutlich etwas geringer sein. Wird der obige Anteil etwas kleiner, mit 90 v.H., angenommen, so ergibt sich nach § 8, Bild 2 der genannten Richtlinien ein Ab-

ist durch eine Grob- und Feineinstellung mit Skalenteilung regulierbar und kann hierdurch der Frequenz der Meßsaite genau angepaßt werden. Werden Meß- und Vergleichsaite gleichzeitig eingeschaltet, so überlagern sich beide Schwingungen und erzeugen bei unterschiedlichen Frequenzen im Blickfeld der Röhre eine sich bewegende, schleifenartige Figur, welche zum Stillstand kommt, sobald die Frequenzen beider Schwingungen übereinstimmen. Auf diese Weise kann jede Frequenzänderung der Meßsaite und damit die Dehnung des Prüfobjekts (Rundstab) gemessen werden. Durch Multiplikation der Skalenteile mit der Eichkonstanten und der Elastizitätszahl des Rundstabes ergibt sich die Spannungsänderung im untersuchten Stab. Im vorliegenden Falle wurde durch einen Skalenteil je nach der Eichkonstanten der Meßsaite 6,09 bis 6,55 kg/cm<sup>2</sup> gemessen, das bedeutet bei 10 cm Meßlänge und einer Elastizitätszahl des Stahles von 2 100 000 kg/cm<sup>2</sup> eine Längenänderung der Meßstrecke von nur 0,0003 mm. Die Meßgenauigkeit kann etwa mit  $\pm 5$  kg/cm<sup>2</sup> angenommen werden. Die Montage der Meßsaite ist der Abb.3 zu entnehmen. Gemessen wurde bei jedem Hängegurt die Spannungsänderung des mittleren Gurtstabes. Um Biegespannungen auszuschalten, wurde auf dem zu untersuchenden Stab diametral gegenüber je ein Meßelement mittels Schrauben festgeklemmt. Zur Verminderung von Witterungseinflüssen auf die Meßsaite wurden die beiden Meßelemente eines Rundstabes mit bituminierten, abgedichteten Stahl-



minderungswert des Kriech- und Schwindmaßes von 0,66. Für den Höchstwert des Kriechmaßes für unbewehrten jungen Beton von 2,5 errechnet sich demnach das Endkriechmaß mit:

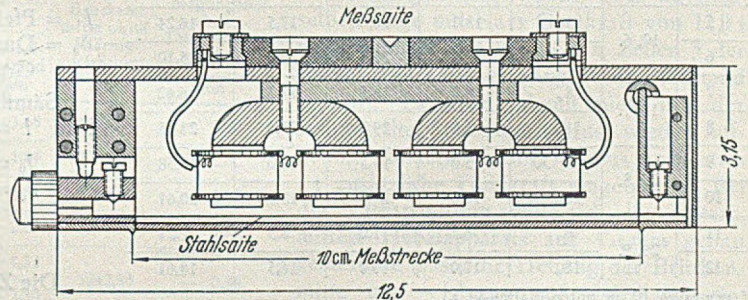
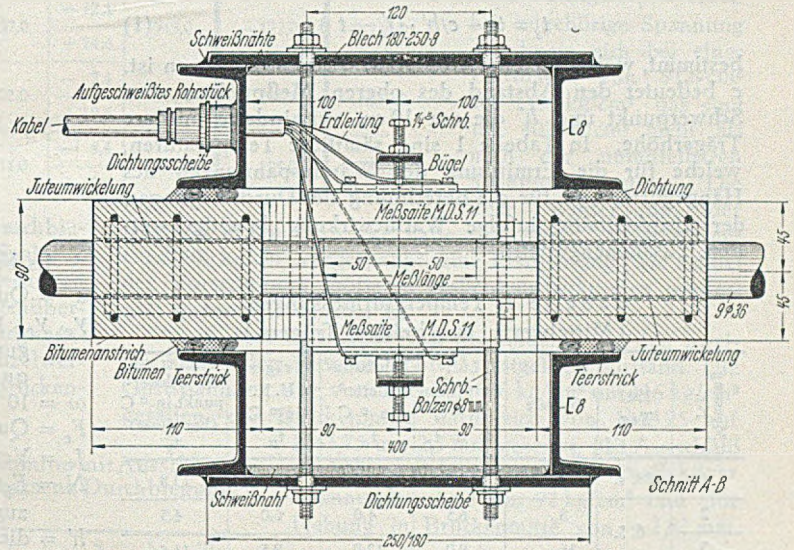
$$m = 0,88 \cdot 0,66 \cdot 2,5 = 1,45.$$

Das Schwindmaß von unbewehrtem Beton der Güteklasse 300 beträgt nach Versuchen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton [2] nach 90 Tagen 0,81 mm/m, nach Schäfer [3] für unbewehrten, plastischen Beton mit einem Zementgehalt von 400 kg/m<sup>3</sup> fester Betonmasse nach zwei Jahren 0,80 mm/m. Für die weitere Berechnung der Endwerte wird das Schwindmaß, da die Luftfeuchtigkeit über einem Wasserlauf wesentlich größer ist als in einem Versuchsraum, für unbewehrten Beton und abgeschlossenem Schwindvorgang mit 0,45 mm/m geschätzt. Mit den beiden Abminderungswerten für 1% bewehrten, älteren Beton ergibt sich somit das Endschwindmaß mit:

$$S = 0,88 \cdot 0,66 \cdot 0,45 = 0,26 \text{ mm/m.}$$

Dieser Wert entspricht unter Voraussetzung einer Wärmedehnzahl des Betons von  $10^{-5}$  der Längenänderung infolge einer Temperaturabnahme von:  $T_s = 26^\circ \text{C}$ .

d) Art der Messungen. Die Messung der Spannungsänderungen in den vorgespannten Hängegurten wurde mittels eines Malhakschen Fernmeßgerätes nach dem Prinzip der schwingenden Saite durchgeführt. Das Meßelement (Abb. 3 d), welches eine zwischen zwei Schneiden gespannte Stahlsaite enthält, wird auf den zu messenden Rundstab festgeklemmt. Die Meßstrecke ist mit der Entfernung der beiden Schneiden gegeben und beträgt 10 cm. Die elektromagnetisch erregte Saite überträgt ihre Schwingung durch den induzierten Wechselstrom auf einen Elektronenstrahl, der im Blickfeld einer Elektronenröhre einen waagrechten Strich aufzeichnet. Im Empfangsgerät befindet sich eine zweite Saite, die Vergleichsaite, welche ihre Schwingung im Blickfeld derselben Röhre als lotrechten Strich aufzeichnet. Die Spannung und damit die Frequenz der Vergleichsaite



kästen nach außen abgeschlossen (Abb.1 b). Der im Bereich dieser Kästen befindliche Teil des Hängegurtes wurde ausbetoniert und die Rundstäbe innerhalb dieser Strecke vor der Betonierung mit einer bituminierten Juteummwicklung versehen. In der Mitte erhielt die Stahlbetonplatte für den zu messenden Stab eine Aussparung (Abb. 3 c).



Die Durchbiegungen in der Brückenmitte wurden mittels Nivellements auf etwa  $\pm 1$  mm genau gemessen. Auf den beiden Stahlgeländern waren in Brückenmitte je ein Meßpunkt  $m$  und  $m'$  durch Körnerschläge festgelegt und auf den festen Widerlagern je ein Bezugspunkt I und II bezeichnet. Die beiden Geländerpunkte wurden einmal auf den Festpunkt I und ein zweites Mal auf den Festpunkt II bezogen nivelliert. Von den vier Messungen wurde der Mittelwert genommen. Die so erhaltene Höhenkote ergab somit die Höhenlage der Verbindungslinie der Geländepunkte  $m$  und  $m'$  gemessen in der Brückenlängsachse.

Zur Ausschaltung des Temperatureinflusses wurden mittels eingekitteter Thermometer die Temperaturen des Brückenbetons in Höhe der Brückenunterkante  $t_u$ , sowie 10 cm unter der Oberkante der Brückenplatte  $t_o$  und die Lufttemperatur  $t_l$  über dem Hängegurt gemessen. Die Temperatur des Hängegurtes  $t_s$  wurde der Lufttemperatur gleichgesetzt. Die Temperaturen der Schwerpunktfaser des Brückenquerschnittes  $t_s$  wurden rechnerisch aus den Werten  $t_o$  und  $t_u$  nach der Beziehung

$$t_s = t_o - c/h' \cdot (t_o - t_u) \quad (1)$$

bestimmt, wobei für  $c/h' = 0,15/0,95 = 0,158$  zu setzen ist.  $c$  bedeutet den Abstand des oberen Meßpunktes vom Schwerpunkt und  $h'$  die um 10 cm verminderte mittlere Trägerhöhe. In Tabelle 1 sind sämtliche Temperaturen, welche für die Ermittlung der Wärmespannungen des Hängegurtes und für die Berechnung der Durchbiegungen der Brückenmitte infolge Wärmewirkung benötigt werden, zusammengestellt.

Tabelle 1. Temperaturmessungen.  
(Mittelwerte aus beiden Trägern)

Messung Nr.	1941 Tag	Stunde	Lufttemperatur in °C $t_l = t_z$	Fahrbahnplatte* in °C $t_o$	Träger-U. K. in °C $t_u$	Temperatur im Schwerpunkt in °C (berechnet) $t_s$
1	29. 4.	16 <sup>h</sup>	10,5	14,5	10,0	13,8
2	6. 5.	8 <sup>n</sup>	6,5	4,0	6,0	4,3
3		16 <sup>n</sup>	9,0	12,0	9,5	11,6
4	22. 5.	16 <sup>h</sup> 30'	20,0	23,5	21,0	23,11
5	10. 6.	8 <sup>n</sup>	18,0	16,0	17,5	16,24
6		18 <sup>n</sup>	22,0	25,5	23,0	25,10
7	18. 7.	8 <sup>n</sup>	18,0	16,5	17,25	16,62
8		18 <sup>n</sup>	23,0	29,0	23,0	28,05
9	27. 8.	8 <sup>h</sup> 30'	15,0	14,5	15,0	14,58
10		18 <sup>n</sup>	18,0	21,0	18,5	20,61
11	29. 9.	8 <sup>n</sup>	8,5	7,0	8,5	7,24
12		18 <sup>n</sup>	17,0	19,0	16,5	18,61

\* gemessen 10 cm unter Platten-O. K.

Die Temperaturspannungen und Durchbiegungen wurden nach den Gl. (2) berechnet.

$$\left. \begin{aligned} \sigma_t &= K_1 \cdot (t_s - t_z) - K_2 \cdot (t_o - t_u) \\ \delta_t &= -K_3 \cdot (t_s - t_z) - K_4 \cdot (t_o - t_u) \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

$\sigma_t$  ist die Wärmespannung des Hängegurtes in  $\text{kg/cm}^2$  (Zug +),  $\delta_t$  die Durchbiegung in Brückenmitte in mm (Senkung +). Die  $K$ -Werte sind gegeben mit:

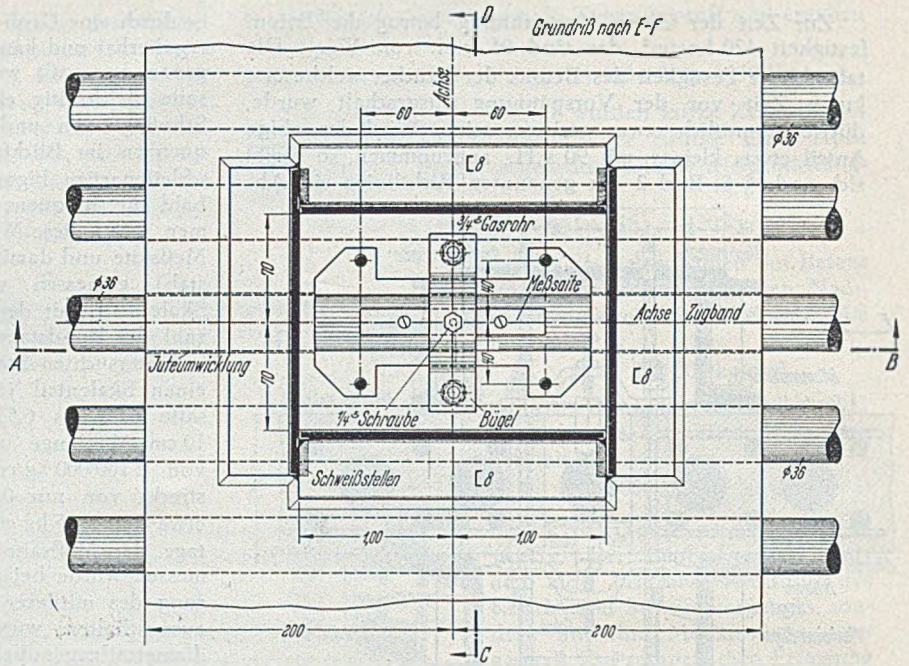


Abb. 3 c

$$\left. \begin{aligned} K_1 &= 0,1 \cdot \gamma \cdot l; \\ K_2 &= 0,1 \cdot \gamma \cdot \frac{1}{h'} \cdot \Sigma \bar{\omega}; \\ K_3 &= K_1 \cdot 10 \cdot F_e \cdot \delta_0; \\ K_4 &= K_2 \cdot 10 \cdot F_e \cdot \delta_0 - 10^3 \frac{l}{8h'} \cdot \omega. \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

$$\gamma = \frac{E_b \cdot J_0}{N \cdot F_e} \cdot \omega; \quad (3a)$$

$$\Sigma \bar{\omega} = \Sigma \frac{a}{6} \cdot (\gamma_e + 4 \gamma_m + \gamma_r). \quad (3b)$$

Es bedeuten:

- $a$  = Querträgerabstand,
- $\gamma_e, \gamma_m, \gamma_r$  = drei benachbarte Koordinaten des Hängegurtes, bezogen auf die Schwerachse des Brückenquerschnittes,
- $\omega$  =  $10^{-5}$  Wärmedehnungszahl,
- $F_e$  = Querschnittsfläche des Hängegurtes,
- $J_0$  = Vergleichsträgheitsmoment des Streckbalkens,
- $N$  =  $E_b \cdot J_0$ -fache Nennergröße des Hängegurthorizontalzuges,
- $h'$  = die entsprechend der Lage des Temperaturmeßpunktes um 10 cm verminderte, mittlere Trägerhöhe,
- $l$  = Stützweite,
- $f$  = Pfeilhöhe des Hängegurtes,
- $\delta_0$  = Durchbiegung der Trägermitte im statisch bestimmten Grundsystem infolge  $H = 1$  t.

Sämtliche Größen sind in t und m einzuführen.

Für  $l = 23,5$  m,  $f = 0,78$  m,  $h' = 0,95$  m,  $F_e = 0,00916$  m<sup>2</sup>,  $J_0 = 0,0491$  m<sup>4</sup>,  $N = 31,04$  m<sup>3</sup>,  $\Sigma \bar{\omega} = 11,30$  m<sup>2</sup>,  $\delta_0 = 0,000265$  m,  $E_b = 3,5 \cdot 10^6$  t/m<sup>2</sup> errechnet sich:  
 $\sigma_t = 14,20 \cdot (t_s - t_z) - 7,20 \cdot (t_o - t_u);$   
 $\delta_t = -0,348 \cdot (t_s - t_z) - 0,560 \cdot (t_o - t_u).$

Die Zahlenwerte für  $K$  in der Gl. für  $\sigma_t$  gelten nur für die obengenannte Elastizitätszahl. Für andere  $E_b$ -Zahlen muß noch mit  $E_b'/E_b$  multipliziert werden. Dagegen ist  $\delta_t$  nahezu unabhängig von  $E_b$ , so daß für sämtliche Zustände 1 bis 12 mit den obigen Zahlenwerten  $K_3$  und  $K_4$  gerechnet werden kann.

In Tabelle 2 sind in Spalte 6 die errechneten Temperaturspannungen eingetragen. Die zugehörigen  $E_b$ -Zahlen sind in Spalte 5 gegeben. Für die Zustände 2, 11 und 12 wurden die Elastizitätszahlen durch Beobachtung



ermittelt, für die anderen Zeitpunkte schätzungsweise angenommen. An fünf Beobachtungstagen wurden die Spannungen und Durchbiegungen morgens und abends gemessen, so daß es möglich war, die während eines Tages infolge Temperaturänderung sich einstellenden Spannungs- und Durchbiegungsänderungen festzustellen. Diese sind in Spalte 8 eingetragen und den in Spalte 7 angegebenen, errechneten gegenübergestellt. In Spalte 9 sind die gemessenen Spannungsänderungen im gleichen Verhältnis der errechneten Einzelspannungen aufgeteilt. Spalte 10 gibt die Gurtspannungen ohne Temperatureinflüsse.

Tabelle 2. Beobachtete Vorspannungsverluste mit und ohne Temperatureinfluß, sowie berechnete und gemessene Wärmespannungen.

Messung Nr.	1941 Tag	Stunde	Gurtspannung Mittelwert kg/cm <sup>2</sup>	Elastizitätszahl E <sub>b</sub> t/m <sup>2</sup>	Wärmespannungen kg/cm <sup>2</sup>				Gurtspannung ohne Temperatur-Einfluß kg/cm <sup>2</sup>	Vorspannungsverluste ab 6. 5. kg/cm <sup>2</sup>	ges. Vorspannungsverluste kg/cm <sup>2</sup>
					berechnet		gemessen				
					Einzelzustand	Änderung	Änderung	Einzelzustand			
1	29.4.	16 <sup>h</sup>	1091,0	2,7 · 10 <sup>6</sup>	+ 11,1	—	—	+ 11,1	1083,0	0,000	0,000
2	6. 5.	8 <sub>n</sub>	978,0	2,8 · "	- 13,4	27,9	28,0	- 13,4	991,0	- 92,0	- 92,0
3		16 <sub>n</sub>	1140,0	"	+ 14,5			+ 14,5	1126,0	0,000	
4	22. 5.	16 <sup>h</sup> 30'	1082,0	3,0 · "	+ 22,5	—	—	+ 22,5	1060,0	- 66,0	- 158,0
5	10. 6.	8 <sub>n</sub>	999,0	3,1 · "	- 12,6	35,6	27,0	- 9,6	1009,0	- 117,0	- 209,0
6		18 <sub>n</sub>	1026,0	"	+ 23,0			+ 17,4			
7	18. 7.	8 <sub>n</sub>	937,0	3,3 · "	- 13,5	40,1	37,0	- 12,4	949,0	- 177,0	- 269,0
8		18 <sub>n</sub>	974,0	"	+ 26,6			+ 24,6			
9	27. 8.	8 <sup>h</sup> 30'	938,0	3,4 · "	- 2,3	20,8	22,0	- 2,4	940,0	- 186,0	- 278,0
10		18 <sub>n</sub>	960,0	"	+ 18,5			+ 19,6			
11	29. 9.	8 <sub>n</sub>	923,0	3,5 · "	- 7,1	11,9	14,0	- 8,4	931,0	- 195,0	- 287,0
12		18 <sub>n</sub>	937,0	"	+ 4,8			+ 5,6			

c) Art der Vorspannung sowie beobachtete Vorspannungsverluste und Durchbiegungen. Das Spannen des Hängegurtes erfolgte, wie eingangs erwähnt, durch Spreizen des Gurtes gegen die Querträger mittels einfacher, mit Feststellmuttern versehener Ölpressen (Abb. 2 c, d). Um die polygonalen Gurte ähnlich zu verformen und damit Nebenspannungen möglichst auszuschalten, wurden in jedem Polygonpunkt Pressen angesetzt (Abb. 1 b).

Die Vorspannung und gleichzeitige Ausrüstung der Brücke erfolgten am 29. April 1941. Nach Beendigung derselben zeigten die Ablesungen im Empfangsgerät den

Mittelwert der Spannungen beider Gurte mit 1094 kg/cm<sup>2</sup> an (Tabelle 2, Zeile 1, Spalte 4). Zur weiteren Festlegung des Anfangszustandes wurden die Höhenlage der Brückenmitte mit 1246,25 mm (Tabelle 3, Zeile 1, Spalte 4), und die in Tabelle 1, Zeile 1, angegebenen Temperaturen gemessen.

Die mittels Manometer ablesung an den Pressen festgestellte mittlere Gurtkraft betrug H<sub>v</sub> = 137 t. Die zugehörige Spannung errechnete sich bei einer Gurtfläche von 91,6 cm<sup>2</sup> mit 1495 kg/cm<sup>2</sup>, das sind um 401 kg/cm<sup>2</sup> mehr als nach der unmittelbaren Spannungsmessung. Die über Winter auf der

In Tabelle 3, Spalte 5, sind die errechneten Durchbiegungen infolge Wärmewirkung verzeichnet, in Spalte 7 die an einem Tage gemessenen Durchbiegungsänderungen angegeben und den errechneten in Spalte 6 gegenübergestellt. In Spalte 8 sind die gemessenen Durchbiegungsänderungen verhältnismäßig den errechneten Einzelwerten aufgeteilt. Spalte 9 gibt die Höhenlage der Brückenmitte ohne Temperatureinfluß an.

Rüstung liegende Brücke hatte sich mithin selbsttätig mit rund 400 kg/cm<sup>2</sup> vorgespannt, eine Erscheinung, wie sie bei der Vorspannung größerer Hallenkonstruktionen wiederholt festgestellt worden ist.

Am 6. Mai 1941 ergab sich der folgende, in den zweiten Zeilen der Tabellen 1 bis 3 festgelegte Zustand. Die Gurtspannung war von 1094 auf 978 kg/cm<sup>2</sup> um 116 kg/cm<sup>2</sup> gefallen, die Brückenmitte hatte sich von 1246,25 auf 1243,75 um 2,5 mm gesenkt. Mit Ausschluß der Wärmewirkung ergab sich ein effektiver Spannungsverlust von 92 kg/cm<sup>2</sup> und eine Hebung in Brückenmitte von -2,82 mm.

Tabelle 3. Beobachtete Durchbiegungen in Brückenmitte mit Ausschaltung des Temperatureinflusses, sowie berechnete und gemessene Durchbiegungen infolge Wärmewirkung.

Messung Nr.	1941 Tag	Stunde	Höhenlage d. Brückenmitte Mittelwert mm	Durchbiegungen infolge Wärmewirkung				Höhenlage der Brückenmitte ohne Wärmewirkung mm	Durchbiegungen ohne Temperatureinfluß mm
				berechnet		gemessen			
				Einzelzustand mm	Änderung mm	Änderung mm	Einzelzustand mm		
1	29.4.	16 <sup>h</sup>	1246,25	- 3,68	—	—	- 3,68	1242,57	0,00
2	6. 5.	8 <sub>n</sub>	1243,75	+ 1,89	4,20	3,65 (4,10)*	+ 1,64	1245,39	- 2,82
3		16 <sub>n</sub>	1251,50	- 2,31			- 2,01	1249,49	- 6,92
4	22. 5.	16 <sup>h</sup> 30'	1248,88	- 2,49	—	—	- 2,49	1246,39	- 3,82
5	10. 6.	8 <sub>n</sub>	1241,50	+ 1,45	3,95	3,63	+ 1,33	1242,83	- 0,26
6		18 <sub>n</sub>	1245,13	- 2,50			- 2,30		
7	18. 7.	8 <sub>n</sub>	1232,00	+ 0,90	6,02	6,50	+ 0,98	1232,98	+ 9,59
8		18 <sub>n</sub>	1238,50	- 5,12			- 5,52		
9	27. 8.	8 <sup>h</sup> 30'	1231,25	+ 0,43	2,74	2,88	+ 0,45	1231,70	+ 10,87
10		18 <sub>n</sub>	1234,13	- 2,31			- 2,43		
11	29. 9.	8 <sub>n</sub>	1227,63	+ 1,28	3,24	3,75	+ 1,48	1229,11	+ 13,46
12		18 <sub>n</sub>	1231,38	- 1,96			- 2,27		

\* elastische Hebung beim Nachspannen der Brücke.

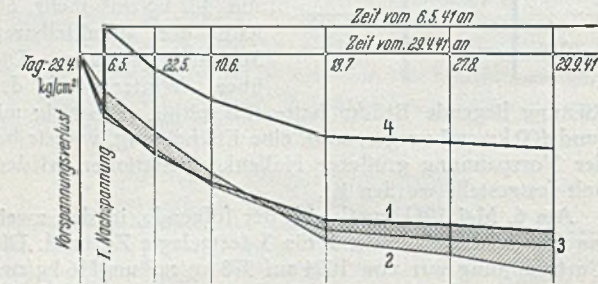
Um die großen Spannungsabfälle wieder auszugleichen, wurde noch an demselben Tage mit einer Gurtkraft von 12,4 t nachgespannt und der in den Zeilen 3 der genannten Tabellen angegebene Zustand erreicht. Es wurde damit nicht nur der festgestellte Spannungsverlust wieder aufgeholt, sondern darüber hinaus noch etwa 4 t zusätzliche Gurtkraft eingetragen. Bei der Nachspannung stellte sich eine weitere, mittels Hebelapparats auf 1/10 mm genau gemessene elastische Hebung der Brückenmitte um -4,1 mm auf -6,92 mm ein. Nun wurde die Brücke ohne neuerliche Eingriffe sich selbst überlassen und an fünf weiteren Tagen bis zum 29. 9. 1941 beobachtet. Insgesamt wurde vom 6. 5. 1941 bis zum 29. 9. 1941 ein Vorspannungsverlust von 195 kg/cm<sup>2</sup> und eine Senkung in Brückenmitte von 6,92 + 13,46 = 20 mm festgestellt. Mit Einrechnung des Spannungsabfalles in der Zeit vom 29. 4. bis



zum 6. 5. ergab sich für einen Zeitraum von fünf Monaten ein Verlust von  $92 + 195 = 287 \text{ kg/cm}^2$ .

In Abb. 4 und 5 sind die beobachteten Vorspannungsverluste und Durchbiegungen als Linien (1) aufgetragen. Um den Einfluß der Witterung auf den Kriech- und Schwindvorgang deutlich zu zeigen, wurden in Abb. 5 die mittleren monatlichen Witterungsdaten, und zwar relative Luftfeuchtigkeit, Regenhöhe, Lufttemperatur und Bewölkung eingetragen. Wie man erkennt, wurden in der Zeit vom 6. 5. bis 18. 7. sehr große, auf die Zeiteinheit bezogene Senkungen und Spannungsabfälle festgestellt, in welcher Zeit auch die geringste Regenhöhe, Luftfeuchtigkeit und Bewölkung sowie die größten Lufttemperaturen aufgetreten waren. Eine Woche nach der Ausrüstung und Vorspannung wurde am 6. 5. im Gegensatz zu den später folgenden Beobachtungen, unter Ausschaltung der Wärmewirkung, eine geringe Hebung der Brückenmitte gemessen. Die auf die Zeiteinheit bezogenen Spannungsverluste und Bewegungen der Brückenmitte erreichten in der ersten Woche ihre größten Werte.

f) Gegenüberstellung der gemessenen und berechneten Vorspannungsverluste und Durchbiegungen. Die Brücke wurde, um die Verkehrslastmomente zu vermindern, so vorgespannt, daß nach der Ausrüstung unter der Eigenlastwirkung negative Momente im Streckbalken zurückblieben. Der mit der ersten Vorspannung eingetragene Horizontalzug betrug 137 t und das Moment in Brückenmitte  $-12 \text{ mt}$ . Bei der ersten Nachspannung am 6. 5. wurden zusätzlich noch 4 t in den Gurt eingetragen, und damit die Biegemomente der Streckträger auf  $-15 \text{ mt}$  erhöht.



	6.5.	22.5.	10.6.	18.7.	27.8.	29.9.41
4	0,00	-65,0	-117,0	-177,0	-230,0	-287,0
3	0,00	-92,3	-153,3	-210,0	-260,0	-309,0
$\Delta t_5$	-50°	-45°	-30°	+35°	+35°	+65°
2	0,00	-52,2	-123,0	-194,0	-263,0	-355,0
1	0,00	-92,0	-163,0	-202,0	-270,0	-370,0

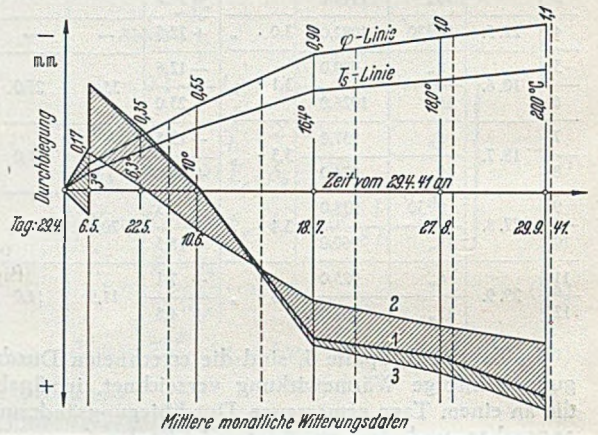
- 1 Beobachtete Vorspannungsverluste vom 29.4 bis zum 29.9.41
- 2 Berechnete " " 29.4 " 29.9.41
- 3 " " 29.4 " 29.9.41
- unter Annahme ungleichförmigen Schwindens  $\Delta t_5 = t_0 - t_{su}$  zwischen Träger Ober- und Unterkante
- 4 Beobachtete Vorspannungsverluste vom 6.5. bis zum 29.9.41

Abb. 4. Vorspannungsverluste in der Zeit vom 29. 4. bis 29. 9. 1941 und vom 6. 5. bis 29. 9. 1941 in  $\text{kg/cm}^2$ .

Die in den Linien (2) der Abb. 4 und 5 aufgetragenen rechnerisch ermittelten Durchbiegungen und Spannungsverluste stimmen mit den gemessenen Werten nur unvollkommen überein. Den Berechnungen liegen die in Abb. 5 eingetragenen Kriechmaße  $\varphi$  und Schwindmaße  $t_s$ , sowie die in Tabelle 2, Spalte 5, angegebenen Elastizitätszahlen zugrunde. Es wurde ähnlicher zeitlicher Ver-

lauf des Kriech- und Schwindvorganges vorausgesetzt. Die theoretische Ermittlung der Spannungsverluste und Durchbiegungen erfolgte nach [4], weitere, für die hier vorliegenden Untersuchungen erforderliche Entwicklungen wurden neu aufgestellt. Die Ergebnisse dieser Berechnungen sind in den Abb. 4 und 5 unter (2) und (3) zusammengestellt. Wie man in Abb. 5 auf den Linien (1) und (2) entnehmen kann, zeigen in der Anfangszeit die errechneten Einsenkungen gegenüber den gemessenen selbst dem Vorzeichen nach verschiedene Werte. Später, in den letzten drei Monaten treten Unterschiede von 25 bis 30 v.H. der gemessenen Werte auf. Die Durchbiegungen sind anfangs größer, nach etwa zwei Monaten jedoch kleiner als die beobachteten. Dagegen zeigen die theoretisch ermittelten Vorspannungsverluste in der Anfangszeit kleinere, in den letzten drei Monaten größere Werte als die gemessenen (Abb. 4). Im allgemeinen besteht bei den Spannungsverlusten verhältnismäßig bessere Übereinstimmung von Versuch und Theorie.

Die Ursache dieser Abweichungen kann, sofern kein anderer Grund angegeben werden kann, darin vermutet werden, daß die bei der Berechnung vorausgesetzte Gleichmäßigkeit des Austrocknens (Schwindvorgang) über den Trägerquerschnitt während der Beobachtungs-



Monat	Mai	Juni	Juli	August	September 1941
Relative Luftfeuchtigkeit	71	68	74	82	83 v.H.
Regenhöhe in mm	77	45	95	57	70
Temperatur	10,7	17,7	20,2	15,8	12,6 °C
Bewölkung	8,7	6,6	7,6	8,6	6,3

Durchbiegungen in mm	1	2	3
1	-2,82	+1,64	-2,65
2	-0,92	+2,46	-1,76
3	-2,82	-0,20	-0,20
1	-0,26	+2,49	+0,20
2	+2,59	+7,0	+0,20
3	+10,87	+4,70	+1,00
1	+3,46	+3,80	+1,20

- 1 Beobachtete Durchbiegungen in mm
- 2 Berechnete " " " "
- 3 " " " " " "
- unter Annahme ungleichförmigen Schwindens  $\Delta t_5 = t_0 - t_{su}$  zwischen Träger Ober- und Unterkante

Abb. 5. Durchbiegungen in Brückenmitte in der Zeit vom 29. 4. bis 29. 9. 1941 sowie Kriech- und Schwindmaße.

zeit nicht vorhanden war. In der theoretischen Untersuchung ist die Kriech- und Schwindbehinderung durch die verhältnismäßig starke Bewehrung der Trägeruntergurte berücksichtigt worden, es wurde jedoch eine gleichmäßige Austrocknung über den Brückenquerschnitt angenommen. Würde diese Behinderung durch die unsymmetrische, einseitige Bewehrung des Streckbalkens nicht berücksichtigt,



so ergäben sich zwischen errechneten und beobachteten Werten noch wesentlich größere Unterschiede.

Die Brücke wurde erst kurz vor der Ausrüstung entschalt, es kann deshalb angenommen werden, daß die Trägerstege vor der Ausschaltung gegenüber der Brückenplatte im Schwindvorgang zurückgeblieben waren und nach der Entschaltung ein wesentlich stärkeres Schwinden der Stege eingesetzt hatte. Wie die Linien (I) und (2) der beobachteten und errechneten Durchbiegungen und Spannungsverluste in Abb. 4 und 5 erkennen lassen, hatte die Brückenplatte das Schwindmaß der Trägerunterkanten nach etwa zwei Monaten wieder erreicht und in den folgenden drei Monaten überholt. Die Beobachtungen lassen darauf schließen, daß im Freien die Brückenplatte und die fast ständig im Schatten und unter dem Einfluß der aufsteigenden Feuchtigkeit vom Wasserspiegel befindlichen Trägerstege unter verschiedenen Bedingungen schwinden. Damit ist anzunehmen, daß auch die Endschwind- und Kriechmaße des Betons der Brückenober- und -unterkanten verschiedene Werte erreichen.

Werden die in Abb. 4 und 5 angegebenen Schwindmaßunterschiede  $\Delta T_s = T_{s0} - T_{su}$  in die theoretische Betrachtung einbezogen, so ist eine wesentlich bessere Übereinstimmung von Beobachtung und Berechnung festzustellen (Linien 3 in Abb. 4 und 5). Eine Untersuchung mit verschiedenen Kriechmaßen des Betons der Ober- und Unterkante der Brücke wurde nicht durchgeführt.

Auch für den Endzustand ergibt die Berechnung unter der Annahme verschiedener Schwindmaße zwischen oben und unten wahrscheinlichere Werte als bei gleichmäßigem Schwindvorgang über den ganzen Brückenquerschnitt.

Wird das eingangs festgelegte Endkriechmaß  $m = 1,45$  und das Endschwindmaß  $T_s = 26^\circ \text{C}$  den theoretischen Untersuchungen zugrunde gelegt, so errechnet sich der gesamte zu erwartende Spannungsverlust mit:

$$\Delta \sigma_v = 444,8 \text{ kg/cm}^2$$

und die Durchbiegung in Brückenmitte, bezogen auf den Anfangszustand vom 29. 4., mit

$$\delta = 15,4 \text{ mm.}$$

Im Vergleich zu den am 29. 9. gemessenen Werten von  $\Delta \sigma_v = 287 \text{ kg/cm}^2$  und  $\delta = 13,5 \text{ mm}$  erscheint der Spannungsverlust zu groß und die Durchbiegung zu klein. Wird der für den obigen Zeitpunkt angenommene Schwindunterschied von  $\Delta T_s = + 8,5^\circ \text{C}$  auch für den Endzustand beibehalten, so liefert die Rechnung

$$\Delta \sigma_v = 400 \text{ kg/cm}^2 \text{ und} \\ \delta = 19 \text{ mm.}$$

g) Ermittlung des Nachspannwertes und endgültige Spannungen im Hängegurt. Am 29. 9. betrug das Verhältnis zwischen den gemessenen und berechneten Vorspannungsverlusten

$$\frac{287}{309} = 0,925.$$

Wird das gleiche Verhältnis auch für den Endzustand angenommen, so ergibt sich der zu erwartende Gesamtverlust am Ende der Kriechzeit mit:

$$0,925 \cdot 400 = 370 \text{ kg/cm}^2.$$

Am 29. 9. betrug der gesamte gemessene Vorspannungsverlust  $287 \text{ kg/cm}^2$ . Demnach waren in der Zeit vom 29. 9. bis zum Ende der Kriechzeit noch  $370 - 287 = 83 \text{ kg/cm}^2$  Vorspannungsverlust zu erwarten.

Nachgespannt wurde am 6. 5. mit  $135 \text{ kg/cm}^2$ ,  
2. 10. mit  $240 \text{ kg/cm}^2$ ,

zusammen mit  $375 \text{ kg/cm}^2$ .

Die Gurtspannungen betragen mit Ausschaltung der Wärmespannungen

$$\text{am 29. 4.} \quad 1083 \text{ kg/cm}^2 \text{ bzw. } + 400^1 = 1483 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\text{am 29. 9.} \quad 931 \text{ kg/cm}^2 \text{ bzw. } + 400 = 1331 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\text{Nach der Nachspannung am 2. 10.} \quad 931 + 240 = 1171 \text{ kg/cm}^2 \text{ bzw. } + 400 = 1571 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\text{noch zu erwartender Spannungsverlust} \quad - 83 \text{ kg/cm}^2 \quad - 83 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\text{Gurtspannungen im Endzustand} \quad 1088 \text{ kg/cm}^2 \text{ bzw. } + 400 = 1488 \text{ kg/cm}^2.$$

h) Folgerungen. Wie aus den Darlegungen des Abschnittes f) hervorgeht, wirken sich die unterschiedlichen Schwindbedingungen der Brückenplatte und Trägerstege in günstigem Sinne vermindern auf die Vorspannungsverluste aus. Die gleichen Wirkungen haben stärkere Bewehrungen der Streckträgeruntergurte, sie bringen aber den Nachteil mit sich, daß durch Schwindbehinderung Zugspannungen im Beton der Trägerunterkanten wachgerufen werden, wodurch der Wert der Vorspannung beeinträchtigt wird.

Durch verschiedene Aufbereitung des Betons der Brückenplatte und der Trägerstege kann man Unterschiede in den Schwindmaßen dieser Konstruktionsglieder herbeiführen, wodurch künstlich eine Art selbsttätiger Nachspannung der Zuggurte und damit eine Verminderung der Verluste in den vorgespannten Bewehrungen erzielt wird.

Die hier auf Grund von Beobachtungen am ausgeführten Bauwerk im Freien mitgeteilten Meßergebnisse können nicht als allgemeingültig betrachtet und als Festwerte für die Berechnung von Brückenkonstruktionen ähnlicher Art übernommen werden. Die Vorspannungsverluste hängen bekanntlich nicht allein von den geometrischen Verhältnissen des Systems, von Materialfestwerten und Witterungseinflüssen, sondern auch von der Größe der Vorspannung an sich ab. Es ist nicht gleichgültig, ob die Vorspannung so gewählt wird, daß mit Rücksicht auf das Verhältnis  $\frac{p}{g}$  größere oder kleinere negative Biegemomente im Streckträger zurückbleiben. Wird in allen Fällen mit einem festen Spannungsverlust gerechnet, so kann der günstige Einfluß eines kleineren

Verhältnisses  $\frac{p}{g}$  nicht ausgewertet werden, und die vorgespannte Bewehrung wird in unwirtschaftlicher Weise überdimensioniert. Die rechnerische Ermittlung der Spannungsverluste ist deshalb ein Gebot der Sparsamkeit. Es darf jedoch nicht außer acht gelassen werden, daß auch die Rechnung, der vielfachen Einflüsse wegen, vor allem bei Bauten im Freien nur eine verhältnismäßig grobe Annäherung an die Wirklichkeit bedeutet, da die Rechnungsgrundlagen (Geltung des Hookeschen Gesetzes für plastische Verformungen unter Dauerlasten, Ähnlichkeit des zeitlichen Verlaufes der Kriechvorgänge mit den Schwinderscheinungen, Witterungseinflüsse und durch sie verursachte ungleiche Kriech- und Schwindbedingungen einzelner Teile der Bauwerke und dgl.) teilweise unvollkommen geklärt und der Mannigfaltigkeit der zahlreichen Einflüsse wegen auch schwer zu erfassen sind. Weitere Beobachtungen im Versuchsraum und am ausgeführten Bauwerk im Freien sind deshalb anzustreben.

### III. Zusammenfassung.

1. Die Störung der Beobachtungen durch Wärmewirkungen hat sich, wie zu erwarten war, stark bemerkbar gemacht.

2. Schon in der ersten Woche nach der Vorspannung konnte ein Spannungsverlust von  $92 \text{ kg/cm}^2$  festgestellt werden. Am Ende der fünfmonatlichen Beobachtungszeit ergab sich ein neuerlicher Spannungsabfall von  $195 \text{ kg/cm}^2$ . Dieser Verlust wurde zuzüglich eines auf Grund von Beobachtung und Rechnung ermittelten Zu-

<sup>1</sup> Im Zuggurt vor der ersten Vorspannung vorhandene Spannung (s. unter II e).



schlages von 83 kg/cm<sup>2</sup> wieder in den Hängegurt eingetragen. Mit dieser Gesamtnachspannung von: 92 + 195 + 83 = 370 kg/cm<sup>2</sup> wurde die Anfangsspannung voraussichtlich wieder erreicht.

3. Unter Voraussetzung der Richtigkeit der Theorie und ihrer Grundlagen mußten Kriech- und insbesondere Schwindmaße mit verhältnismäßig großen Werten angenommen werden, um Messung und Rechnung in Einklang zu bringen [5]. Für den unter II b) beschriebenen, 1% bewehrten Beton des leichten Brückentragwerkes mit nur 13 cm starken Balken und ebenso starker Brückenplatte, welcher im Zeitpunkt der Vorspannung etwa 90 v. H. seiner Endfestigkeit erreicht hatte, wurde das Kriechmaß mit:  $m = 1,45$  und das Schwindmaß mit:  $T_s = 26^\circ \text{C}$  in die Berechnung eingeführt. Unter diesen Annahmen zeigten die Spannungsverluste, welche hauptsächlich interessieren, verhältnismäßig gute Übereinstimmung mit den Beobachtungen.

4. Die rechnermäßigen Spannungsverluste waren in der Anfangszeit kleiner, später größer als die beobachteten. Umgekehrt verhielten sich die Durchbiegungen in Brückenmitte, welche anfangs wesentlich größer, später kleiner waren als die beobachteten Werte.

5. Die Erklärung dieser Erscheinung kann, sofern keine andere Ursache feststellbar ist, darin vermutet werden, daß Brückenplatte und Trägerstege im Freien verschiedenen Kriech- und Schwindbedingungen unterworfen sind und daß die Trägerunterkanten unmittelbar nach der Ausschalung stärker schwinden als die Brückenplatte. Unter Einbeziehung dieser Verschiedenheit in die Rechnung, lassen sich die theoretisch ermittelten Werte wesentlich besser den Beobachtungen anpassen.

6. Beobachtung und Rechnung lassen erkennen, daß die obengenannten verschiedenen Schwindbedingungen, denen Brückenplatte und Trägerstege im Freien ausgesetzt sind, eine Verminderung der Vorspannverluste im Endzustand verursachen und sich demnach im günstigen Sinne auswirken. Daraus folgt, daß es möglich ist, durch entsprechende Maßnahmen in der Aufbereitung des Betons der Brückenplatte und Trägerstege, die Spannungsverluste künstlich durch eine Art selbsttätiger Nachspannung zu vermindern.

IV. Schlußbemerkung.

Laboratoriumsversuche geben unter wohldefinierten Bedingungen auf eindeutig gestellte Fragen klarere Antworten als Beobachtungen an ausgeführten Bauwerken im Freien, durch welche jedoch oft neue Erscheinungen und Wirkungen festgestellt werden, die zu weiteren Lösungen führen. Auf diese Weise wirken sie in ihrer Art auf Weiterentwicklung und Fortschritt ebenso befruchtend wie Beobachtungen im Versuchsraum.

Beobachtungen an fertigen Bauwerken, wie dieses vorbildlich in der Schweiz geschieht, sind deshalb für die Weiterentwicklung von Technik und Forschung immer anzustreben und zu fördern.

Literatur.

1. Deutsches Reichspatent, Franz Dischinger.
2. W. Gehler und H. Amos: Versuche über Elastizität, Plastizität und Schwinden von Beton, Berlin 1934. Deutscher Ausschuß für Eisenbeton H. 78, S. 9.
3. J. Schäfer: Das Schwinden von Beton und sein Einfluß auf die bituminöse Grundwasserdichtung, Mitteilungen aus der Dachpappen-Industrie (1938).
4. R. Schwarz: Beton und Eisen 38 (1939) S. 185-190 u. S. 202-205.
5. W. Storz: Die Bautechnik 25 (1948) S. 91, Absatz 3, sowie F. Dischinger: Bauingenieur 18 (1937) S. 548, Absatz 6.

## Über die Spannungsverteilung in dicken Rohren im Zustande des plastischen Fließens.

Von Prof. Dr.-Ing. Friedrich Tölke, Karlsruhe.

### 1. Die Gestaltsänderungsarbeitshypothese.

Findet sich ein Körper im Zustande des plastischen Fließens, so tritt nach der Plastizitätstheorie an die Stelle des Hooke'schen Elastizitätsgesetzes die Gestaltungsänderungsarbeits-Bedingung. Im Falle dicker Rohre mit den Spannungen  $\sigma_r$  in radialer,  $\sigma_t$  in tangentialer und  $\sigma$  in achsialer Richtung lautet diese Bedingung

$$\sigma_r^2 + \sigma_t^2 + \sigma_l^2 - \sigma_r \sigma_t - \sigma_t \sigma_l - \sigma_l \sigma_r = \sigma_F^2 \quad (1)$$

Diese aus den Arbeiten von Hencky, Huber, v. Mises und Schleicher folgende Fließbedingung ist durch ausgedehnte Versuche von Roš und Eichinger in einem Ausmaße bestätigt worden, daß sie in Anwendung auf dicke Rohre als eine unbedingt sichere Grundlage betrachtet werden kann. Die Gl. (1) läßt sich, wie beiläufig bemerkt sei, auch auf Körper beliebiger Gestalt und Beanspruchung anwenden, wenn man unter  $\sigma_r$ ,  $\sigma_t$ ,  $\sigma_l$  jeweils die Hauptspannungen versteht, die sich von Punkt zu Punkt nach Größe und Richtung ändern.

Im Falle fehlender Achsialspannungen zieht sich Gl. (1) auf die vereinfachte Form

$$\sigma_r^2 + \sigma_t^2 - \sigma_r \sigma_t = \sigma_F^2 \quad (2)$$

zusammen. In beiden Gleichungen bezeichnet  $\sigma_F$  die Fließspannung des Spannungs-Dehnungs-Diagramms. Hieraus folgt, daß die Gestaltsänderungsarbeitshypothese in der hier benutzten Form nur auf solche Baustoffe Anwendung finden kann, die wie Stahl über eine ausgeprägte Fließspannung verfügen.

### 2. Das dicke Rohr unter konstantem Innen- und Außendruck.

Unterliegt ein dickes Rohr gemäß Abb. 1 der Wirkung eines konstanten Innen- und Außendruckes, dann wirken

auf ein kleines aus dem Rohr herausgeschnittenes Element, das in Abb. 2 vergrößert gezeichnet ist, die vier aus Abb. 2 ersichtlichen Kräfte. Werden die beiden in tangentialer Richtung wirkenden Kräfte gemäß Abb. 3 zusammengefaßt, so liefert das Gleichgewicht in radialer Richtung

$$\frac{d(r\sigma_r)}{dr} \Delta r \Delta \varphi - \sigma_t \Delta r \Delta \varphi = 0 \quad \text{oder} \quad \sigma_t = \frac{d(r\sigma_r)}{dr} \quad (3)$$

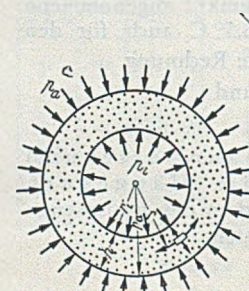


Abb. 1.

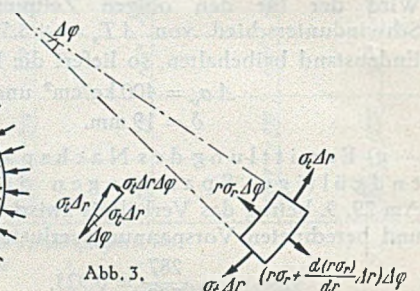


Abb. 2

Wird dieses Ergebnis aus der Gleichgewichtsbetrachtung in die Fließbedingung Gl. (2) eingeführt, so folgt

$$\sigma_r^2 + \left[ \frac{d(r\sigma_r)}{dr} \right]^2 - \sigma_r \frac{d(r\sigma_r)}{dr} = \sigma_F^2$$

Differenziert man die runden Klammern aus und werden gleichzeitig die bezogenen Spannungen

$$\sigma_r = \frac{\sigma_r}{\sigma_F}, \quad \sigma_t = \frac{\sigma_t}{\sigma_F} \quad (4)$$



eingeführt, so lautet die Differentialgleichung

$$\left(\frac{d\bar{\sigma}_r}{dr}\right)^2 + \frac{\bar{\sigma}_r}{r} \frac{d\bar{\sigma}_r}{dr} + \frac{\bar{\sigma}_r^2}{r^2} = \frac{1}{r^2} \quad (5)$$

Diese Differentialgleichung läßt sich durch Trennung der Variablen lösen. Zunächst ergibt sich durch Auflösung nach  $d\bar{\sigma}_r/dr$

$$\frac{d\bar{\sigma}_r}{dr} = \frac{\bar{\sigma}_r}{r} \left[ -\frac{1}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{1}{\bar{\sigma}_r}\right)^2 - \frac{3}{4}} \right]$$

oder

$$\frac{d\bar{\sigma}_r}{\bar{\sigma}_r \left[ -\frac{1}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{1}{\bar{\sigma}_r}\right)^2 - \frac{3}{4}} \right]} = \frac{dr}{r}$$

Nun soll nach Abb. 1 für  $r=r_i$  die Radialspannung  $\sigma_r = -p_i$  und damit die bezogene Radialspannung  $\bar{\sigma}_r = -p_i/\sigma_F$  sein. Wird daher vom Innenrand aus integriert, so folgt

$$\int_{-\frac{p_i}{\sigma_F}}^{\bar{\sigma}_r} \frac{d\bar{\sigma}_r}{\bar{\sigma}_r \left[ -\frac{1}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{1}{\bar{\sigma}_r}\right)^2 - \frac{3}{4}} \right]} = \ln \frac{r}{r_i} \quad (6)$$

Wird im Nenner des Integrales ausmultipliziert und  $\bar{\sigma}_r$  vorübergehend durch  $x$  ersetzt, so erhält man zunächst

$$\int \frac{dx}{-\frac{1}{2}x \pm \sqrt{1 - \frac{3}{4}x^2}} = \int \frac{\left(\frac{1}{4} \pm \frac{3}{8} \frac{x}{\sqrt{1 - \frac{3}{4}x^2}}\right) + \left(\frac{3}{4} \mp \frac{3}{8} \frac{x}{\sqrt{1 - \frac{3}{4}x^2}}\right)}{-\frac{1}{2}x \pm \sqrt{1 - \frac{3}{4}x^2}} dx$$

Jedes der beiden Teilintegrale, die sich hieraus nach dem Additionsgesetz ergeben, ist integrabel. Wird in dem ersten Integral im Zähler der Faktor  $-\frac{1}{2}$  abgespalten, so verbleibt gerade der Differentialquotient des Nenners, so daß dieses Integral gleich  $-\frac{1}{2}$  mal dem natürlichen Logarithmus des Nenners ist. Wird in dem zweiten Integral im Zähler der Faktor  $+\frac{3}{4}\sqrt{1 - \frac{3}{4}x^2}$  abgespalten, so verbleibt gerade der im Nenner stehende Ausdruck, so daß gekürzt werden kann und der abgespaltene Faktor als Integrand verbleibt, womit dieses Integral unmittelbar auf den Arcussinus führt. So ergibt sich

$$\int \frac{dx}{-\frac{1}{2}x \pm \sqrt{1 - \frac{3}{4}x^2}} = -\frac{1}{2} \ln \left| -\frac{1}{2}x \pm \sqrt{1 - \frac{3}{4}x^2} \right| \pm \sqrt{\frac{3}{4}} \arcsin \sqrt{\frac{3}{4}} x \quad (7)$$

Damit ist das auf den ersten Blick als völlig unlösbar erscheinende Integral in Gl. (6) durch die Besonderheit der Koeffizienten löslich, und es folgt nach Einsetzen der Grenzen

$$-\frac{1}{2} \ln \left| -\frac{1}{2} \bar{\sigma}_r \pm \sqrt{1 - \frac{3}{4} \bar{\sigma}_r^2} \right| + \frac{1}{2} \ln \left| \frac{p_i}{\sigma_F} \pm \sqrt{1 - \frac{3}{4} \left(\frac{p_i}{\sigma_F}\right)^2} \right| \pm \sqrt{\frac{3}{4}} \arcsin \sqrt{\frac{3}{4}} \bar{\sigma}_r \pm \sqrt{\frac{3}{4}} \arcsin \sqrt{\frac{3}{4}} \frac{p_i}{\sigma_F} = \ln \frac{r}{r_i}$$

Nun ist  $-\frac{1}{2} \ln u = \ln \frac{1}{\sqrt{u}}$ . Werden die drei logarithmischen Glieder unter Beachtung dieser Formel zusammengefaßt, so erhält man weiter

$$\ln \frac{r}{r_i} \sqrt{\frac{-\frac{1}{2} \bar{\sigma}_r \pm \sqrt{1 - \frac{3}{4} \bar{\sigma}_r^2}}{\frac{1}{2} \frac{p_i}{\sigma_F} \pm \sqrt{1 - \frac{3}{4} \left(\frac{p_i}{\sigma_F}\right)^2}}} = \pm \sqrt{\frac{3}{4}} \arcsin \sqrt{\frac{3}{4}} \bar{\sigma}_r \pm \sqrt{\frac{3}{4}} \arcsin \sqrt{\frac{3}{4}} \frac{p_i}{\sigma_F} \quad (8)$$

Wird an dieser Gleichung noch die Exponentialoperation vollzogen, so geht die linke Seite in den Numerus über, womit nach  $r$  aufgelöst werden kann. So ergibt sich

$$r = r_i \sqrt{\frac{\frac{1}{2} \frac{p_i}{\sigma_F} \pm \sqrt{1 - \frac{3}{4} \left(\frac{p_i}{\sigma_F}\right)^2}}{-\frac{1}{2} \bar{\sigma}_r \pm \sqrt{1 - \frac{3}{4} \bar{\sigma}_r^2}}} e^{\pm \sqrt{\frac{3}{4}} \left( \arcsin \sqrt{\frac{3}{4}} \bar{\sigma}_r + \arcsin \sqrt{\frac{3}{4}} \frac{p_i}{\sigma_F} \right)} \quad (9)$$

Nach Gl. (9) können die zu angenommenen  $\bar{\sigma}_r$ -Werten gehörigen  $r$ -Werte unmittelbar berechnet werden. Die zugehörigen  $\sigma_t$ - bzw.  $\bar{\sigma}_t$ -Werte werden zweckmäßig nicht nach Gl. (3), sondern aus Gl. (2) in Verbindung mit Gl. (4) ermittelt. So erhält man

$$\bar{\sigma}_t = \frac{1}{2} \bar{\sigma}_r \pm \sqrt{1 - \frac{3}{4} \bar{\sigma}_r^2} \quad (10)$$

Bezüglich des Doppelvorzeichens zeigt die nähere Untersuchung von Gl. (9) und Gl. (10): zu einem von innen nach außen abnehmenden  $\bar{\sigma}_r$  gehört das obere, zu einem von innen nach außen zunehmenden  $\bar{\sigma}_r$  das untere Vorzeichen.

### 3. Mindestfließgrenze bei vorgegebenem Innen- oder Außendruck.

In Gl. (9) und (10) bleiben die Ausdrücke so lange reell, als  $\frac{3}{4} \bar{\sigma}_r^2$  kleiner als eins bleibt. Da die größten Werte von  $\bar{\sigma}_r$  jeweils am Rande auftreten, so wird hierdurch der größtmögliche Innen- oder Außendruck festgelegt. In Verbindung mit Gl. (4) folgt

$$\frac{3}{4} (\max p_i)^2 = \sigma_F^2 \quad \text{bzw.} \quad \frac{3}{4} (\max p_a)^2 = \sigma_F^2$$

oder

$$\left. \begin{aligned} \max p_i &= \sigma_F \sqrt{\frac{3}{4}} = 1,155 \sigma_F \\ \max p_a &= \sigma_F \sqrt{\frac{3}{4}} = 1,155 \sigma_F \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

bzw.

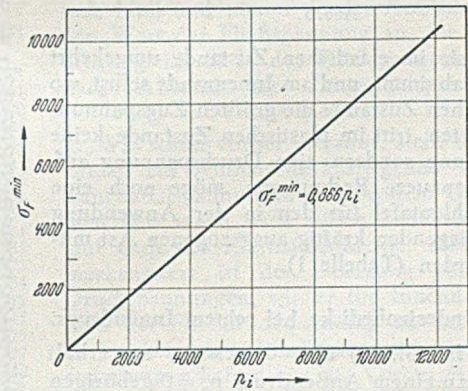


Abb. 4.

In der Anwendung ist die Fragestellung meist umgekehrt. Innen- oder Außendruck sind vorgegeben und Material und Abmessungen müssen so beschaffen sein, daß der







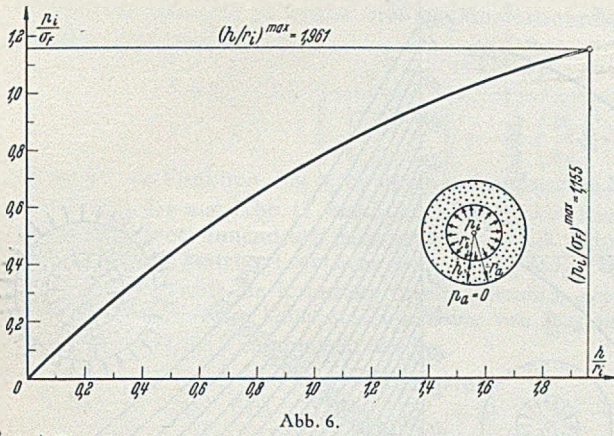


Abb. 6.

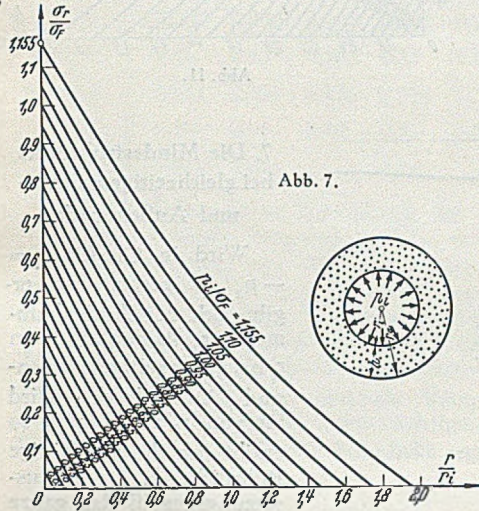


Abb. 7.

der Ellipse von Abb. 5 und die Tabelle 1 von Ziffer 4. Der Zusammenhang zwischen  $\bar{\sigma}_r$  und  $r$  muß nun noch gemäß Gl. (9) zahlenmäßig ausgewertet werden. Das Ergebnis ist graphisch in Abb. 7 und numerisch in der vorherstehenden Zahlentafel 3 niedergelegt. In der Abbildung sind  $r/r_i$  als Abszisse und  $\sigma_r/\sigma_F$  als Ordinate aufgetragen, während  $p_i/\sigma_F$  als Kurvenparameter gewählt ist; nach Ziffer 3 schwankt dieser Parameter zwischen 0 und dem größtmög-

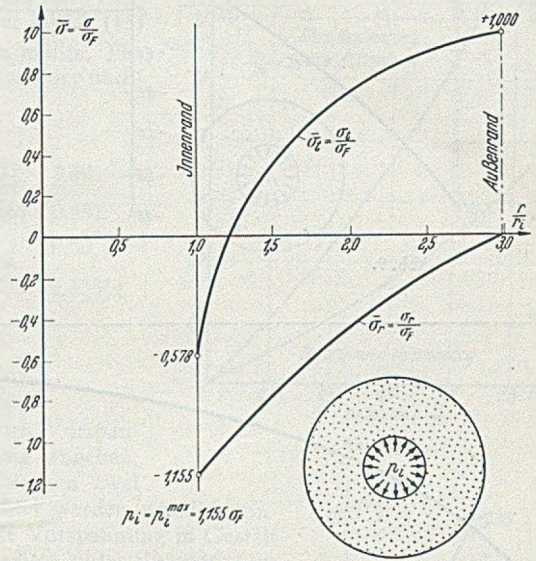


Abb. 8.

lichen Wert von  $p_i/\sigma_F = 1,155$ . Jede Parameterkurve fällt von ihrem Maximum an der Innenseite monoton auf Null an der Außenseite ab, wobei

$$\frac{r_a - r_i}{r_i} = \frac{h}{r_i}$$

Tabelle 4. Tabelle für  $h/r_i$  in Abhängigkeit von  $p_a/\sigma_F$  mit  $p_i/\sigma_F$  als Parameter.

$\frac{p_a}{\sigma_F}$	$\frac{p_i}{\sigma_F} = 0$	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60
0,00	0	0,050	0,103	0,155	0,211	0,268	0,326	0,386	0,449	0,514	0,581	0,651	0,725
0,05	—	0,000	0,050	0,100	0,152	0,207	0,262	0,320	0,379	0,442	0,505	0,572	0,642
0,10	—	—	0,000	0,048	0,098	0,149	0,203	0,257	0,314	0,373	0,434	0,497	0,563
0,15	—	—	—	0,000	0,048	0,097	0,148	0,200	0,254	0,310	0,368	0,430	0,492
0,20	—	—	—	—	0,000	0,047	0,095	0,146	0,197	0,251	0,306	0,364	0,425
0,25	—	—	—	—	—	0,000	0,047	0,093	0,143	0,194	0,247	0,302	0,360
0,30	—	—	—	—	—	—	0,000	0,046	0,093	0,142	0,193	0,245	0,300
0,35	—	—	—	—	—	—	—	0,000	0,045	0,092	0,141	0,192	0,244
0,40	—	—	—	—	—	—	—	—	0,000	0,045	0,091	0,140	0,190
0,45	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,000	0,045	0,091	0,138
0,50	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,000	0,045	0,091
0,55	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,000	0,045
0,60	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,000

$\frac{p_a}{\sigma_F}$	$\frac{p_i}{\sigma_F} = 0,65$	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	1,00	1,05	1,10	1,15	1,155
0,00	0,801	0,881	0,965	1,054	1,149	1,250	1,358	1,476	1,607	1,756	1,937	1,961
0,05	0,713	0,790	0,871	0,955	1,045	1,141	1,245	1,358	1,481	1,624	1,796	1,820
0,10	0,633	0,706	0,782	0,863	0,949	1,039	1,138	1,246	1,364	1,499	1,663	1,684
0,15	0,558	0,628	0,702	0,778	0,860	0,947	1,010	1,144	1,256	1,385	1,543	1,564
0,20	0,488	0,554	0,623	0,697	0,775	0,858	0,948	1,046	1,154	1,276	1,426	1,447
0,25	0,420	0,483	0,550	0,620	0,695	0,775	0,860	0,953	1,056	1,174	1,316	1,336
0,30	0,358	0,418	0,482	0,548	0,620	0,697	0,778	0,867	0,966	1,078	1,215	1,234
0,35	0,299	0,357	0,418	0,482	0,550	0,623	0,701	0,787	0,881	0,988	1,118	1,136
0,40	0,242	0,298	0,356	0,418	0,483	0,552	0,627	0,708	0,798	0,902	1,026	1,044
0,45	0,189	0,242	0,298	0,356	0,419	0,485	0,558	0,636	0,722	0,820	0,939	0,955
0,50	0,138	0,190	0,243	0,299	0,359	0,422	0,492	0,567	0,648	0,743	0,857	0,873
0,55	0,091	0,139	0,191	0,245	0,302	0,363	0,428	0,500	0,579	0,669	0,778	0,794
0,60	0,045	0,091	0,140	0,192	0,247	0,305	0,368	0,437	0,512	0,598	0,705	0,718
0,65	0,000	0,045	0,092	0,141	0,193	0,249	0,310	0,376	0,448	0,531	0,632	0,645
0,70	—	0,000	0,045	0,092	0,142	0,196	0,253	0,317	0,386	0,465	0,562	0,575
0,75	—	—	0,000	0,045	0,093	0,144	0,200	0,260	0,326	0,402	0,494	0,507
0,80	—	—	—	0,000	0,046	0,095	0,148	0,206	0,269	0,342	0,430	0,442
0,85	—	—	—	—	0,000	0,047	0,098	0,153	0,213	0,283	0,367	0,378
0,90	—	—	—	—	—	0,000	0,048	0,102	0,158	0,225	0,306	0,317
0,95	—	—	—	—	—	—	0,000	0,050	0,106	0,168	0,245	0,256
1,00	—	—	—	—	—	—	—	0,000	0,052	0,113	0,186	0,196
1,05	—	—	—	—	—	—	—	—	0,000	0,057	0,127	0,136
1,10	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,000	0,066	0,075
1,15	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,000	0,008
1,155	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,000

die bereits in Tabelle 2 aufgeführten Werte annimmt. In der entsprechend aufgebauten Zahlentafel werden die  $r/r_i$ -Werte in Abhängigkeit von  $\sigma_r/\sigma_F$  abgelesen, wobei jede Säule einer Parameterkurve entspricht. Aus den so abgelesenen  $\bar{\sigma}_r$ -Werten werden dann die  $\bar{\sigma}_t$ -Werte nach Ziffer 4 bestimmt.

Für den höchstmöglichen Innendruck  $p_i = 1,155 \sigma_F$  ist der Verlauf von Radial- und Tangentialspannung aus Abb. 8 ersichtlich. Die Tangentialspannung steigt von  $-0,578 \sigma_F$  auf  $+1,000 \sigma_F$ . Für einen Innendruck gleich der Fließspannung zeigt Abb. 9 den Spannungsverlauf. Die Tangentialspannung wird jetzt an der Innenseite gerade Null und nimmt an der Außenseite gerade den Wert der Fließspannung an. Ist der Innendruck gleich 85 % der Fließspannung, so steigt nach Abb. 10 die Tangentialspannung von  $+0,252 \sigma_F$  auf  $+1,000 \sigma_F$ .

Wie schon vorher erwähnt, steht der von der Innen- zur Außenseite ansteigende Verlauf der Tangentialspannungen in schroffem Gegensatz zu dem von innen nach außen abnehmenden Verlauf nach der Elastizitätstheorie. Besonders bemerkenswert ist der Übergang von Zug- zu Druckspannungen, wie er für Innendrucke oberhalb der Fließdruckspannung an der Innenseite in Erscheinung tritt. Diese tangentialen Druckspannungen liefern erst die Voraussetzung dafür, daß ein über die Fließdruckspannung hinausgehender Innendruck auftreten kann. Mit dem Erreichen der 1,155fachen Fließdruckspannung ist auch diese Kompensationsmöglichkeit erschöpft und eine weitere Innendrucksteigerung unmöglich.



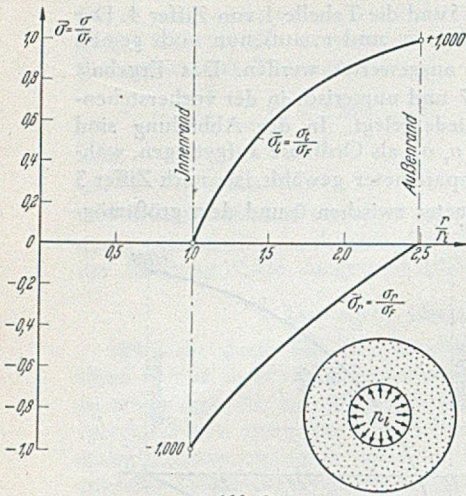


Abb. 9.

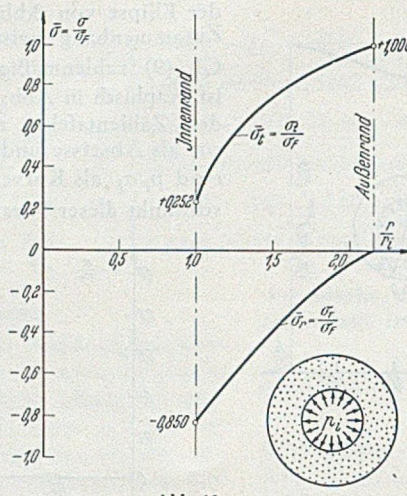


Abb. 10.

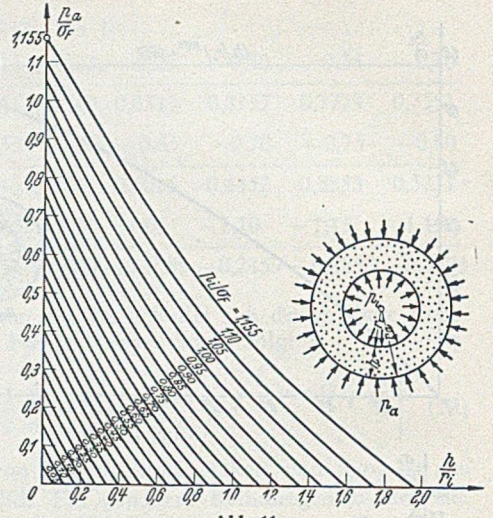


Abb. 11.

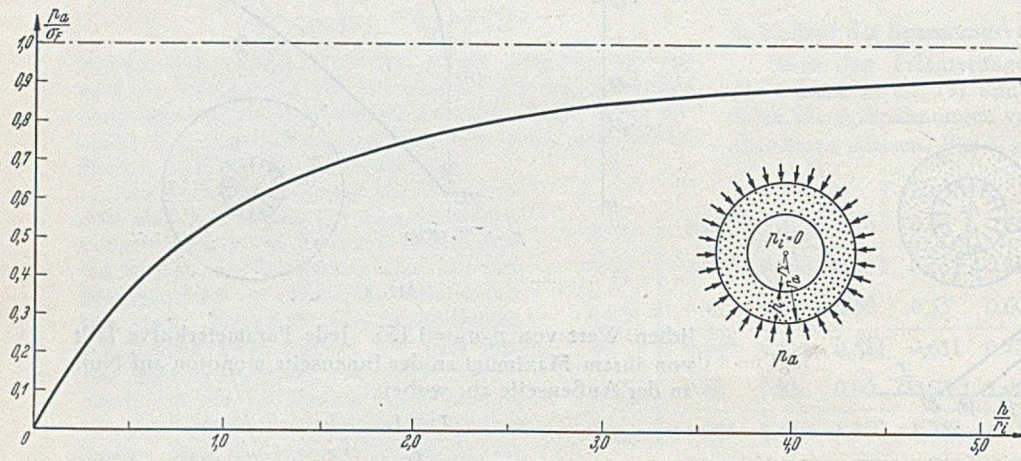


Abb. 12.

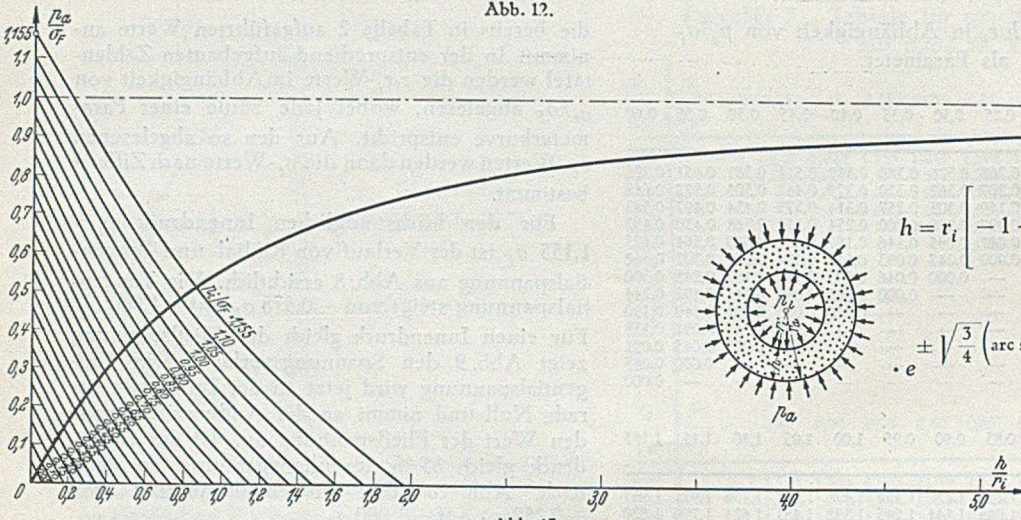


Abb. 13.

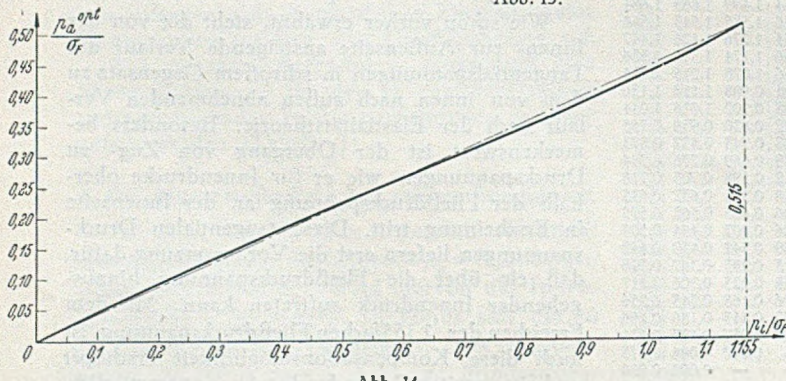


Abb. 14.

**7. Die Mindestrohrdicke bei gleichzeitigem Innen- und Außendruck.**

Wird in Gl. (9)  $\sigma_r = -p_a/\sigma_F$  gesetzt, so ergibt sich der Außenhalbmesser  $r_a$  als Funktion von  $r_i$  bei gleichzeitigem Innen- und Außendruck. Wird hiervon  $r_i$  abgezogen, so ergibt sich die zugehörige Rohrdicke  $h$ . Da voraussetzungsgemäß das ganze Rohr sich im Fließzustande befindet, so ist dieses  $h$  die Mindestrohrwandstärke, die bei gleichzeitigem Innen- und Außendruck möglich ist. Man erhält

$$h = r_i \left[ -1 + \frac{\sqrt{\frac{1}{2} \frac{p_i}{\sigma_F} \pm \sqrt{1 - \frac{3}{4} \left(\frac{p_i}{\sigma_F}\right)^2}}}{\sqrt{\frac{1}{2} \frac{p_a}{\sigma_F} \pm \sqrt{1 - \frac{3}{4} \left(\frac{p_a}{\sigma_F}\right)^2}}} \pm \sqrt{\frac{3}{4}} \left( \arcsin \sqrt{\frac{3}{4} \frac{p_i}{\sigma_F}} - \arcsin \sqrt{\frac{3}{4} \frac{p_a}{\sigma_F}} \right) \right]. \quad (14)$$

In Gl. (14) entspricht das obere Vorzeichen dem Fall, daß der Innendruck größer als der Außendruck, das untere dem Fall, daß der Innendruck kleiner als der Außendruck ist.

Für den meist vorliegenden Anwendungsfall, daß der Innendruck größer als der Außendruck ist, ist der Verlauf der Rohrdicke in Abhängigkeit von  $p_a/\sigma_F$  mit  $p_i/\sigma_F$  als Parameter aus Abb. 11 ersichtlich. Ferner können die  $h/r_i$ -Werte aus der entsprechend aufgebauten Zahlentafel 4 unmittelbar entnommen werden.

**8. Die Mindestrohrdicke bei reinem Außendruck**

Wird in Gl. (14)  $p_i = 0$  gesetzt und, entsprechend der damit von außen nach innen abnehmenden Radialspannungsverteilung, das untere



Vorzeichen gewählt, so ergibt sich die Mindestrohrdicke bei reinem Außendruck. Man erhält

$$h = r_i \left[ -1 + \frac{e^{\sqrt{\frac{3}{4}} \arcsin \sqrt{\frac{3}{4}} \frac{p_a}{\sigma_F}}}{\sqrt{\frac{1}{2} \frac{p_a}{\sigma_F} - \sqrt{1 - \frac{3}{4} \left(\frac{p_a}{\sigma_F}\right)^2}}} \right] \quad (15)$$

Wird  $h/r_i$  als Funktion von  $p_a/\sigma_F$  in einem kartesischen System aufgetragen, so ergibt sich der aus Abb. 12 ersichtliche Funktionsverlauf. Im Gegensatz zum Rohr bei reinem Innendruck kann jetzt der Druck nicht mehr über die Fließgrenze hinaus gesteigert werden, denn für  $p_a = \sigma_F$  verschwindet in Gl. (15) der Nenner, womit die Rohrdicke bereits unendlich groß werden müsste. Für genauere Rechnungen kann die Zuordnung von  $h/r_i$  und  $p_a/\sigma_F$  aus der nachfolgenden Tabelle 5 entnommen werden.

$p_a/\sigma_F$	0,00	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40
$h/r_i$	0,000	0,052	0,109	0,170	0,237	0,311	0,390	0,481	0,582
$p_a/\sigma_F$	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80
$h/r_i$	0,582	0,695	0,826	0,977	1,156	1,370	1,635	1,973	2,425
$p_a/\sigma_F$	0,80	0,85	0,90	0,95	1,00				
$h/r_i$	2,425	3,080	4,163	6,558	$\infty$				

9. Rohre unter Innendruck bei optimaler Vorspannung.

In dem wichtigen Anwendungsfall, wo der Außendruck durch Vorspannung erzeugt wird, läßt sich unmittelbar diejenige Vorspannung angeben, bei welcher sich die kleinste Rohrdicke ergibt. In diesem Falle müssen zwei voneinander unabhängige Belastungszustände gleichzeitig betrachtet werden, nämlich einmal der des vorgespannten Rohres nach Gl. (14), bei welchem die Vorspannung in Gestalt des Außendruckes  $p_a$  in Erscheinung tritt, und einmal der des Rohres unter Vorspannung allein nach Gl. (15). Die optimale Vorspannung ist dann diejenige, bei welcher sich nach beiden Formeln unter Berücksichtigung des vorgegebenen Innendruckes  $p_i$  und der Fließspannung  $\sigma_F$  die gleiche Rohrdicke ergibt. Trägt man den zu Gl. (15) gehörigen Funk-

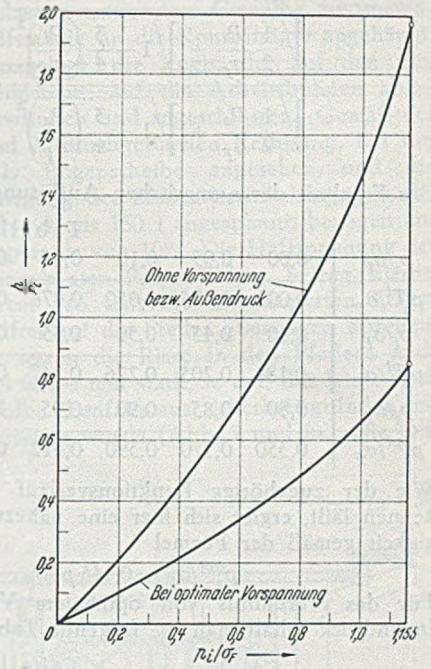


Abb. 17.

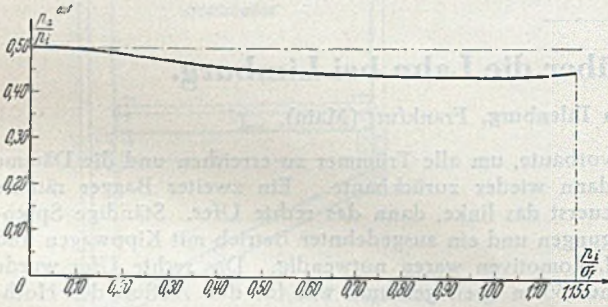


Abb. 15.

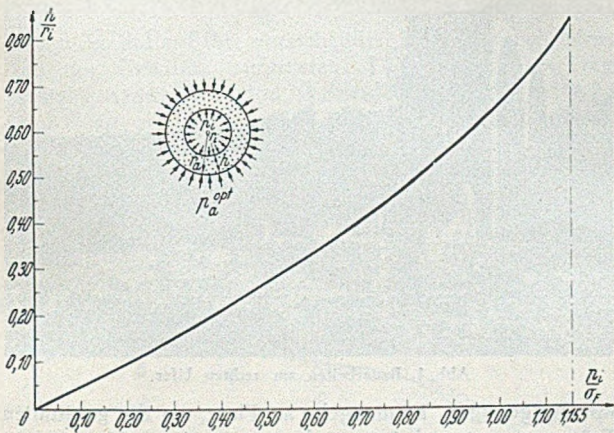


Abb. 16.

tionsverlauf der Abb. 12 in Abb. 11 mit hinein, wie es in Abb. 13 geschehen ist, so hat man in den Schnittpunkten der Vorspannungskurve mit den Parameterkurven den zu dem betreffenden  $p_i/\sigma_F$ -Wert gehörigen optimalen Vorspannungswert  $p_a/\sigma_F$ . Numerisch löst sich die Aufgabe durch Gleichsetzen der  $h/r_i$ -Werte von Gl. (14) und Gl. (15). Dies führt zu der transzendenten Gleichung

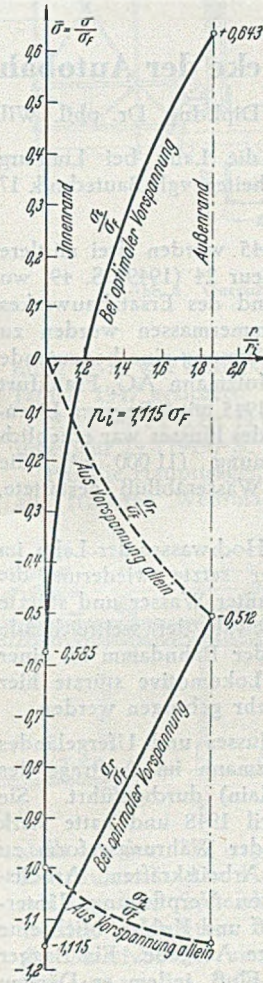


Abb. 18.

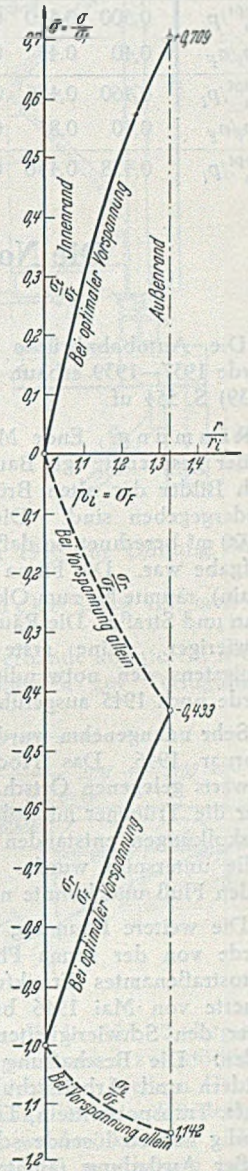


Abb. 19.



$$\frac{\sqrt{\frac{1}{2} \frac{p_i}{\sigma_F} + \sqrt{1 - \frac{3}{4} \left(\frac{p_i}{\sigma_F}\right)^2}}}{\sqrt{\frac{1}{2} \frac{p_a}{\sigma_F} + \sqrt{1 - \frac{3}{4} \left(\frac{p_a}{\sigma_F}\right)^2}}} e^{\sqrt{\frac{3}{4}} \left( \arcsin \sqrt{\frac{3}{4} \frac{p_i}{\sigma_F}} - \arcsin \sqrt{\frac{3}{4} \frac{p_a}{\sigma_F}} \right)} = \frac{e^{\sqrt{\frac{3}{4}} \arcsin \sqrt{\frac{3}{4} \frac{p_a}{\sigma_F}}}}{\sqrt{\frac{1}{2} \frac{p_a}{\sigma_F} - \sqrt{1 - \frac{3}{4} \left(\frac{p_a}{\sigma_F}\right)^2}}} \quad (16)$$

Das Ergebnis der numerischen Auflösung ist in Tabelle 6 zusammengestellt.

Tabelle 6.

$p_i/\sigma_F$	0,00	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40
$p_a^{opt}/\sigma_F$	0,000	0,025	0,050	0,074	0,096	0,119	0,141	0,162	0,184
$p_i/\sigma_F$	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80
$p_a^{opt}/\sigma_F$	0,184	0,205	0,226	0,247	0,269	0,290	0,311	0,331	0,350
$p_i/\sigma_F$	0,80	0,85	0,90	0,95	1,00	1,05	1,10	1,15	1,155
$p_a^{opt}/\sigma_F$	0,350	0,370	0,390	0,412	0,437	0,459	0,484	0,510	0,515

Wie der zugehörige Funktionsverlauf von Abb. 14 erkennen läßt, ergibt sich hier eine nahezu lineare Abhängigkeit gemäß der Formel

$$p_a^{opt}/\sigma_F = 0,445 p_i/\sigma_F \quad (17)$$

Für das Verhältnis von optimalem Vorspanndruck zu Innendruck erhält man die folgende Tabelle 7:

Tabelle 7.

$p_i/\sigma_F$	0,00	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40
$p_a^{opt}/p_i$	0,500	0,500	0,500	0,494	0,486	0,478	0,470	0,465	0,460
$p_i/\sigma_F$	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80
$p_a^{opt}/p_i$	0,460	0,456	0,452	0,449	0,448	0,446	0,444	0,441	0,438
$p_i/\sigma_F$	0,80	0,85	0,90	0,95	1,00	1,05	1,10	1,15	1,155
$p_a^{opt}/p_i$	0,438	0,436	0,433	0,430	0,433	0,437	0,441	0,444	0,447

Der zugehörige Funktionsverlauf ist aus Abb. 15 ersichtlich.

Die zu  $p_i$  und  $p_a^{opt}$  gehörigen Rohrdicken ergeben sich durch Einsetzen der  $p_a^{opt}/\sigma_F$ -Werte in die Tabelle 5 von Ziffer 8. Eine entsprechende Auftragung liefert den aus Abb. 16 ersichtlichen Verlauf.

Was durch die Vorspannung bei dicken Rohren erreichbar ist, läßt Abb. 17 erkennen, in der die Rohrdicken des nicht vorgespannten und des optimal vorgespannten Rohres miteinander verglichen sind.

Abb. 18 und 19 zeigen den Verlauf der Radial- und Tangentialspannungen in optimal vorgespannten Rohren, wie er sich nach den allgemeinen Formeln ergibt, und zwar für den Grenzfall eines Innendruckes gleich der 1,115fachen Fließspannung und für den Fall eines Innendruckes gleich der Fließspannung. Gleichzeitig sind in die Abbildungen die Spannungen aus der Vorspannung allein mit aufgenommen worden.

## Die Notbrücke der Autobahn über die Lahn bei Limburg.

Von Dipl.-Ing. Dr. phil. Wilhelm Ihlenburg, Frankfurt (Main).

Die Autobahnbrücke über die Lahn bei Limburg wurde 1937—1939 erbaut. Einzelheiten vgl. Bautechnik 17 (1939) S. 554 uf.

Räumung. Ende März 1945 wurden drei mittlere Pfeiler gesprengt, vgl. Bauingenieur 24 (1949) S. 49, wo auch Bilder der alten Brücke und des Ersatzbauwerkes wiedergegeben sind. Die Trümmernmassen wurden zu 52 000 m<sup>3</sup> berechnet, so daß die Räumung eine bedeutende Aufgabe war. Die Firma Ph. Holzmann AG, Frankfurt (Main), räumte bis zum Oktober 1945 mit 2 Baggern Eisenbahn und Straße. Die Räumung des Flusses war erheblich schwieriger. Eine erste Räumung (11 000 m<sup>3</sup>), die wenigstens den notwendigsten Wasserabfluß gestattete, wurde noch 1945 ausgeführt.

Sehr unangenehm wurde ein Hochwasser der Lahn im Februar 1946. Das Hochwasser setzte wiederum die aufwärts gelegenen Ortschaften unter Wasser und stürzte über die Trümmer mit solcher Gewalt, daß weitreichende Auskolkungen entstanden und der Bahndamm an einer Stelle unterspült wurde. Eine Lokomotive stürzte hier in den Fluß und konnte nicht mehr geborgen werden.

Die weitere Räumung des Flusses und Ufergeländes wurde von der Firma Ph. Holzmann im Auftrage des Autostraßenamtes Frankfurt (Main) durchgeführt. Sie dauerte von Mai 1946 bis April 1948 und hatte stark unter den Schwierigkeiten vor der Währungsreform zu leiden. Die Beschaffung von Arbeitskräften, Arbeitskleidern und Arbeitsschuhen, von Verpflegung, Unterkunft, Transportmitteln, Treibstoff und Kohlen blieb eine ständig neu zu lösende schwierige Aufgabe. Ein Bagger großer Ausladung räumte den Fluß, indem er Dämme

vorbaute, um alle Trümmer zu erreichen und die Dämme dann wieder zurückbaute. Ein zweiter Bagger räumte zuerst das linke, dann das rechte Ufer. Ständige Sprengungen und ein ausgedehnter Betrieb mit Kippwagen und Lokomotiven waren notwendig. Das rechte Ufer wurde nur 50 m breit geräumt, was für den Abfluß des Hoch-

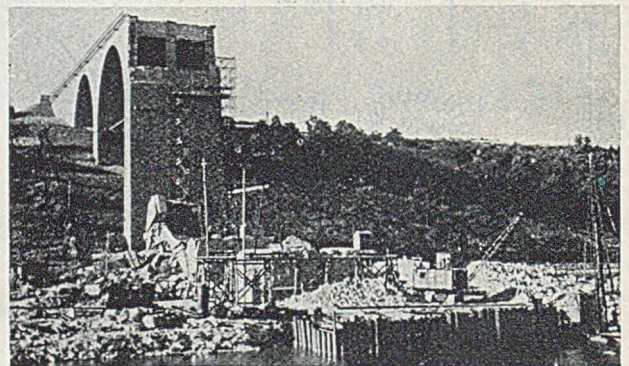


Abb. 1. Bauarbeiten am rechten Ufer.

wassers genügte. Es mangelte an Platz, um die geräumten Trümmer unterzubringen, da nur geringe Mengen an anderen Baustellen zum Wiederaufbau verwendet werden konnten. Ein Teil wurde am linken Flußufer gelagert, der größte Teil auf einem von der Stadt Limburg zur Verfügung gestellten Gelände am rechten Ufer. Im ganzen wurden außer den schon erwähnten Mengen 5900 m<sup>3</sup> unter Wasser, 17 000 m<sup>3</sup> über Wasser geräumt. Der Rest der Trümmer mußte liegen bleiben, da er nicht mehr untergebracht werden konnte.



Zugbandsicherung. Über dem Pfeiler N am rechten Ufer (Abb. 1 und 3) waren beim Einsturz bis zu 4 cm breite Risse entstanden und der Scheitel des letzten Gewölbes hatte sich um 34 mm gesenkt. Da zu befürchten war, daß der hohe Endpfeiler M nachträglich einstürzen könnte, mußte er schnellstens gesichert werden.

Beim Bau der Massivbrücke wurden in jedem Pfeiler 13 Stück Träger I P 40 unter dem Gewölbekämpfer ein-

Schwenkern abgelassen, unter dem Gewölbe zusammengebaut und behelfsmäßig an die Konsolträger angehängt. Diese wurden freigelegt, die Zugbänder auf den Gewölben zusammengebaut, auf die Arbeitsbühnen abgelassen, darauf verschoben und angeschlossen. Gemäß der für Pfeiler M und N durchgeführten Rechnung, bei der das Gewölbe als Bogenscheibe angesehen und die elastische Durchbiegung der Pfeiler berücksichtigt wurde, wurde jedes Zugband mit 150 t angespannt, bezogen auf eine mittlere Temperatur von 10°. Die Haftspannung der in die Pfeiler eingebauten Peiner-Träger betrug hierbei noch nicht 1 kg/cm<sup>2</sup>, so daß die einbetonierten Träger den Zug einwandfrei auf die Pfeiler übertragen konnten. Am linken Ufer waren die Risse in den Pfeilern nach dem Einsturz 14,8 und 4 mm stark, so daß das letzte noch vorhandene Gewölbe ebenfalls aus Sicherheitsgründen mit 4 Zugbändern versehen wurde (Abb. 7 und 8). Die Öff-

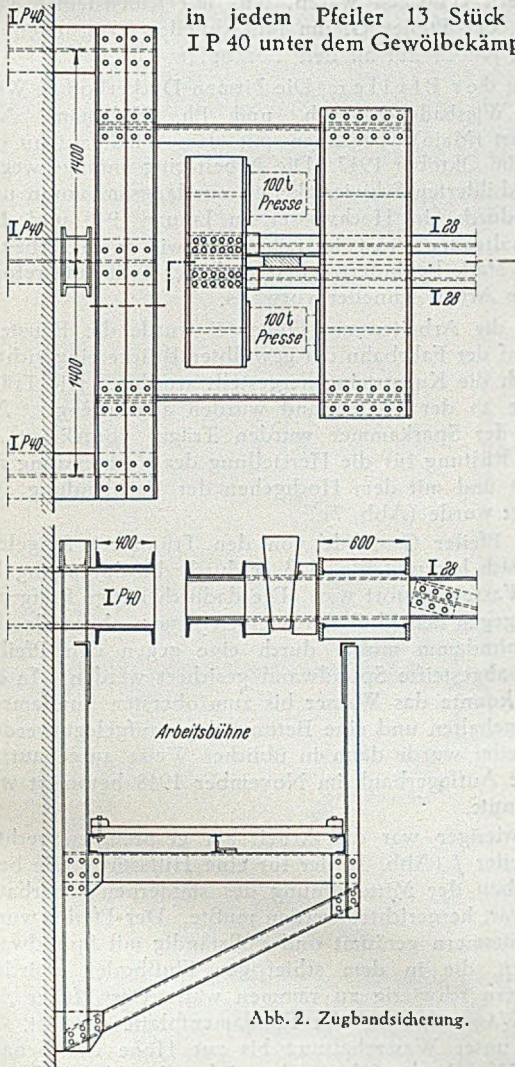


Abb. 2. Zugbandsicherung.

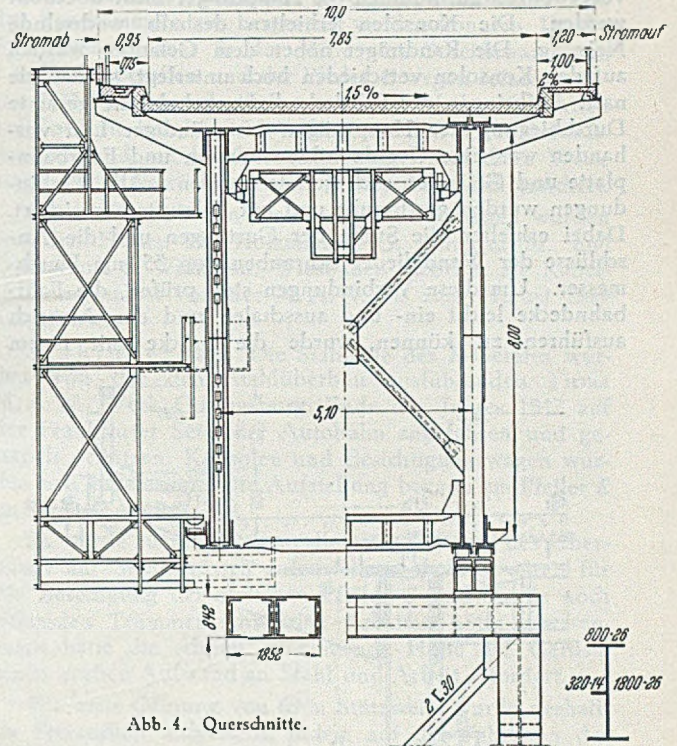


Abb. 4. Querschnitte.

betoniert und auf ihre vorstehenden Köpfe die Lehrgerüste für die Gewölbe aufgesetzt. Die Köpfe der Träger wurden dann mit Beton verkleidet. Wie aus Abb. 2, 7 und 8 zu erschen, wurden 12 dieser Trägerköpfe freigelegt und 4 Zugbänder angeschlossen, indem ein Zugband 3 Träger zusammenfaßte. Jedes Band konnte mit

2 hydraulischen Pressen angespannt werden. Die beim Anspannen erreichte Stellung des Zugbandes wurde durch einen Keil festgehalten. Bei der Aufstellung wurde die Konstruktion von der mit der Ausführung beauftragten Firma Stahlbau Lavis, Offenbach (Main), oben auf der Fahrbahn angefahren. Die Arbeitsbühnen wurden mit

nung M-N war Ende Oktober 1946, die Öffnung D-E im Januar 1947 gesichert.

Entwurf der Notbrücke. Dazu vgl. mar. Bauingenieur 24 (1949) S. 79.

Für die Hauptträger und Verbände konnte ein R-Gerät aus früheren Wehrmachtsbeständen zur Verfügung ge-

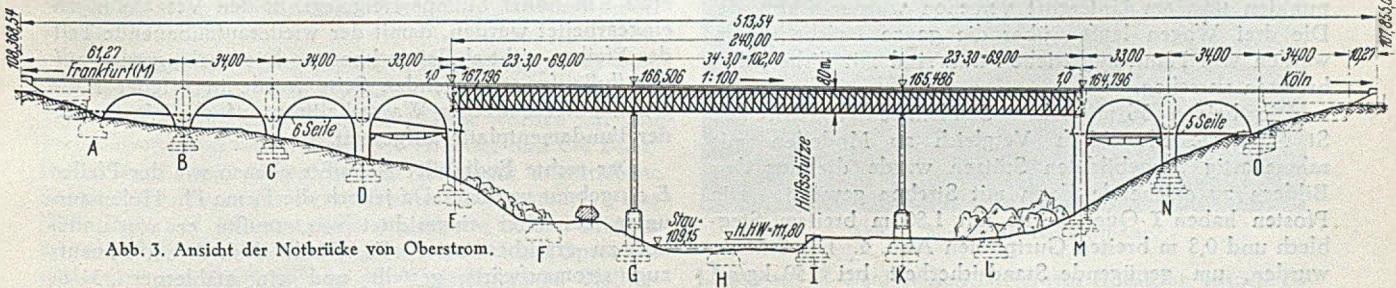


Abb. 3. Ansicht der Notbrücke von Oberstrom.

stellt werden. Es ergab sich die in Abb. 3 dargestellte Konstruktion. Die Hauptträger wurden zweistöckig und erhielten 8 m Systemhöhe. Auf den Pfeilern G und K wurden Stahlstützen vorgesehen, die beim Wiederaufbau der Massivbrücke ummantelt werden können. Da die Hauptträger des R-Gerätes nur 5,1 m Abstand besaßen,

2 hydraulischen Pressen angespannt werden. Die beim Anspannen erreichte Stellung des Zugbandes wurde durch einen Keil festgehalten. Bei der Aufstellung wurde die Konstruktion von der mit der Ausführung beauftragten Firma Stahlbau Lavis, Offenbach (Main), oben auf der Fahrbahn angefahren. Die Arbeitsbühnen wurden mit



mußten für die 7,85 m breite Fahrbahn und für die Gehwege Konsolen angehängt werden, so daß der Querschnitt Abb. 4 und 5 entstand. Die Bordkanten wurden, um den Fahrern bei dem zweibahnigen Verkehr und bei starkem Wind auf der hoch über dem Tal liegenden Fahrbahn genügende Sicherheit zu geben, auf 30 cm erhöht. Um die Brücke gegen einseitige Belastung und bei der Aufstellung gegen Wind genügend verdrehungssteif zu machen, erhielt sie einen oberen und unteren Verband. Die nötige Seitensteifigkeit wird durch die Fahrbahnplatte aus Stahlbeton erreicht, deren Felder 3 m weit von Querträger zu Querträger gespannt sind und die unmittelbar befahren wird.

Der Durchhang der 8 m hohen Hauptträger aus ständiger Last wurde in der Seitenöffnung zu 46 mm, in der Mittelöffnung zu 150 mm berechnet. Da bei dem R-Gerät bereits alle Anschlußlöcher auf endgültigen Durchmesser vorgebohrt sind, konnten die Hauptträger nicht überhöht werden. Die Konsolen erhielten deshalb wechselnde Neigung. Die Randträger neben dem Geländer wurden auf den Konsolen verschieden hoch unterlegt, so daß sie nach Aufbringen der Fahrbahndecke, sobald die gesamte Durchbiegung der Hauptträger aus ständiger Last vorhanden war, eine Gerade bilden mußten und Fahrbahnplatte und Geländer auch gerade wurden. Alle Verbindungen wurden geschraubt und mit Palmuttern gesichert. Dabei erhielten die Stöße der Gurtungen und die Anschlüsse der Wandglieder Schrauben von 35 mm Durchmesser. Um diese Verbindungen stets prüfen, die Fahrbahndecke leicht ein- und ausschalen und den Anstrich ausführen zu können, wurde die Brücke mit einem

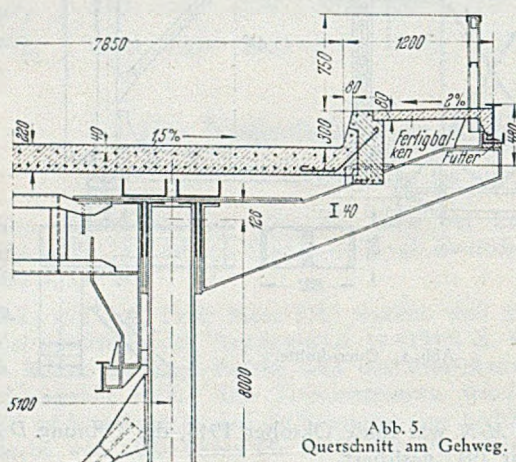


Abb. 5.  
Querschnitt am Gehweg.

inneren und zwei äußeren Besichtigungswagen versehen, wobei die letzteren auf den Gehwegrandträgern liefen und mit Podesten am Obergurt, an den mittleren Knotenpunkten und am Untergurt versehen wurden (Abb. 4). Die drei Wagen laufen über die ganze Brücke durch, werden von Hand angetrieben und sind mit Sicherheitsbremsen versehen.

Die beiden 36 m hohen Stahlstützen wurden aus St 52 hergestellt. Nach Vergleich an Modellen mit rahmenartig ausgebildeten Stützen wurde die aus den Bildern zu ersiehende Form mit Streben gewählt. Die Pfosten haben I-Querschnitte mit 1,80 m breitem Stegblech und 0,8 m breiten Gurtplatten (Abb. 4). Die Stützen wurden, um genügende Standsicherheit bei 250 kg/m<sup>2</sup> Wind zu erreichen, 6 m tief im Beton der Pfeiler G und K verankert. Sie wurden mit Zugbändern an die Ankerträger angeschlossen und auf diese Weise fest in die Pfeiler eingespannt, waren bei ihrer Höhe aber doch so elastisch, daß auf ihren Köpfen keine Rollenlager nötig waren. Die Pfeilervorköpfe wurden für die Betongewichte über den Ankerträgern an der Oberstromseite verlängert.

Die Bruchflächen der Endpfeiler E und M des Massivbrückenteils wurden verblendet und die Sparkammer mit einer bewehrten Auflagerbank versehen. Die stromabwärtigen Sparkammern der Pfeiler wurden abgeschlossen und gegen Witterungseinflüsse mit einer Decke versehen. Die Pfeiler wurden teils mit Werksteinen, die aus den Trümmern geborgen waren, teils mit Kunststeinen verblendet, der Pfeiler G, um ihn schneller fertigstellen zu können, jedoch nur an den Vorköpfen.

**Bau der Pfeiler.** Die Firmen Dyckerhoff & Widmann, Wiesbaden-Biebrich, und Ph. Holzmann AG, Frankfurt (Main), begannen mit dem Wiederaufbau der Pfeiler im Oktober 1947. Die Arbeit ging anfangs wegen der geschilderten Schwierigkeiten nur langsam voran und wurde durch ein Hochwasser im Januar 1948 und den langanhaltenden Frost im Februar sowie durch Arbeitermangel stark behindert. Erst nach der Währungsreform ging die Arbeit schneller vorwärts.

Für die Arbeiten am Pfeiler E wurde die Baustelle oben auf der Fahrbahn der gewölbten Brücke eingerichtet, wo auch die Kunststeine hergestellt wurden. Die Trümmerteile an der Pfeilerwand wurden abgesprengt. Am Boden der Sparkammer wurden Träger vorgekragt, an die die Rüstung für die Herstellung der Verblendung angehängt und mit dem Hochgehen der Verblendung ausgerichtet wurde (Abb. 7).

Der Pfeiler G wurde von den Trümmern freigelegt, wobei sich herausstellte, daß er durch die Sprengung bis unter Wasser zerstört war. Die dadurch nötige Baugrube wurde gegen den Fluß durch einen Damm abgeschlossen. Der Bahndamm mußte durch eine gegen den Pfeilerstumpf abgesteifte Spundwand gesichert werden. In der Grube konnte das Wasser bis zum obersten Fundamentabsatz gehalten und eine Betonvorlage aufgelegt werden. Der Pfeiler wurde dann in üblicher Weise aufgebaut, so daß die Auflagerbank im November 1948 betoniert werden konnte.

Schwieriger war die Arbeit am gesprengten rechten Uferpfeiler J (Abb. 3), der für eine Hilfsstütze, die beim Freivorbau der Mittelöffnung des stählernen Überbaues nötig war, hergerichtet werden mußte. Der Pfeiler wurde von Trümmern geräumt und vollständig mit Spundwand umgeben, die in dem schiefrigen Flußboden zwischen Trümmern schwierig zu rammen war. Der Pfeiler war unter Wasser bis auf die Fundamentplatte zerstört. Er wurde unter Wasserhaltung bis zur Höhe des benachbarten Ufers hochgeführt und zunächst glatt abgeschlossen. Nach Aufstellen des unteren Teils der 41 m hohen stählernen Hilfsstütze wurden deren Ankerträger mit einer Auflast aus Beton und Steinen versehen.

Der Pfeiler K, auf dem die rechte Hauptstütze des Überbaues errichtet wurde, war nicht gesprengt, sondern nur umgestürzt (Abb. 1). Bei der Räumung wurde ein etwa 6 m hoher Stumpf freigelegt, in den Verzahnungen eingearbeitet wurden, damit der wiederaufzubauende Teil des Pfeilers nicht abgleiten konnte. Die Verlängerung auf der flußaufwärts liegenden Seite wurde in offener Baugrube unter einfacher Wasserhaltung auf den Vorsprung der Fundamentplatte aufgesetzt.

Der rechte Endpfeiler M mußte ebenso wie der Pfeiler E ausgebaut werden. Da jedoch die Firma Ph. Holzmann unten am Ufer eingerichtet war, mußte er von unten her zu erreichen sein. Es wurde deshalb ein Bauaufzug stromaufwärts gestellt und ein stählernes, 34 m hohes Rohrgerüst (Mero-Gerüst von Dr.-Ing. Mengerhausen), von unten her auf einem Betonfundament zunächst an der Seite flußaufwärts, dann flußabwärts ausgerichtet (Abb. 1 und 8). Dieses Stahlgerüst besteht aus Rohren von 60 mm Durchmesser und 1,5 mm Wandstärke, die in eine im Knotenpunkt liegende Kugel, die 18 Gewinde enthält, eingeschraubt werden. Alle Stäbe



sind durch diese Kugel zentrisch angeschlossen, so daß ihre Tragfähigkeit voll ausgenützt wird. Jedoch können die Stablängen nicht verändert werden, so daß nur Felder von 2,0 oder 1,0 m Länge bezüglich Höhe hergestellt werden können.

**Kabelsicherung.** Die beim Einsturz der Brücke über Pfeiler *N* entstandenen Risse wurden durch aufgelegte Zementbänder ständig beobachtet. Als im März 1949 bei sehr trockenem Wetter morgens niedrige Temperaturen auftraten und nachmittags starke Sonnenbestrahlung, rissen die am Fuße des Pfeilers *M* und über dem Pfeiler *N* angebrachten Bänder. Die Risse öffneten sich am Vormittag und schlossen sich wieder am Nachmittag.

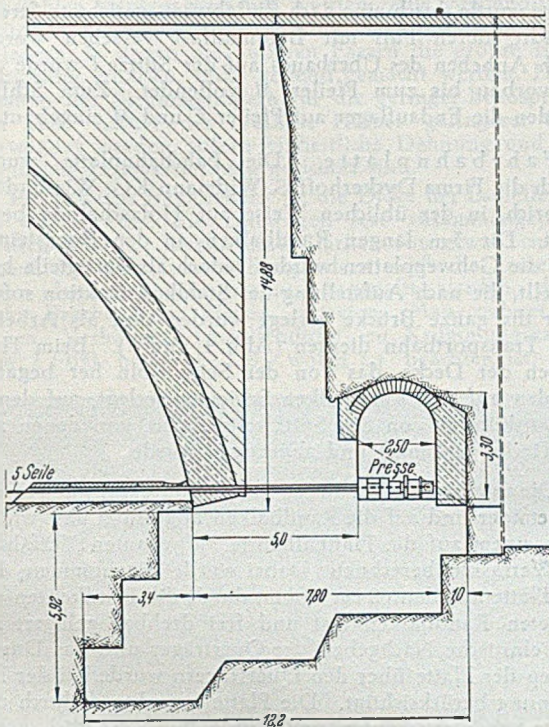


Abb. 6. Kabelverankerung.

Dies Verhalten wurde auf starke Spannungsänderungen in der Zugbandsicherung zurückgeführt, denn die Bänder aus St 37, die nur mit  $1400 \text{ kg/cm}^2$  angespannt worden waren, ändern bei einer Temperaturänderung von  $10^\circ$  ihre Spannung bereits um  $250 \text{ kg/cm}^2 \pm 18\%$ . Obwohl die Stahlzugbänder keine Schäden zeigten und die Senkung des Gewölbescheitels *M-N* nicht größer geworden war, erschien es doch mit Rücksicht auf die beabsichtigte Überleitung des Verkehrs notwendig, die Zugbänder durch eine Sicherung aus Stahlkabeln zu ersetzen, die über  $8000 \text{ kg/cm}^2$  angespannt und dadurch nur mit  $3\%$  gegen eine Temperaturänderung von  $10^\circ$  empfindlich waren (Abb. 3).

Die Pfeiler *M*, *N* und der Fuß des Widerlagers *O* wurden hierzu mit je 5 Bohrlöchern von 100 mm Durchmesser in 3 m Abstand versehen. Dazu wurden auf den vorhandenen Zugbändern Gerüste errichtet und die Bohrlöcher durch eine Böhlersche mit Luftdruck angetriebene Stoßbohrmaschine mit Kronenbohrern hergestellt. Das Widerlager auf der Seite Köln wurde von beiden Flügeln her aufgebrochen. In den Flügeln wurde durch Sprengen und unter der Hinterfüllung des Widerlagers im Stollenbau eine Kammer von 2,5 m Breite und 3,3 m Höhe hergestellt (Abb. 6). Der Stollen wurde ausgemauert. Dann wurden vom Pfeiler *M* her 5 Kabel bis in die Widerlagerkammer durchgezogen. Der am Pfeiler *M* schon vorhandene Kopf wurde, soweit notwendig, vorerst in den Pfeiler eingelassen und das Kabel durch eine Winde vorläufig

gespannt. Es wurde in der Kammer auf die vorher eingemessene Länge abgeschnitten, nach oben gebogen und der zweite Kabelkopf angegossen. Vor dem Pfeiler *M* und in der Widerlagerkammer wurden nun hinter die Kabelköpfe Traversen aus je 2 Peiner-Trägern gelegt und die 5 Kabel in der Kammer des Widerlagers durch 4 Wasserdrukpressen zugleich auf je 120 t Zug angespannt. Auf diese Weise waren auf der Nordseite der gefährdete Pfeiler *M* und die zwei noch vorhandenen Gewölbe zugleich gesichert.

Auf der Seite Frankfurt/M. wurden die Kabel vom Pfeiler *E* aus durch die Pfeiler *D-C-B* hindurch bis in eine Kammer hinter dem Widerlager *A* gezogen (Abb. 3). Die Kammer im Widerlager wurde ebenso wie im nördlichen Widerlager durch Sprengen und im Stollenbau hergestellt. Die Kabel wurden jedoch in der Sparkammer des Pfeilers *D* umgelenkt und durch die Sparkammern hindurchgezogen, damit die Bohrlöcher in den Pfeilern *D-C-B* von den Sparkammern aus hergestellt werden konnten. Da die Sparkammern aber in der Mitte eine Scheidewand von 2 m Stärke besaßen und der Pfeiler *E* wegen seiner geringen Höhe weniger elastisch war als der Pfeiler *N*, wurden auf der Seite Frankfurt/M. nicht 5, sondern 6 Kabel durchgezogen und mit je 120 t angespannt. Auf diese Weise waren alle 4 Gewölbe und der Pfeiler *E* zugleich gesichert.

Die Tiefbauarbeiten für die Kabelsicherungen wurden von den Firmen Ph. Holzmann AG, Frankfurt/M., und Dyckerhoff & Widmann, Wiesbaden-Biebrich, die Kabelsicherung selbst von der M. A. N. bis zum Herbst 1949 ausgeführt.

**Stahlüberbau.** Die Stahlteile des *R*-Gerätes wurden von der den Stahlüberbau ausführenden Firma M. A. N., Werk Gustavsburg, Ende des Jahres 1947 auf der Frankfurter Seite der Autobahn angefahren und gestapelt. Stützen, Konsolen und Besichtigungswagen wurden neu angefertigt. Die Aufstellung begann am Pfeiler *E* im September 1948.

Es wurde zuerst erwogen, die erste Öffnung des Überbaues auf Stahlgerüsten aufzustellen. Jedoch wären für die Beseitigung der zwischen Pfeiler *E* und Straße noch liegenden Trümmer schwierige Arbeiten nötig gewesen. Auch hätte die schnell zunehmende Höhe der Gerüste einen großen Aufwand an Stahl und Arbeit erfordert.

Die erste Öffnung von 69 m Stützweite wurde deshalb im Freivorbau aufgestellt, indem auf der Fahrbahn der noch vorhandenen Gewölbe ein Ballasträger von 105 m

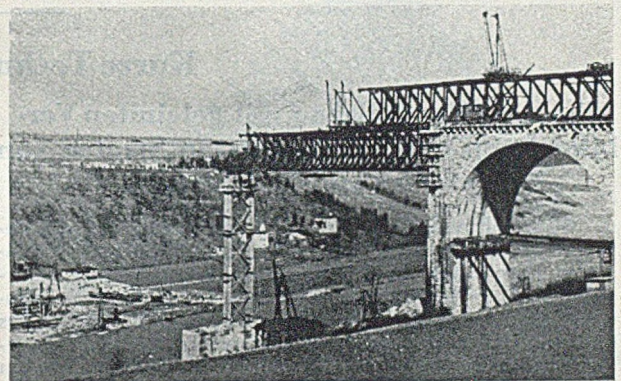


Abb. 7. Montage der ersten Öffnung.

Länge aus *R*-Geräteteilen mit einem Bockkran schnell zusammengebaut, am hinteren Ende mit Bauteilen beschwert und in den Einsteigschächten der Massivbrücke gegen Winddruck verankert wurde. Dann begann der Freivorbau, bei dessen Berechnung wegen der hohen und freien Lage der Brücke  $250 \text{ kg/m}^2$  Winddruck angenommen wurde. In der Tat war an stürmischen Tagen die Arbeit





am Vorbauende unmöglich. Zur Überwindung der mehr als 8 m hohen Stufe zwischen Ballastträger und Überbau wurden die ersten 27 m mit einer Höhe von 16 m vorgebaut (Abb. 7). Die am Übergang zum 8 m hohen Ballastträger auftretenden ungewöhnlichen Kräfte mußten durch Verstärkungen aus St 52 aufgenommen werden. Die senkrechte Last wurde beim Freivorbau auf den Pfeiler *E* abgesetzt. Als Vorbaugerät diente ein leicht ausgebildeter Doppelschwenker. Beim Freivorbau über der Straße wurde der Verkehr zeitweilig gesperrt.

Das war jedoch über der Eisenbahn nicht möglich. Es mußte deshalb ein Schutzgerüst aus stählernen Rahmen errichtet werden, das mit Spundbohlen abgedeckt wurde und auf das eine 1 m hohe Lage Faschinen aufgebracht wurde (Abb. 7). Das Schutzgerüst konnte ein 36 m hoch herabfallendes 1100 kg schweres Gurtstück abfangen. Es sind jedoch beim Freivorbau keinerlei schwere Teile herabgefallen.

Die schweren Fußteile der Stütze *G* und die Ankerträger wurden durch einen am Fuß des Pfeilers aufge-

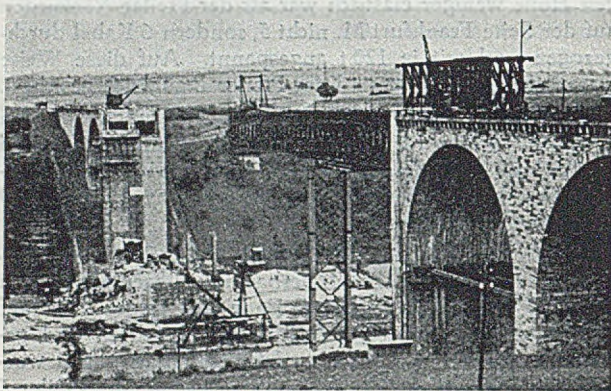


Abb. 8. Montage der Mittelöffnung.

stellten Schwenkkran aufgestellt (Abb. 7), der auch die übrigen mit Eisenbahnwagen angefahrenen Stützteile entlud. Die mit diesem Kran nicht mehr aufzustellenden oberen Stützteile wurden vom vorkragenden Überbau aus aufgestellt, an den ein Ausleger angehängt wurde, der die oberen Stützteile und die 11 t schweren Kopfstücke der Stützen zog.

Von der Stütze *G* aus wurde so weit angehoben, daß der Ballastträger an der Übergangsstufe spannungslos

wurde und abgetrennt werden konnte. Die Stützenlager wurden eingebaut und das 16 m hohe Ende am Pfeiler *E* bis auf die Auflagerbank gesenkt. Es wurde gegen Winddruck durch eine schnabelartige Verlängerung des oberen Verbandes am Pfeiler gesichert und für den wieder 69 m weiten Freivorbau der Mittelöffnung mit Bauteilen beschwert. Die Mittelöffnung wurde aus dem zurückgebauten Ballastträger hergestellt (Abb. 8).

Die Hilfsstütze aus Pfeiler *I* wurde wie die Stütze *G* im unteren Teil durch den auf das rechte Lahnufer umgesetzten Schwenker, im oberen Teil wieder durch den am freivorgebauten Überbau angebrachten Ausleger aufgestellt (Abb. 8). Die Standsicherheit der 41 m hohen Hilfsstütze wurde durch eine nach flußabwärts gerichtete Strebe erreicht, deren Fuß mit Betonaufkast versehen wurde. Nach Anheben des Überbaues auf der Stütze *I* wurde der Freivorbau bis zum Pfeiler *M* vollendet. Zum Schluß wurden die Endauflager auf Pfeiler *E* und *M* eingebaut.

**Fahrbahnplatte.** Die Fahrbahnplatte wurde durch die Firma Dyckerhoff & Widmann KG, Wiesbaden-Biebrich, in der üblichen Weise auf Holzschalung betoniert. Die 3 m langen Randbalken an den Bordsteinen und die Gehwegplatten wurden jedoch als Fertigteile hergestellt, die nach Aufstellung der Stahlkonstruktion sofort über die ganze Brücke verlegt wurden und als Arbeits- und Transportbahn dienten (Abb. 4 und 5). Beim Herstellen der Decke, das von der Seite Köln her begann, wurden auf den Randbalken Schienen verlegt, auf denen Arbeitsbühnen von 8 m Stützweite liefen, von denen aus die Decke gestampft und abgezogen wurde.

Die unmittelbar befahrene Stahlbetonplatte war auf die Querträger und auf die Randbalken abgestützt und wurde nach einem auf die Plattentheorie aufgebauten Verfahren des Verfassers berechnet. Dabei wurde angenommen, daß die Platte auf den 60 cm hohen durch die Bordkanten gebildeten Randbalken fest und frei drehbar gelagert ist. Das elastische Nachgeben der Querträger und das Durchlaufen der Platte über den Querträgern wurde bei der Berechnung berücksichtigt. Die Platte brauchte dadurch nur 22 cm stark zu werden und wurde mit wesentlich geringerem Stahlverbrauch ausgeführt, als nach der üblichen Berechnung nach DIN 1045 erforderlich gewesen wäre.

Der Verkehr über die Notbrücke soll noch im Jahre 1949 eröffnet werden. Es ist zu wünschen, daß der Wiederaufbau der schönen gewölbten Brücke bald folgt.

## Kurze Technische Berichte.

### Der Lamellenholzbau mit geleimten Verbindungen in den Vereinigten Staaten von Amerika und in Schweden.

Während beim Sperrholz die Faserrichtungen der zusammengefügtten Platten abwechselnd senkrecht zueinander liegen, hat das Lamellenholz gleichlaufende Faserrichtung aller Schichten. Die Bauglieder in Lamellenbauweise sind in jeder gewünschten Länge und Stärke aus dünnem Holz, das sonst für Bauzwecke vielleicht ungeeignet ist, herzustellen. Seltener werden die Lamellen hochkant, also parallel zu den angreifenden Lasten angeordnet (Abb. 1a), obwohl ein aus mehreren Schichten zusammengesetzter Balken nachweisbar i. d. R. größere Festigkeit aufweist als ein einheitlicher Balken gleichen Querschnittes, da bei dem Lamellenträger Wachstumsfehler mehr ausgeschaltet sind. Für die Anordnung liegender Lamellen d. i. senkrecht zu den Lasten (Abb. 1 b) sprechen einige Vorteile: Die einfach herzustellenden gekrümmten Bauglieder führen zu biegefesten Bogen und Rahmenkonstruktionen, die wirtschaftlich, technisch und ästhetisch dem Fachwerk überlegen sind. Ferner können die Träger-

höhen und Querschnitte leicht den statischen Erfordernissen angepaßt werden. Die Bauweise der liegenden Lamellen wird daher in den Vereinigten Staaten von Amerika weitestgehend bevorzugt.

Da mechanische Verbindungsmittel wie Nägel und Bolzen die Festigkeit des Holzes herabsetzen, werden heutzutage die Lamellen überwiegend mit Leim zusammengeklebt. Die ursprünglich verwendeten tierischen Leime (aus Knochen u. dgl. gewonnen) sind im Trockenen normaler-

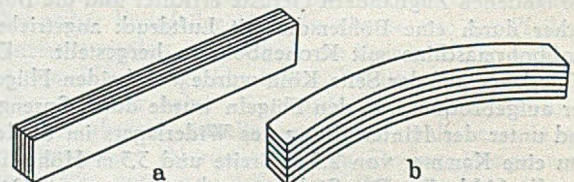


Abb. 1. Lamellenholz mit a) hochkant-gestellten und b) liegenden Lamellen.

weise sehr wohl geeignet, versagen aber, sobald Nässe oder hohe Temperaturen auftreten. An ihrer Stelle werden jetzt meist Kaseinleime verwendet, die allerdings teilweise



auch bei Feuchtigkeit an Festigkeit verlieren und außerdem durch chemische Beimischungen gegen Mikroorganismen geschützt werden müssen. Diese Nachteile vermeiden die neuzeitlichen Klebstoffe aus Kunstharz (auf Harnstoff-, Phenol- oder Resorzin-Basis), die aber eine besonders sorgfältige Handhabung erfordern. Längere Erfahrungen liegen über ihre Dauereignung noch nicht vor. Da wasserempfindlich, haben diese Kunstharz-Klebstoffe der Lamellenholz-Bauweise neue Anwendungsgebiete wie Schiffbau, Flugzeugbau u. a. erschlossen.

Geteilmte Lamellenbauteile werden statisch genau so berechnet wie Bauglieder aus einem Stück. Die zulässigen Beanspruchungen auf Zug und Druck parallel zur Faser können gegenüber den bekannten Werten für Holz erhöht werden, da — wie schon erwähnt — Wachstumsfehler weniger wirksam werden. Aus verständlichen Gründen kann dieser Vorteil bei biegungsbeanspruchten Gliedern, in denen die äußeren Fasern die größte Beanspruchung erhalten, nicht geltend gemacht werden. Dafür können bei Biegungsträgern für die geringer beanspruchten Teile nächst der Nulllinie Hölzer geringerer Güte verwendet werden, sofern einheitliche Dehnung und einwandfreie Leimverbindung gesichert sind.

Bei geraden Baugliedern ist die Dicke der Lamellen so zu wählen, daß die Leimfugen fest zusammengepreßt werden können; hierfür sind Stärken von etwa 5 cm geeignet. Bei gekrümmten Baugliedern muß die Lamellendicke dem Krümmungsradius angepaßt werden, damit nicht Brüche beim Biegen eintreten. Man rechnet mit einem Verhältnis Lamellendicke zu Krümmungsradius von 1:100, besser 1:150, wobei zu beachten ist, daß

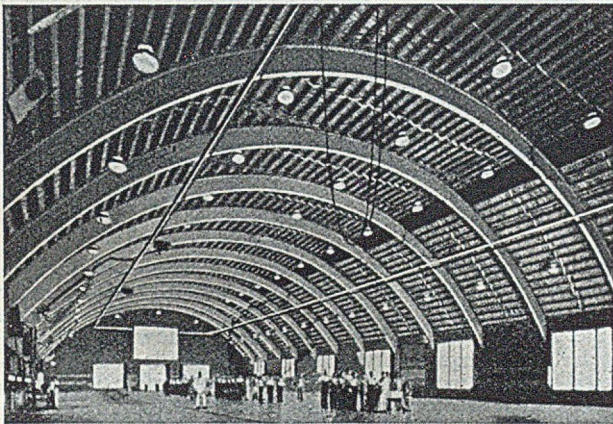


Abb. 2. Exerzierhalle in Illinois (35 m Stützweite).

zahlreichere dünne Lamellen die Kosten eines Bauteiles natürlich erheblich heraufdrücken.

Aufbauend auf den Gedanken von Otto Hetzer, Weimar, des Erfinders der Lamellenholz-Bauweise, und unter Verwendung seiner Erfahrungen bei zahlreichen Ausführungen seit etwa 1910 wurde 1935 in den Vereinigten Staaten eine erste größere Halle von 14 m Breite mit 9 geleimten Lamellenbindern in Dreigelenkbogenform errichtet. 5 Binder hatten Rechteckquerschnitt mit abnehmenden Stärken vom Knick des Halbbogens zum Fußpunkt und Scheitel; 2 Binder hatten Lamellenflansche mit Sperrholzstegen und 2 Binder waren in Holzfachwerk hergestellt. Die Halle wurde umfangreichen Versuchen unterworfen. — 1936 wurde eine Kirche in Minneapolis mit Lamellenbindern erstellt. Die Binder haben Parabelform, Rechteckquerschnitt, 13 m Stützweite, 12,2 m Scheitelhöhe und 4,3 m Abstand von einander. In Erkenntnis der Vorteile dieser Bauweise nahm eine Firma dann die fabrikmäßige Herstellung von Bogenbindern auf und fertigt sie noch heute in Großserien an. Verwendet wird gewöhnlich Kaseinleim, wenn nicht wegen Nässe o. dgl. Kunstharzleim benutzt wird.

Während des 2. Weltkrieges brachte die Stahlverknappung einen großen Aufschwung der Lamellenholz-Bauweise. U. a. wurde eine Exerzierhalle in Illinois errichtet, die 30,5 m zwischen den Seitenwänden mißt. Die Bogenbinder sind etwa 76 cm hoch und haben, da sie die Außenwände durchstoßen, etwa 35 m Stützweite bei

12,8 m Scheitelhöhe. Die Binder sind in zwei Hälften hergestellt, im Scheitel durch Blechlaschen und Dübel verbunden und mit stählernen Zugstangen gegeneinander verspannt. Auch für Flugzeughallen ist die Lamellenholz-Bauweise verwendet worden. Nach einer Halle von 30,5 m Stützweite wurde eine noch größere Halle mit 48 m weit gespannten Bogenbindern errichtet. Diese Binder wurden in 3 Teilen auf der Baustelle angeliefert und mit 13 mm dicken Blechlaschen verbunden; sie ruhen auf abgeschrägten Betonfundamenten derart, daß die Schübe benachbarter Bogen sich ausgleichen. Verspannungen mit Zugstangen wie üblich.

In den Vereinigten Staaten sind besondere Herstellungsverfahren für geleimte Lamellenholz-Bauteile entwickelt worden. Der Feuchtigkeitsgehalt des Holzes wird auf 8 bis 18% beschränkt, je nach den Bauverhält-

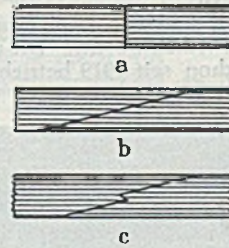


Abb. 3. Stoßausbildung a) stumpf, b) einfach überblattet, c) verzahnt überblattet.

nissen und der Leimart. Um innere Spannungen zu vermeiden, soll der Unterschied des Feuchtigkeitsgehaltes der einzelnen Lamellen nicht mehr als 5% betragen. Die Lamellen werden auf glatte Oberfläche bearbeitet und sortiert. Die Stöße, früher i. a. stumpf ausgebildet, sind heutzutage mit einfacher oder verzahnter Überblattung (Neigung bis 1:12) üblich, insbesondere in höher beanspruchten Teilen. Dabei ist zu beachten, daß der Stumpfstoß die gleichmäßige Fortführung einer Krümmung stört. Für breite Bauglieder können schmalere Einzellamellen seitlich zusammengefügt werden.

Gekrümmte Bauglieder werden liegend oder stehend mit Hilfe einer Lehre, deren konvexe Seite besonders sorgfältig bearbeitet sein muß, hergestellt. Obwohl letztere Art den Vorteil hat, daß der Leim nicht auf einer Seite zusammenläuft, ist die liegende Herstellungsweise meist einfacher, besonders bei breiten Elementen. Nachdem die erste Lamelle auf dem Lehrgerüst befestigt ist, werden die nächsten durch einen mechanischen Leimverteiler gezogen und übereinander aufgelegt. Die Lamellen werden durch Klammern in engem Abstände (etwa 45 cm bei geraden und bis zu 12 cm bei gekrümmten Bauteilen) mit einem Druck von 7 bis 14 kg/cm<sup>2</sup> während einer

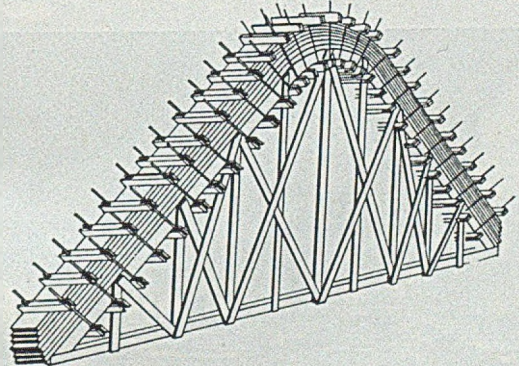


Abb. 4. Stehender Zusammenbau eines gekrümmten Bauelementes mit Lehre und Klammern.

Dauer von 6 bis 12 Stunden je nach Art des Leimes zusammengepreßt. Man kann die Lamellen auch durch Nagelung ohne Klammern zusammenhalten, wobei allerdings die Gleichmäßigkeit des Druckes nicht ebenso gewährleistet ist. Nach Abnahme der Bauteile von der Lehre werden Ränder und Enden abgearbeitet, ein Feuchtigkeit abweisender Überzug angebracht, die Enden in wasserdichtes Papier, das bis nach der Montage bleibt, eingewickelt.



Mit Lamellenholz lassen sich auch Fachwerk-Dachbinder mit gekrümmtem Obergurt, deren Untergurt und Wandglieder aus massivem Holz gebildet sind, herstellen. Ober- und Untergurt sind meist zweiwandig; die einwandigen Pfosten und Streben werden dazwischengeschoben und mit Dübeln befestigt. Das Netzwerk des Fachwerkes wird so gewählt, daß auch bei unsymmetrischer Belastung im wesentlichen Ober- und Untergurt die Kräfte aufnehmen, die Wandglieder nur gering beansprucht sind. Der Schub des Obergurtes wird durch stählerne Verbindungsstücke in den Zuggurt übergeführt. Da der Obergurt einen großen Krümmungsradius hat, werden Lamellen von 5 cm Dicke verwendet. Die gelegentlich durchgeführte Sicherung von geleimten Stößen im Obergurt durch Bolzen hat sich als unnötig erwiesen. Binder dieser Art werden in den Vereinigten Staaten bei Stützweiten über 25 m gern verwendet.

In Schweden sind von zwei Firmen zwei verschiedene Bauweisen entwickelt worden. Die eine Bauweise, von der einen Firma schon seit 1919 betrieben und weiterent-



Abb. 5. Zusammenbau eines Fachwerkbinders mit gekrümmtem Lamellenobergurt.

wickelt, schließt an H e t z e r an, erzeugt I-förmige Bauteile mit breiten Gurten aus liegenden Lamellen, die an die zuvor hergestellten Stege angeschlossen werden. Die Fasern des Steges und seiner Aussteifungen sind gleichlaufend, um Schubspannungen bei Feuchtigkeitsänderungen auszuschalten. Bauliche Einzelheiten der Stöße und Herstellungsweisen sind die gleichen wie vorher beschrieben. Nach dieser Bauweise sind Hallen mit Bogenbindern bis zu 65 m Stützweite, aber auch Sheddächer und einstielige Bahnsteigüberdachungen gebaut.

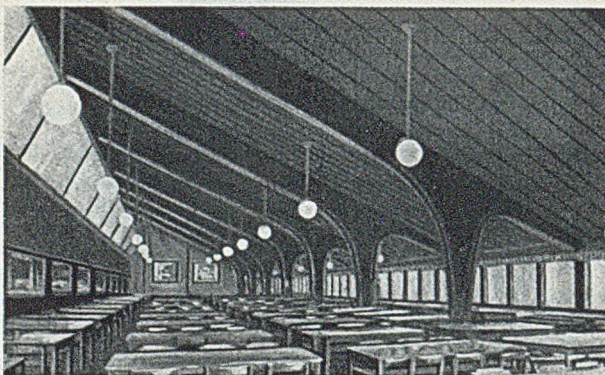


Abb. 6. Sheddach in Ulriksdal (Schweden).

1939 brachte eine Stockholmer Firma die „HB“-Bauweise auf, die billiger und für weniger anspruchsvolle Zwecke sehr geeignet ist. Hier werden die Stege durch zwei diagonal und rechtwinklig gekreuzt liegende Bretterlagen von je etwa 25 mm Dicke gebildet. Die Flanschen, ursprünglich aus Kernholz geschnitten, werden jetzt aus lotrechten Lamellen von ebenfalls etwa 25 mm Einzeldicke, die schrägüberblattet gestoßen werden, sofern die Länge

dies erfordert, gebildet. Verbunden werden alle Teile durch Nagelung. Für die Berechnung der Querschnitte und Nagelung werden die Biegemomente den Flanschen, die Querkräfte dem Steg zugewiesen. Die Bauweise eignet sich gut für Rahmentragwerke; die Rahmenecken werden dabei meist auf der Baustelle hergestellt. Zahlreiche landwirtschaftliche Schuppen sowie Hallen verschiedenster Art, insbesondere die Mehrzahl der Flugzeughallen Schwedens mit Rahmenbindern bis zu 30 m Stützweite und Dachträgern von 22 m Länge, aber auch Brücken und Deckenträger in Fabrikgebäuden sind in dieser Bauweise hergestellt. Bei Brücken hat man das Holz zur Konservierung mit einer Arsenikverbindung behandelt und den oberen Flansch der Träger mit Bitumenpappe verkleidet.

Die Lamellenbauweise wird, vor allem durch ihre vermehrte Maschinenarbeit, teurer als die massive Holzbauweise sein. Diese höheren Bearbeitungskosten werden aber durch die vielseitigeren Anwendungsmöglichkeiten (baustoffparende Bogen- und Rahmentragwerke)

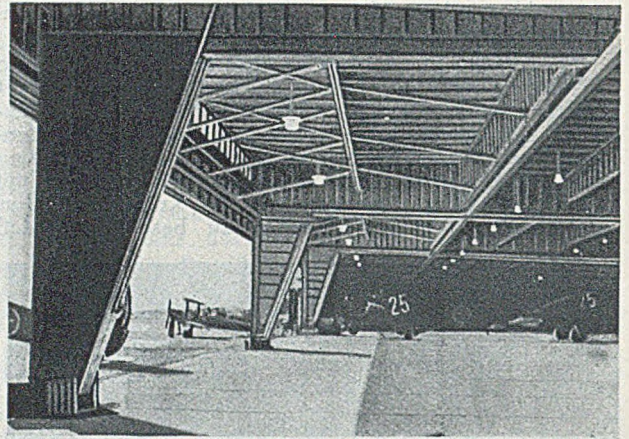


Abb. 7. Flugzeughalle der schwedischen Luftwaffe in genagelter Holzbauweise.

und das bessere Aussehen, das oft kostspielige Verkleidungen und Zwischendecken o. ä. unnötig macht, mehr als ausgeglichen. In den Vereinigten Staaten werden gute Hölzer wie Douglastanne und Yellowpine in normaler Bauholzqualität verarbeitet. An minder beanspruchten Querschnittsteilen geringerwertiges Holz zu verwenden, hat sich nicht bewährt, da dieses die Maschinenarbeit, das Biegen der Einzel-Lamellen und das Verleimen erschwert. Andererseits sind übertriebene Forderungen an die Holzqualität unnötig. Für erfolgreiche Anwendung dieser Bauweise ist neben einigen aus der Technik der Bearbeitung sich ergebenden Sondereinrichtungen eine gutgeschulte Arbeiterschaft wichtigste Voraussetzung.

Von Interesse ist, daß der englische Verfasser dieses hier wiedergegebenen Berichtes die nur geringe Verbreitung dieser Bauweise mit geleimtem Lamellenholz in Großbritannien mit Bedauern feststellt und dieser Bauweise auch dort eine gute Zukunft vorhersagt. In Deutschland sind die genagelten Holzträger in ihren verschiedensten Anwendungsarten im Hochbau wie auch als Behelfsbrückenträger sorgfältig erprobt und vielfach verwendet worden. Über geleimte Lamellenträger liegen dagegen bei uns bislang weniger Erfahrungen vor. [Nach Building Digest 9 (1949), S. 187.]

Dr.-Ing. Hoppe, Frankfurt/Main.

### Das Rhone-Kraftwerk Génissiat.

Nach nahezu 10jähriger Bauzeit ist nunmehr das Rhone-Kraftwerk Génissiat mit seinen vier Maschinen von insgesamt 260 000 kW in Betrieb genommen worden. Wenn auch die Hauptursachen für eine so lange Bauzeit kriegsbedingt waren, so scheint doch die Errichtung eines Talsperrenkraftwerks, d. h. die Verbindung von Staumauer und Krafthaus zu einer Einheit (Abb. 1), mit zur Verlängerung der Bauzeit beigetragen zu haben. Angesichts der Enge der Rhone-Schlucht wurde der ganze Beton mit



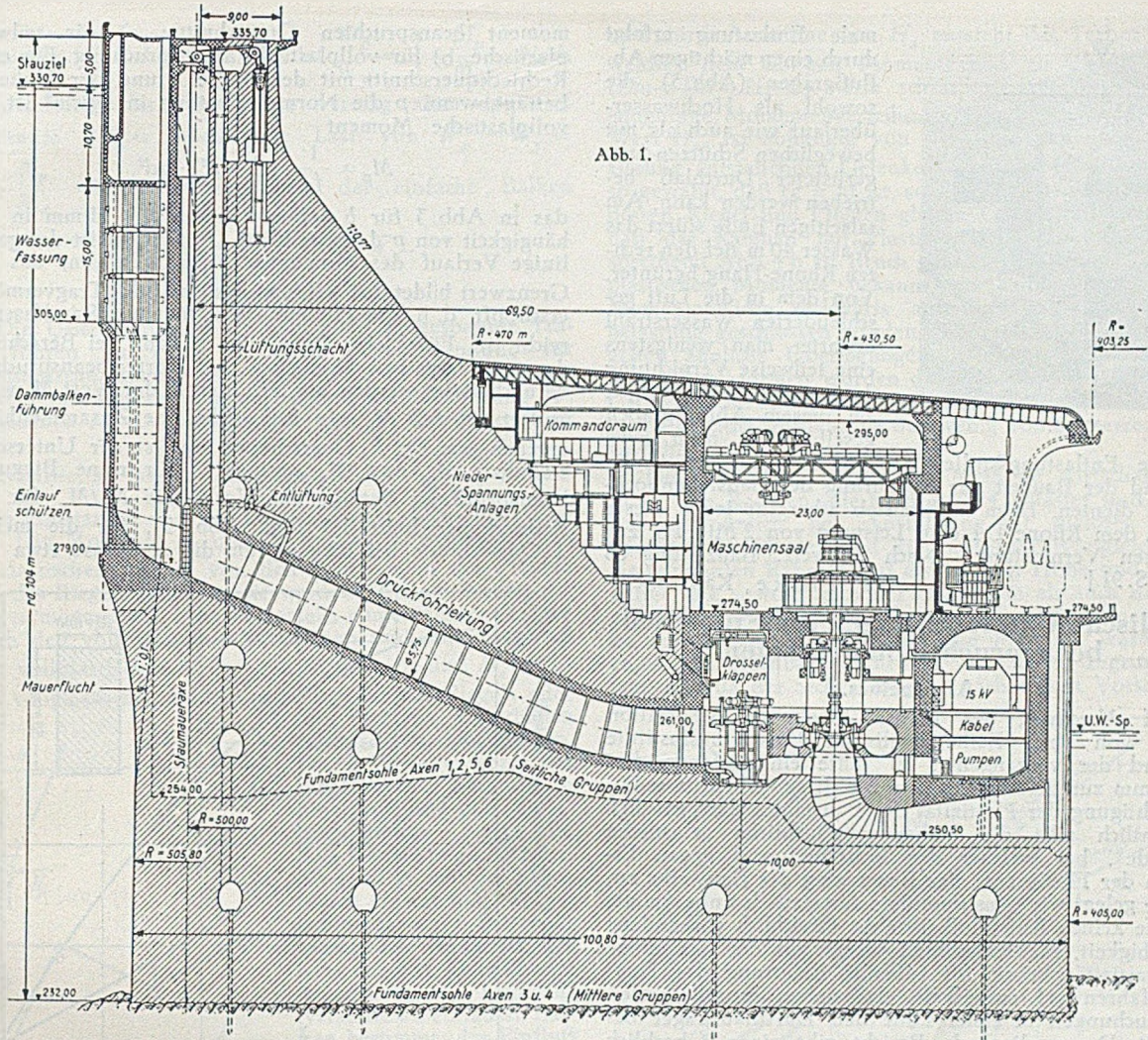


Abb. 1.

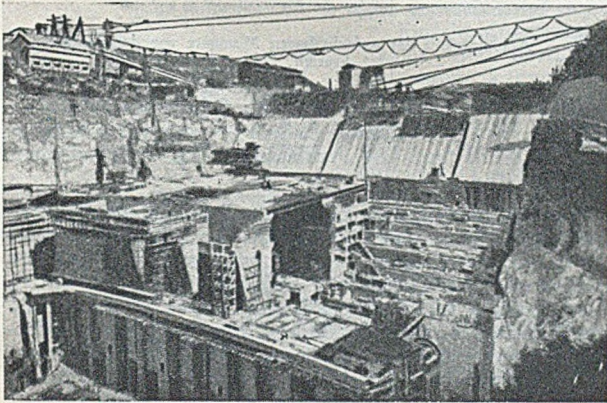


Abb. 2.

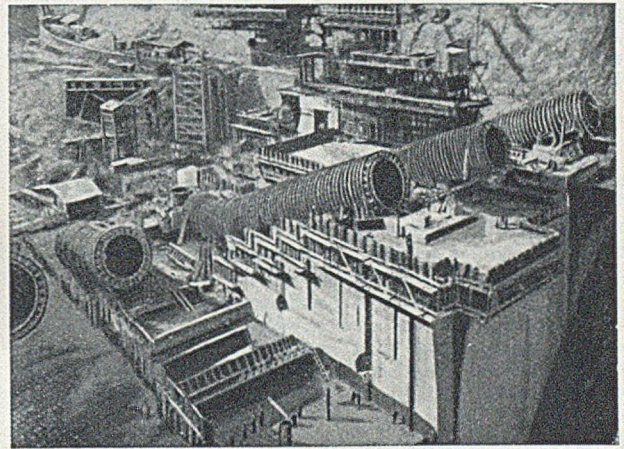


Abb. 4.

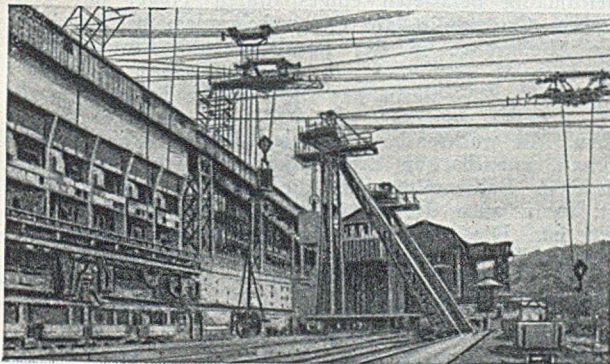


Abb. 3.

Kabelkranen eingebracht (Abb. 2 und 3). Was Druckrohrleitungen von 5,75 m Durchmesser im Innern einer Stau-mauer für enorme Anforderungen an die Herstellung stellen, zeigt mit eindringlicher Deutlichkeit Abb. 4. Bei dem Einbau von Druckrohrleitungen in Massenbeton muß man sich ja stets vor Augen halten, daß bei der viel geringeren Elastizität des massigen Betonkörpers 85 bis 90% des Wasserdruckes vom Beton aufgenommen werden müssen, was eine sehr schwere Armierung des Mauerbetons notwendig macht. In Génissiat betrug der Außendurchmesser der Ringarmierung durchweg etwa 8 m.

Ein besonderes Interesse verdienen auch die Hochwasserentlastungsanlagen, die für die Abführung eines Hochwassers von über 3000 m<sup>3</sup>/s ausgelegt sind. Die nor-



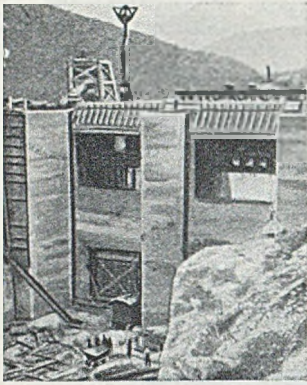


Abb. 5.

male Entlastung erfolgt durch einen mächtigen Abflußgraben (Abb. 5), die sowohl als Hochwasserüberlauf wie auch als mit beweglichen Schützen ausgerüsteter Durchlaß betrieben werden kann. Am talseitigen Ende stürzt das Wasser 40 m tief den rechten Rhone-Hang herunter. Von dem in die Luft geschleuderten Wasserstrahl erwartet man wenigstens eine teilweise Vernichtung der freiwerdenden Energie. Zu diesem Abflußgraben gesellen sich noch zwei

seitliche Entlastungsstollen von 85 m<sup>2</sup> Querschnitt, die während der Bauzeit zur Abführung der Baustellenhochwasser dienten. Beim Vollbetrieb übergibt jeder dieser Stollen dem Rhone-Tal eine Leistung von 2 Mio. PS. zur gefälligen Vernichtung. [Nach Schweiz. Bauzeitung 66 (1948) S. 91.]

F. Tölke, Karlsruhe.

### Englische Untersuchungen über plastisch beanspruchte Stahlrahmen.

#### Allgemeines.

Auf Anregung der British Steelwork Association wurde von einer Reihe englischer Forschungsinstitute während der vergangenen 20 Jahre ein umfangreiches Programm zur Erforschung von Stahltragwerken unter Berücksichtigung der Plastizität des Baustahles durchgeführt. Bekanntlich gibt die bisher gebräuchliche „elastische Methode“, bei welcher der Sicherheitsgrad gegen Erreichen der Fließgrenze der Bemessung des Bauwerks zugrunde gelegt wird, insbesondere für statisch unbestimmte Systeme keinen Aufschluß über die tatsächlich vorhandene Tragfähigkeit. In Deutschland wurde auf der Grundlage der Plastizitätstheorie für ruhende Belastung das Traglastverfahren [1] entwickelt, das neben grundlegenden Untersuchungen in erster Linie den Durchlaufträger behandelt. Der vorliegende Bericht gibt einen Überblick über die Erkenntnisse, die bei den in England durchgeführten Untersuchungen an plastisch beanspruchten Rahmentragwerken gewonnen wurden. Den Spannungsuntersuchungen liegt die idealisierte Spannungs-Dehnungs-Linie Abb. 1 zugrunde, nach welcher die obere Fließ-

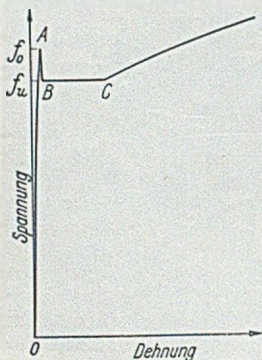


Abb. 1. Ideale Spannungs-Dehnungs-Linie.

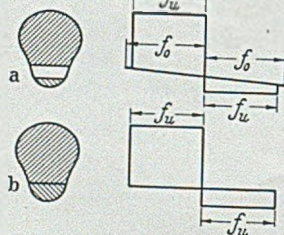


Abb. 2. Spannungsverteilung infolge Biegemoment und Normalkraft bei plastischer Beanspruchung.

grenze  $f_0$  und die untere Fließgrenze  $f_u$  unterschieden werden. In Deutschland wird im allgemeinen die weitere Vereinfachung getroffen, daß der horizontale Fließbereich mit  $f_u$  unmittelbar an den elastischen Anstiegsast unter Fortlassung der oberen Fließgrenze anschließt. Die Spannungs-Dehnungs-Linie liefert die Spannungsverteilung im Querschnitt, wobei ein Ebenbleiben der Querschnitte auch dann vorausgesetzt wird, wenn Teile des Querschnitts im Fließbereich liegen. Mit zunehmender Belastung werden nach Überschreiten der Fließgrenze immer weitere Querschnittsteile plastiziert, bis schließlich der ganze Querschnitt voll plastisch geworden ist. Abb. 2 zeigt die Spannungsverteilung eines durch Normalkraft und Biegun-

moment beanspruchten Querschnitts: a) für teilweise plastische, b) für vollplastische Beanspruchung. Für einen Rechteckquerschnitt mit der Breite  $b$  und der Höhe  $2h$  beträgt, wenn  $p$  die Normalbelastung in kg/cm<sup>2</sup> ist, das vollplastische Moment

$$M_p = \frac{1}{f_u} \cdot (f_u^2 - p^2) \cdot b d^2,$$

das in Abb. 3 für  $b = 26 \text{ mm}$  und  $2h = 51 \text{ mm}$  in Abhängigkeit von  $p$  dargestellt ist<sup>1</sup>. Außerdem ist der geradlinige Verlauf des Momentes  $M_y$  aufgetragen, das den Grenzwert bildet, bei welchem das elastische Tragvermögen erschöpft, d. h. die Fließgrenze  $f_u$  in einer Randfaser erreicht ist. Für kleine Werte von  $p$  kann bei Berechnung des vollplastischen Momentes die Normalbeanspruchung vernachlässigt werden, da sich hierbei der Wert  $M_p$  wenig ändert, so daß  $M_p = f_u \cdot b d^2$ . Ähnliche Zusammenhänge ergeben sich für I-Querschnitte, nur ist der Unterschied zwischen  $M_p$  und  $M_y$  geringer. Für reine Biegebungsbeanspruchung beträgt das Verhältnis  $M_p/M_y$  für den Rechteckquerschnitt 1,5 (vgl. Abb. 3), für die meisten I-Querschnitte bei Biegung um die X-Achse etwa 1,15.

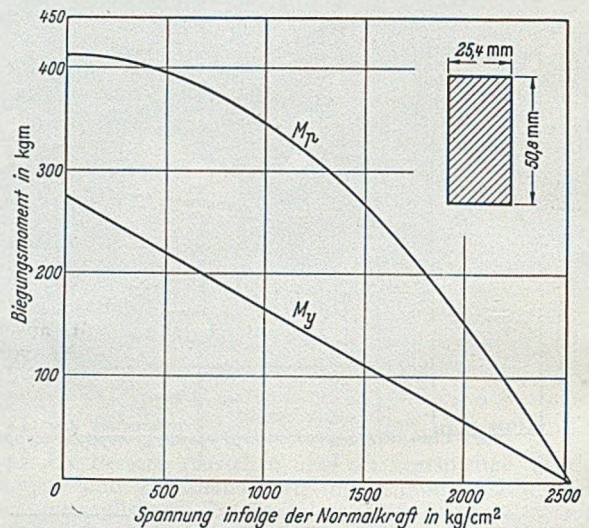


Abb. 3. Abhängigkeit der aufnehmbaren Momente von den Normalkräften.

Versuche haben erwiesen, daß die Schubspannungen — abgesehen von sehr kurzen Balken — von vernachlässigbarem Einfluß auf die Ausbildung des vollplastischen Momentes sind.

Während für statisch bestimmte Systeme die Bildung plastischer Zonen ohne Einfluß auf die Schnittgrößen ist und das Tragvermögen als erschöpft angesehen werden kann, wenn ein Querschnitt voll plastiziert ist, da in diesem Zustand ohne weitere Lastaufnahme beliebig große Formänderungen möglich sind, erfolgt in statisch unbestimmten Systemen nach Überschreiten der Fließgrenze mit wachsender Belastung ein Ausgleich der Biegemomente, was eine wesentlich erhöhte Lastaufnahme zur Folge haben kann. So ist beispielsweise für einen gleichmäßig belasteten eingespannten Träger mit konstantem Querschnitt die Gesamtbalkenlast bei Erreichen der Fließgrenze in der Randfaser der Einspannstelle

$$W_y = \frac{12 M_y}{l};$$

hierin hat  $M_y$  dieselbe Bedeutung wie

oben. Mit wachsender Balkenlast bilden sich plastische Zonen, zunächst an den Balkenenden und schließlich auch in Balkenmitte, bis die Tragfähigkeit erschöpft ist, wenn auch der Mittelschnitt voll plastisch geworden ist. Die Momente in Balkenmitte und an den Enden haben die gleichen Werte  $M_p$  angenommen, so

$$\text{daß die Bruchbelastung } W_p = \frac{16 M_p}{l} \text{ beträgt (siehe auch$$

<sup>1</sup> Die ungerunden Maße ergeben sich aus der Umrechnung der englischen Zollmaße.



Schleicher [1] S. 1544). Mithin ist  $\frac{W_p}{W_y} = \frac{4}{3} \cdot \frac{M_p}{M_y}$ . Nach Überschreiten der Fließgrenze vermag also der eingespannte Träger noch eine Last von  $W_p - W_y = \left(\frac{4}{3} \cdot \frac{M_p}{M_y} - 1\right) \cdot W_y$  aufzunehmen, der einfache Balken dagegen nur  $W_p - W_y = \left(\frac{M_p}{M_y} - 1\right) \cdot W_y$ .

**Rahmen.**

Die Überlegungen über beiderseits eingespannte Träger führen zu einer einfachen Nutzenanwendung für symmetrische eingespannte Einfeldrahmen von der Stützweite  $l$  mit lotrechter symmetrischer Riegelbelastung  $W$ . Bezeichnen  $M_e$  die Eckmomente und  $M_c$  das Moment in

Riegelmitte, so ist die Balkenlast  $W = \frac{M_c + M_e}{k \cdot l}$ , worin

$k$  ein konstanter, von der Lastverteilung abhängiger Wert ist. Die Momente  $M_c$  und  $M_e$  sind bei Beanspruchungen im elastischen Bereich von den Steifigkeiten der Pfosten und des Riegels abhängig, sie werden bei Erschöpfung des Tragvermögens wie beim beiderseits eingespannten Träger gleich den vollplastischen Momenten, und zwar  $M_c$  gleich dem vollplastischen Moment in Riegelmitte und  $M_e$  gleich dem vollplastischen Eckmoment entweder des Riegels oder des Pfostens, je nach den Querschnittsabmessungen. Durch Versuche wurde das Ergebnis der Rechnungen überprüft und gute Übereinstimmung festgestellt. Die Abmessungen wurden so gewählt, daß der Bruch durch Instabilität ausgeschlossen war. Die vollplastischen Momente der verwendeten Querschnitte wurden durch Kontrollversuche an einfachen Balken bestimmt; der Einfluß der Normalkräfte konnte i. a. vernachlässigt werden.

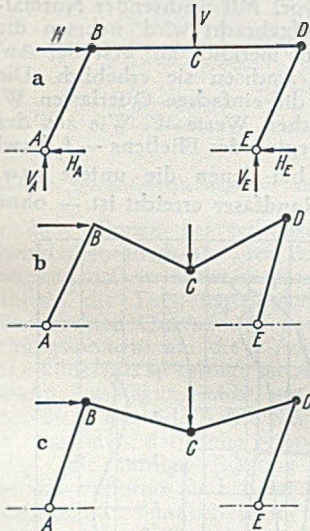


Abb. 4. Drei mögliche Bruchformen eines symmetrischen Rahmens.

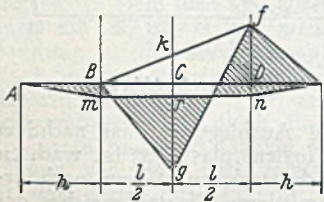


Abb. 5. Biegemomente für Rahmen nach Abb. 4 b.

Vollkreise gekennzeichnet. Die Verteilung der Biegemomente bei Beginn des Zusammenbruchs kann durch einfache graphische Methoden ermittelt werden. Die Formänderungen werden noch als vernachlässigbar klein angesehen, die Theorie 2. Ordnung wird also nicht berücksichtigt. Für die in Abb. 4 angegebene Belastung eines Zweigelenrahmens mit der Stützweite  $l$  und der Höhe  $h$  ist die Momentenlinie in Abb. 5 gezeichnet; die Rahmensystemlinien sind zu einer Geraden ausgestreckt. Wird zunächst  $H_a = 0$  angenommen, so stellt  $BfE$  die Momentenlinie infolge  $H_e = H$  mit  $Df = H \cdot h$  dar. Von der Linie  $Bf$  wird das Momentendreieck  $Bfg$  infolge der lotrechten Last mit  $kg = \frac{Vl}{4}$  abgetragen,

und durch Annahme von  $H_a$  entsteht das Trapez  $AmnE$ , welches dem übrigen Momentenbild zu überlagern ist ( $Bm = Dn = H_a \cdot h$ ). Die schraffierte Fläche liefert die endgültige Momentenverteilung. Die Lage  $mn$ , d. h. der Wert  $H_a$ , ist abhängig von der Lage der durch Plastizierung entstehenden Gelenke. Wird die Horizontale  $mn$  so gewählt, daß  $rg = nf$  ist, so stellt Abb. 5 ein Portal dar, dessen Riegel und Pfosten gleiche Querschnitte haben, so daß der Rahmen mit Plastizierung in  $C$  und  $D$  entsprechend Abb. 4 b zu Bruch geht. Ist die Größe der vollplastischen Momente bekannt, so kann mit Hilfe der Momentenfläche rückwärts auf die Größe der Bruchbelastung geschlossen werden. Für eingespannte Rahmen gelten ähnliche Überlegungen. Die verschiedenen möglichen Bruchformen wurden durch zahlreiche Modell- und Großversuche nachgeprüft, wobei Bruchformen und Bruchlasten erreicht wurden, die nur wenig von den errechneten abwichen.

Die nach der plastischen Methode wirtschaftlichste Form von Rahmen, die nach Abb. 4 belastet sind, ergibt sich gewöhnlich bei Ausbildung mit gleichen Querschnitten für Pfosten und Riegel. Gewichtsvergleiche von eingespannten Rahmen mit etwa 6,1 m Höhe und 12,2 m Länge, die sowohl nach der elastischen als auch nach der plastischen Methode berechnet wurden, sind der Abb. 6 zu entnehmen. Für die elastische Methode wurden die englischen Hochbauvorschriften (B.S.S. 449) zugrunde gelegt, und da der Sicherheitsgrad nach diesen Vorschriften

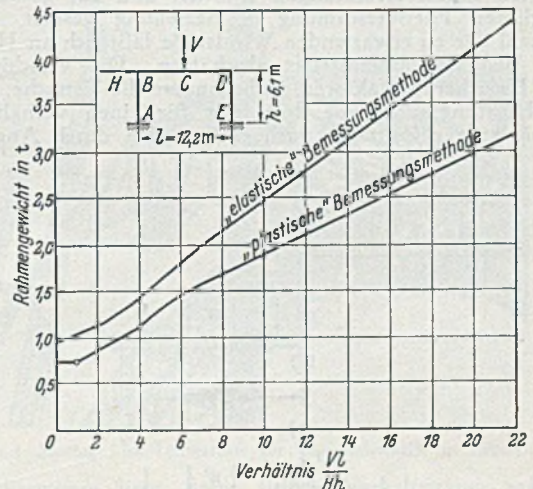


Abb. 6. Gewichtsvergleiche von Rahmen.

etwa gleich 2 ist, wurde für die plastische Methode ein Lastfaktor von ebenfalls 2 verwendet. Die „plastischen“ Rahmen sind — wie die Abb. 6 zeigt — leichter als die nach der elastischen Methode gerechneten. Ähnliche Untersuchungen für andere Systemabmessungen lassen erkennen, daß der prozentuale Unterschied mit der Pfostenhöhe wächst. Von Interesse sind die Spannungen und Durchbiegungen von Rahmen nach der plastischen Methode infolge der tatsächlichen Belastungen ohne Lastfaktor. Bei Riegelstützweiten von 12,2 m und Rahmenhöhen von 3,05 m bis 24,4 m liegen diese Spannungen zwischen 774 und 2010 kg/cm<sup>2</sup> für eingespannte Rahmen und zwischen 1070 und 1800 kg/cm<sup>2</sup> für Zweigelenrahmen. Die zulässige Beanspruchung nach den B.S.S. 449, die also den Rahmen nach der elastischen Methode zugrunde liegt, beträgt 1260 kg/cm<sup>2</sup>. Die Riegeldurchbiegungen überschreiten nur für einige eingespannte Rahmen den von der B.S.S. 449 vorgeschriebenen Grenzwert von 37,6 mm bis zum Höchstwert von 52 mm. Die seitlichen Riegelverschiebungen, für die die Vorschriften keine zulässigen Werte angeben, betragen für 24,4 m hohe Zweigelenrahmen 462 mm bei Bemessung nach der elastischen und 625 mm bei Bemessung nach der plastischen Methode.

**Lasten und Lastfaktoren.**

Um wirtschaftlich zu entwerfen, ist besondere Sorgfalt der Wahl der Lastfaktoren zu widmen, mit denen die Gebrauchslasten zu multiplizieren sind, um die Trag-



lasten zu erhalten. Bei mehrgeschossigen mehrfeldrigen Rahmen ist die Ermittlung der ungünstigsten lotrechten Nutzlasten im Hinblick auf die möglichen Lastkombinationen nicht so einfach wie für die hier behandelten eingeschossigen Einfeldrahmen. Schließlich werden auch bei Festlegung der Lastfaktoren die Erfahrungen und Nachrechnungen an bestehenden Gebäuden eine wesentliche Rolle spielen.

Während die elastische Bemessungsmethode die statischen Winddrücke verwendet, die auf Grund zahlreicher Versuche für die verschiedenen Gebäudeformen bei konstanten Windgeschwindigkeiten ermittelt wurden, wird von Horne [2] für die plastische Bemessungsmethode ein neues Verfahren vorgeschlagen, das den Besonderheiten der plastischen Methode Rechnung tragen soll. Das Verfahren stützt sich auf das umfangreiche Beobachtungsmaterial der Meteorologischen Stationen, das sowohl über die in England vorkommenden Windgeschwindigkeiten als auch über Intensität und Zeitdauer von Windstößen Aufschluß gibt. Für ein bestimmtes Bauwerk ermittelt Horne den der Bemessung zugrunde zu legenden Winddruck durch Umrechnung aus der Wirkung der in einem äußerst heftigen Sturm auftretenden Windstöße. Er beruft sich dabei auf die Beobachtung, daß derartig heftige Stürme kaum mehrmals an ein und demselben Ort auftreten, und setzt daher nur einen der heftigsten Stürme von einer bestimmten Zeitdauer in Rechnung. Die gesamte während des Sturmes erzeugte plastische Verformung wird als Summe der von den Windstößen erzeugten Einzelverformungen ermittelt und zur gesamten möglichen Fließverformung in Beziehung gesetzt. Die Anzahl der zu erwartenden Windstöße läßt sich an Hand des Beobachtungsmaterials abschätzen. Die verschiedenen Unsicherheitsfaktoren, insbesondere die Tatsache, daß Beobachtungsergebnisse doch nur für einen verhältnismäßig kurzen Zeitraum vorliegen, werden durch Angabe

Abb. 7 hervorgeht. Die Endbiegungsmomente werden durch die mit den Querlasten  $W$  belasteten Balken erzeugt, die an einem Ende an die mit den Druckkräften  $P$  belasteten Pfosten biegungsfest angeschlossen und am anderen Ende gelenkig gelagert sind. Anordnung a) erzeugt mit entgegengesetzt gerichteten Einspannmomenten eine einfach gekrümmte Biegelinie des Pfostens, Anordnung b) mit gleichsinnig wirkenden Einspannmomenten bei  $P = 0$  eine S-förmige Biegelinie. Die Pfosten und Riegel sind so

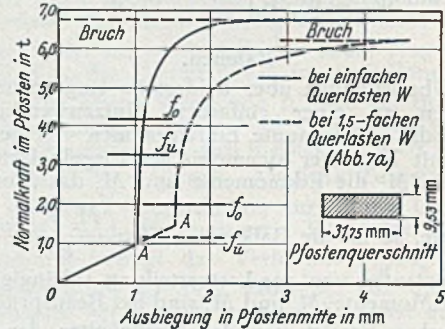


Abb. 8. Modellmessungen an Pfosten nach Abb. 7 a.

bemessen, daß die Plastizierung immer zuerst in den Pfosten eintritt. Abb. 8 zeigt für einen rechteckigen Pfostenquerschnitt die Ausbiegung in Pfostenmitte für Anordnung a). Die zunächst aufgebrachte Balkenbelastung  $W$  ruft die Ausbiegung  $OA$  hervor. Mit wachsender Normalkraft  $P$ , die anschließend aufgebracht wird, nehmen die Ausbiegungen zunächst kaum merklich zu; erst bei Annäherung an die Bruchlast wachsen sie erheblich. Die ausgezogene Kurve gilt für die einfachen Querlasten  $W$ , die gestrichelte für die 1,5fachen Werte  $W$ . Wie aus der Abb. 8 hervorgeht, ist der Beginn des Fließens —  $f_u$  bzw.  $f_o$  bezeichnen die Punkte, bei denen die untere bzw. obere Fließgrenze in einer Randfaser erreicht ist — ohne

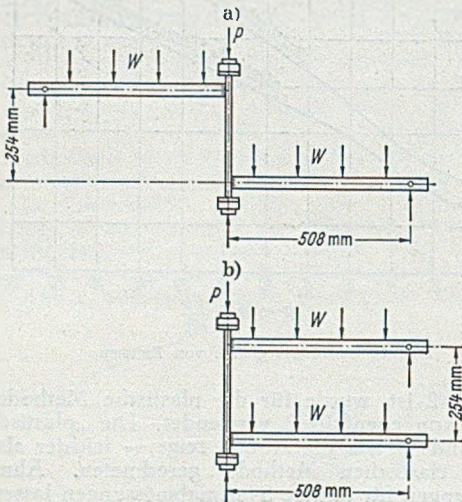


Abb. 7. Versuchsanordnung für Rahmenpfosten, a) einfach gekrümmte Biegelinie, b) Biegelinie mit Wendepunkt.

oberer und unterer Grenzwerte berücksichtigt. Die für die Bemessung umgerechneten statischen Winddrücke liegen noch erheblich unter den von den Vorschriften vorgeschriebenen Werten; sie betragen für ein bestimmtes Beispiel  $77,4 \text{ kg/m}^2$  als oberer und  $66,4 \text{ kg/m}^2$  als unterer Grenzwert. Da diese Werte den Lastfaktor enthalten, sind die Vergleichswerte der Winddrücke nach den Vorschriften mit dem Sicherheitsfaktor zu multiplizieren. Bei Annahme eines Sicherheitsgrades 2 beträgt der entsprechende Winddruck nach den B. S. S. 449 von 1948:  $103,5 \text{ kg/m}^2$ . Um auf dieser Grundlage zuverlässige Windlastannahmen festzulegen, sind die Ergebnisse weiterer Beobachtungen und Winddruckmessungen an bestehenden Gebäuden abzuwarten.

**Durchlaufende Stützen.**

Jeder Pfostenstab eines mehrgeschossigen mehrstieligen Rahmentragwerkes wird im allgemeinen durch eine Normalkraft und Endbiegungsmomente belastet. Das Verhalten derartiger Stäbe im plastischen Bereich wurde an Modellen untersucht, deren schematische Anordnung aus

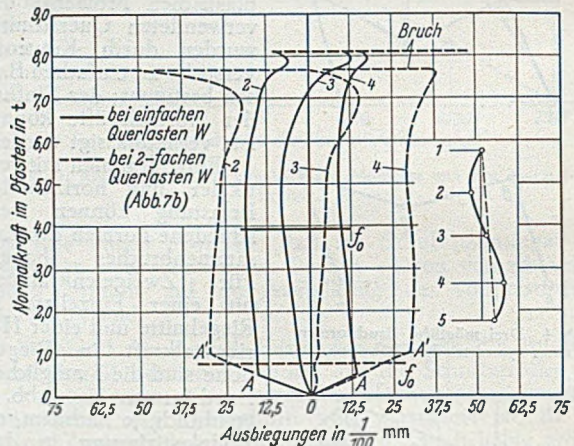


Abb. 9. Modellmessung an Pfosten nach Abb. 7 b.

merklichen Einfluß auf die Ausbiegung. Erst nachdem ein beträchtlicher Teil des Pfostens plastiziert ist, wachsen die Durchbiegungen plötzlich stark an. Wenn nach erheblicher Plastizierung des mittleren Pfostenbereiches der Pfosten versucht, seitlich auszuweichen, werden infolge der steifen Riegel an den Pfostenenden Zusatzmomente ausgeübt, die mit wachsender Mittenausbiegung der Pfosten zunehmen. Sie haben das entgegengesetzte Vorzeichen der von den Riegeln infolge der Lasten  $W$  ursprünglich ausgeübten Eckmomente. Die algebraische Summierung dieser beiden Momentenwirkungen ergibt, daß die Eckmomente infolge der Lasten  $W$  mit wachsender Pfostenausbiegung wieder abnehmen, das Vorzeichen wechseln und mit entgegengesetztem Vorzeichen zunehmen, bis Plastizierung der Endquerschnitte eintritt. Wenn nicht vorher durch Instabilität der Zusammenbruch eintritt, ist das Tragvermögen erschöpft, wenn Mittel- und Endquerschnitte voll plastiziert sind. Die von den Querbalken herrührenden Eckbiegungsmomente, die beim Spannungsnachweis nach der elastischen Methode stets



eine Rolle spielen, treten also bei Ermittlung der Bruchlast nach der plastischen Methode unmittelbar nicht mehr in Erscheinung. Pfosten, die an den Enden infolge der Balkenbelastungen gleichdrehende Momente erhalten (vgl. Abb. 7 b), deren Biegelinie also infolge dieser Balkenlasten eine S-Kurve bildet, sind in Abb. 9 behandelt. Die ausgezogenen Kurven, die die Durchbiegungen in drei Punkten zeigen, gelten für Balkenlasten von 1 t, die gestrichelten Kurven für Balkenlasten von 2 t. Die Reihenfolge der Belastung ist dieselbe wie für den vorher behandelten Pfosten. Der Verlauf der Ausbiegungen zeigt, daß die infolge der Balkenlasten sich bildende S-förmige Biegelinie mit wachsender Normalkraft zunächst beibehalten wird, bis die Kurve nach einer Seite durchschlägt und der Stab mit einfach gekrümmter Biegelinie zu Bruch geht.

**Kippstabilität.**

Auf Biegung beanspruchte Rahmenstäbe, die gegen seitliches Ausweichen nicht genügend gesichert sind, können bei kritischen Belastungen kippen, d. h. um die Achse des kleinsten Trägheitsmomentes unter gleichzeitiger Verdrehung ausbiegen. Neal [3] hat die Kippstabilität für Stäbe mit rechteckigem Querschnitt untersucht, für welche Kippen eintritt, nachdem infolge der Biegemomente um die x-Achse die Querschnitte teilweise plastisch verformt sind. Abb. 10 a und b zeigt die Spannungsverteilung in einem Rechteckquerschnitt

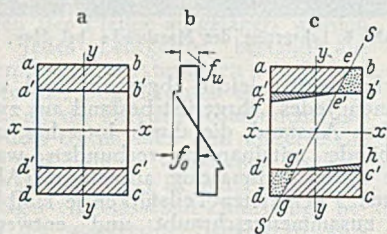


Abb. 10. Spannungsverteilung vor und nach Beginn des Kippens.

vor dem Kippen bei teilweise plastischer Verformung. Sowohl theoretisch als auch durch Versuche wurde nachgewiesen, daß in teilweise plastisch beanspruchten Querschnitten die Torsionssteifigkeit gleich der des elastisch beanspruchten Querschnitts gesetzt werden kann. Ist das Biegemoment um die x-Achse auf die ganze Balkenlänge konstant, so erfolgt im Augenblick des Kippens die seitliche Ausbiegung nicht um die y-Achse, sondern um eine schräg liegende Achse S-S (Abb. 10 c). Das hängt damit zusammen, daß beim Kippen die Bereiche ebb'e' und gdd'g', die infolge Biegung um die x-Achse bereits plastisch verformt sind, beim seitlichen Ausweichen eine Spannungsabnahme erleiden, da die Entlastung plastisch beanspruchter Teile wie im elastischen Bereich erfolgt, während die Bereiche aee'a' und egg'c' die Fließspannung beibehalten, da beim Kippen deren Verformungen wachsen. In den schmalen Dreiecken a'ef und c'gh, in denen z. T. die obere Fließgrenze erreicht ist, nimmt die Spannung auf den Wert der unteren Fließgrenze ab. Aus dieser Spannungsverteilung kann die Achse S-S mit der kleinsten Biegesteifigkeit errechnet werden. Die Versuchsergebnisse von durch Endmomente belasteten Stäben, deren Enden in Gabeln gelagert, aber an der Verdrehung gehindert sind, zeigten gute Übereinstimmung mit der Rechnung. Horne untersuchte im Anschluß hieran einen I-Träger, der einem Rahmenriegel entspricht, der also an den Enden fest oder teilweise eingespannt und durch zwei gleich große Einzellasten in den Drittelpunkten belastet ist, so daß bei fester Einspannung und Beanspruchungen im elastischen Bereich die Endmomente doppelt so groß wie das Mittenmoment sind. Nach der Plastizitätstheorie müssen, wenn Kippen verhindert wird, die End- und Mittelquerschnitte voll plastisch werden, ehe der Bruch eintritt. Bei starrer Einspannung werden zuerst an den Balkenenden die vollplastischen Momente erreicht, ehe die Querschnitte im Mittelabschnitt plastizieren. Daß hierbei die Biegesteifigkeit an den Balkenenden zu Null wird, während im Mittelteil noch elastische Verhältnisse vorliegen, bildet noch keine Veranlassung für das Erreichen der Kippgrenze, da die Torsionssteifigkeit trotz der Plastizierung unverändert bleibt. Durch seitliche

Abstützungen kann verhindert werden, daß Kippen eintritt, ehe die Flansche im Balkenmittelteil plastisch geworden sind. Wird hierbei angenähert der Abstand der Abstützungen nach der Kipptheorie des vollkommen elastischen Stabes ermittelt, so ist die wirkliche Tragkraft im plastischen Bereich gewöhnlich nicht mehr als 5% geringer als der nach der Plastizitätstheorie vorausgerechnete Wert.

Nach J. F. Baker in „Journal Inst. Civil Engineers“ 31 (1948/49), Jan. 1949, Paper-No. 5072.

R. Barbré, Dortmund.

**Literatur.**

1. Schleicher: Taschenbuch für Bauingenieure, ber. Neudruck Berlin 1949, S. 1541. Überblick und Schrifttumshinweise.
2. M. R. Horne: Wind Loads on Structures. Brit. Weld. Res. Assoc., July 1948.
3. B. G. Neal: The Lateral Instability of Mild-steel Beams Bent by Pure Terminal Couples beyond the Elastic Limit. 7th. Int. Congr. Appl. Mech., 1948.

**Die Verwendung stählerner Lehrgerüste für Betonbogen.**

Stählerne Lehrgerüste für Betonbogen finden in Belgien immer mehr Verwendung. Die Lehrgerüste hatten entweder provisorischen Charakter, als Lehrgerüste im engeren Sinn, oder aber sie wurden in den Beton eingebaut und bildeten einen Teil der Bewehrung. Diese sog. eingebauten Lehrgerüste können wesentliche Vorteile bieten, vor allem wenn der zu errichtende Bogen über

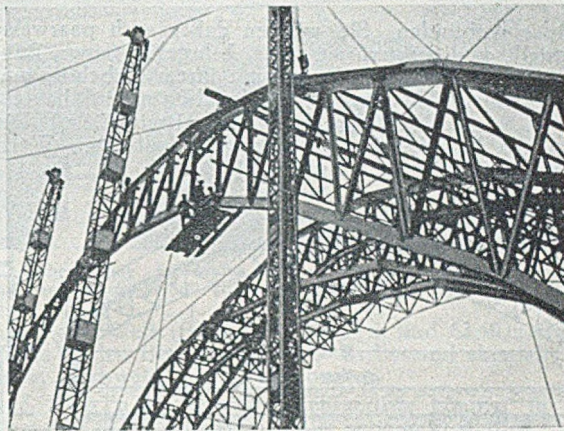


Abb. 1. Montage des Lehrgerüsts der Jahrhunderthalle in Brüssel.

Verkehrswegen liegt, deren lichter Verkehrsraum während der Bauzeit nicht eingeschränkt werden darf. Auch bei der Elektrifizierung der Eisenbahnen, die zur Zeit in Belgien aktuell ist, spielen sie eine Rolle. Bekanntlich

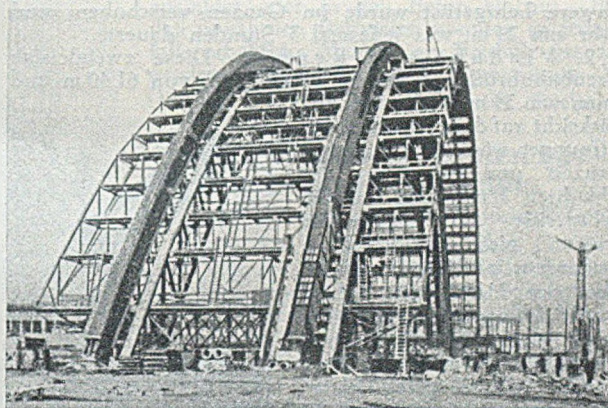


Abb. 2. 24 m breiter Abschnitt des fertigen Lehrgerüsts der Jahrhunderthalle in Brüssel.

ist das alte Lichttraumprofil zur Unterbringung der Fahrleitungsdrähte zu erhöhen. Da dies in den seltensten Fällen durch Absenken der Bahn zu erreichen ist, müssen die Überführungen gehoben oder durch neue Überbauten ersetzt werden. Hierbei können eingebaute Lehrgerüste bei der meist nur geringen Bauhöhe gute Dienste leisten.



Von den zahlreichen belgischen Ausführungen seien die lehrreichsten kurz beschrieben.

1. Die Jahrhunderthalle in Brüssel ist 158 m lang und 90 m breit, sie hat keine Zwischenstützen. Das Tragwerk besteht aus 12 Stahlbetonbogen in 12 m gegenseitigem Abstand. Die Dreigelenkbogen haben 86 m Stützweite und 31 m Scheitelhöhe, sie sind paarweise mit-

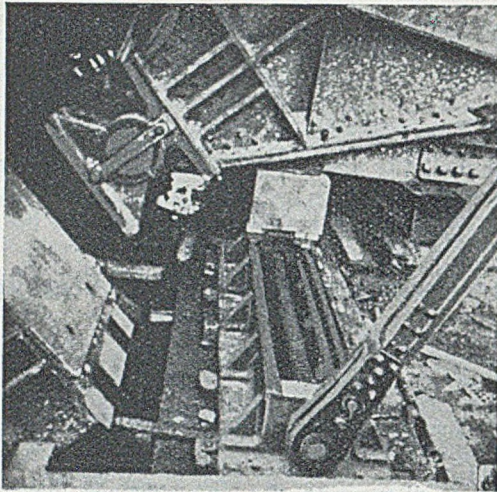


Abb. 3. Viadukt von Renory. Kämpfergelenk des Lehrgerüsts.

einander verbunden. Sie wurden daher auch paarweise hergestellt und ausgerüstet. Das Lehrgerüst eines Bauabschnitts, d. h. zweier Bogen mit ihrem Zubehör, umfaßt 4 stählerne Fachwerk-Dreigelenkbogen und hat ein Gewicht von 1600 t (85 m Stützweite, Breite 24 m). Die Gurtungen bestehen in der Mitte aus halbierten Walzträgern I P 100 (Abb. 1 und 2).

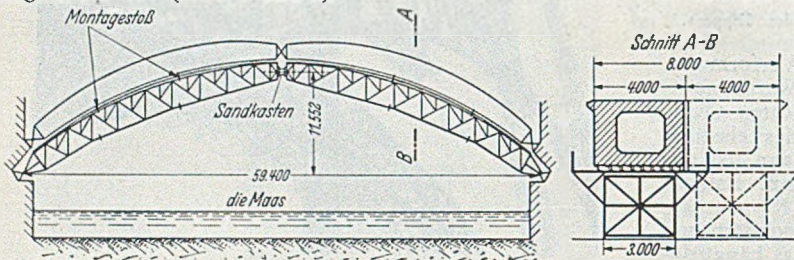


Abb. 4. Viadukt von Renory. Skizze des zweiten Lehrgerüsts.

Das Ausrüsten und Umsetzen des Lehrgerüsts war schwierig. Es ist aber in Minimalzeiten bewerkstelligt worden. Ausgerüstet wurde durch Spreizen der Bogen im Scheitel mittels zweier Pressen von 300 t. Das 750 t schwere Lehrgerüst wurde im Ganzen verschoben, und zwar um 24 m, was jedesmal 3 Stunden dauerte.

2. Viadukt von Renory. Diese zweigleisige Eisenbahnbrücke umfaßt 9 Betonbogen von 61,40 m und einen von 34 m Stützweite. Mit Rücksicht auf das Freihalten der Öffnungen während der ganzen Bauzeit und angesichts des schlechten Baugrunds war ein Lehrgerüst mit zahlreichen Stützen nicht durchführbar. Außerdem mußten die Bogen über der Maas weite Schiffahrtsöffnungen Freihalten. Die Wahl eines stählernen Dreigelenkbogens als Lehrgerüst erschien daher gerechtfertigt. Die Lehrgerüste, die bei der Erstaussführung der Brücke 1929/30 verwendet wurden, be-

standen aus je zwei doppelwandigen Hauptträgern, die zu einem kastenförmigen Querschnitt vereinigt wurden. Das Fachwerk der Hauptträger war engmaschig. Die Kämpfer des Lehrgerüsts wurden auf Vorsprüngen der Pfeiler mittels stählerner Gelenke aufgelagert. Abb. 3. Im Scheitel konnte kein Stahlgelenk angebracht werden. Auch der

Einbau von Pressen war nicht angängig, da die Bewegungen des Lehrgerüsts ihre Wirkung beeinträchtigen konnten. Man nahm daher die Zuflucht zu besonders ausgeklügelten Sandtöpfen, die einen Druck von 500 t auszuhalten hatten. Diese Lösung hat sich gut bewährt.

Erste Wiederherstellung des Viadukts 1940–42. Die drei Stromöffnungen waren 1940 durch die belgische Armee gesprengt worden. Da die alten Lehrgerüste von 8 m Breite nicht mehr vorhanden waren, und da man an Stahl sparen wollte, entschloß man sich zur halbseitigen Herstellung der Bogen in 4 m Breite. Zu diesem Zweck



Abb. 6. Lehrgerüst der Maasbrücke bei Huy.

mußte das Lehrgerüst leicht abgesenkt und verschoben werden können. Jedes Lehrgerüst bestand aus zwei Hauptträgern in 3 m Abstand, die durch lotrechte und waagrechte Verbände miteinander verbunden waren. Die Hauptträger waren weitmaschig ausgefacht (Abb. 4). Sie bestanden aus 3 genieteten Teilstücken je Halbbogen, die am Boden zusammengeschraubt und entweder durch Schwenkmaste oder durch Schwimmkräne aufgerichtet wurden (Abb. 5). Die Scheitelgelenke wurden wieder durch Sandtöpfe gebildet. Der Obergurt war parallel zur Betonleibung, während der Untergurt geradlinig abgesetzt war. Als Schalung diente ein glattes Stahlblech von 8 mm Dicke, das auf Traversen aufgebolt war. Zu beiden Seiten des Lehrgerüsts waren Laufstege auf Konsolen angeordnet. Diese Konsolen hatten durch Steifen auch den waagrechten Druck der seitlichen Schalungswände aufzunehmen.

Zweite Wiederherstellung durch die amerikanische Armee. Bei den Kämpfen um Lüttich war der östlichste der 10 Bogen durch Bomben der Alliierten zerstört worden. Die Amerikaner beabsichtigten zunächst, die Lücke durch einen Balkenträger zu schließen. Dazu hätte man aber im Maastal zwei Zwischenpfeiler von 20 m Höhe errichten müssen. Da machte die belgische Verwaltung darauf aufmerksam, daß die 1940–42 verwen-



Abb. 5. Viadukt von Renory. Verschiedene Bauzustände der Montage des zweiten Lehrgerüsts.

deten Lehrgerüste, im ganzen 6 stählerne Dreigelenkbogen, noch vorhanden seien, und so entschloß man sich, diese als Hauptträger für einen neuen Überbau ohne Zwischenstützen zu verwenden. Es wurde nur ein Gleisträger wiederhergestellt. Unter jedem Schienenstrang wurden 2 stählerne Hauptträger angeordnet, so daß 4 für



das eine Gleis gebraucht wurden. Die Querverbindungen wurden zum größten Teil geschweißt. So unterbricht jetzt ein Stahlbogen das sonst einheitliche Bild der Beton-

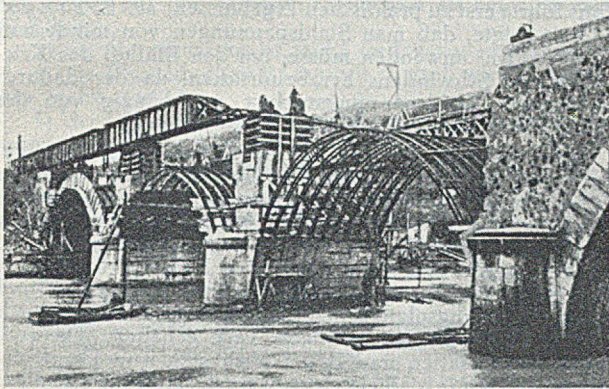


Abb. 7. Eingebautes Lehrgerüst der Brücke bei Saussoy.

brücke. Die Arbeiten wurden trotz verschiedener Behinderungen durch die Kampfhandlungen in der kurzen Zeit vom 27. 11. 44 bis zum 28. 1. 45 durchgeführt.

3. Maasbrücke bei Huy. Auch hier waren keine Stützen im Strom möglich. Man entschloß sich daher zu Stahlgerüsten, die auf Vorsprüngen der Pfeiler aufgelagert wurden (Abb. 6). Jedes Lehrgerüst bestand aus 4 Zweigelenkbogen in Abständen von je 2 m. Die Kämpfer der Bogen ruhten einerseits auf Sandtöpfen, die die lotrechte Komponente des Auflagerdrucks aufnahmen und andererseits auf einem mit Zähnen versehenen Kreisabschnitt, der sich auf einer in den Pfeiler bzw. das Widerlager eingelassenen Zahnstange bewegte und die waagrechte Seitenkraft aufnahm. Das Lehrgerüst trug nur die erste Lage der Gewölbesteine und die Stirnseite des Gewölbes. Nach Schließung dieser Lage sollte das Gewölbe selbst die weiteren Lasten aufnehmen. Auf den beiden äußeren Hauptträgern waren die Laufschienen von 2 Portalkränen aufgeständert, die die Brücke zu bedienen hatten. Die Ausrüstung erfolgte durch lotrechtes Ablassen des Lehrgerüsts mit Hilfe der Sandtöpfe.

4. Neuere Ausführungen in Frankreich und Spanien. Stahlgerüste werden entweder aus

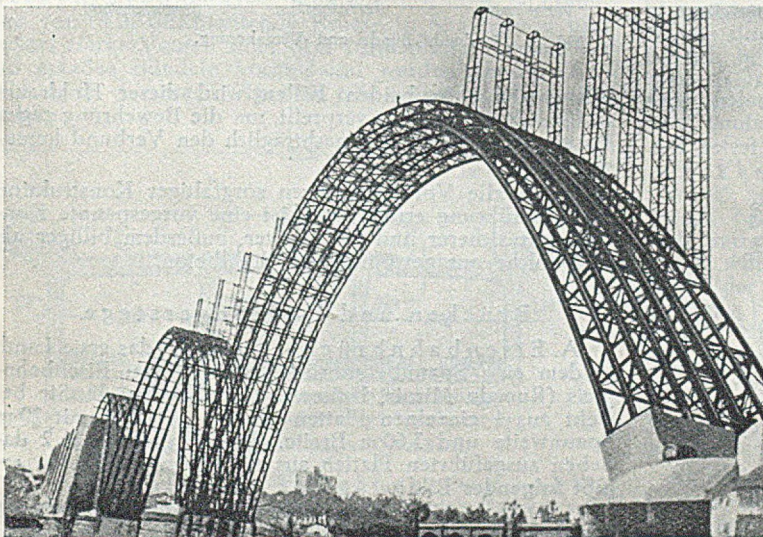


Abb. 9. Stählernes Lehrgerüst der Eisenbahnbrücke über den Miñofluß in Spanien. Das Gerüst wird einbetoniert.

Profilstahl oder aus gebrauchten Schienen, die besonders preiswert sind, hergestellt. Vielfach wurde das System des Ingenieurs Descubes angewandt. Es besteht darin, daß leichte Gerüste, meistens aus alten Schienen hergestellt, in den Beton eingebaut wurden. Das Gerüst

bildet somit die unterste Lage des Bogens an der Leibung. Bei der Brücke von Saussoy (Abb. 7) wurde ein leichtes Gerüst eingebaut. Es bildet die 30 cm starke untere Schicht des Gewölbes. Auf ihr ruht, durch Anker verbunden, die obere Schicht des Gewölbes. Ganz ähnlich wurde bei der Brücke von Courcelles verfahren, Abb. 8. Das Verfahren ist elegant, die Baustelleneinrichtung einfach, und es wird an Zeit und Material gespart.

Wo ein Gerüst aus gebogenen Schienen nicht eingebaut, sondern als normales Lehrgerüst verwendet wird, ist Vorsicht am Platze. Solche Gerüste sind trotz aller Querverbände sehr leicht deformierbar. Die Belastung darf daher nur in genau festgelegter Reihenfolge vorgenommen werden, so daß sie immer symmetrisch ist. Dann aber ist dieses System sehr einfach und wirtschaftlich; sein Auf- und Abbau sind leicht durchführbar.

Weitere Beispiele „eingebauter“ Lehrgerüste findet man in Spanien. Die zweigleisige Eisenbahnbrücke über den Miño hat 3 Bogen von 65 m Stützweite und 42 m Stich. Die Betonbogen haben einen dreiteiligen Kastenquerschnitt. Das 300 t schwere Lehrgerüst, bestehend aus einem geschweißten Fachwerk, bleibt im Beton versenkt (Abb. 9).

Auch das stählerne Lehrgerüst der berühmten Eisenbahnbrücke über den Eslafluß, einem der größten Beton-

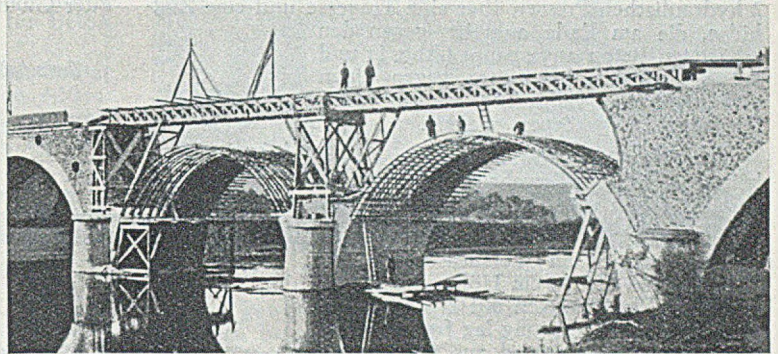


Abb. 8. Wiederherstellung der beiden 17,50 m weit gespannten Bogen der Brücke von Courcelles mit Hilfe von eingebauten Lehrgerüsten.

bogen der Welt (Stützweite 209,84 m und 62,40 m Stich), wurde in den Beton eingebaut. Es bestand ebenfalls aus einem geschweißten Fachwerkbogen.

5. Schluß. Stählerne Lehrgerüste können in der Werkstatt durch Schweißen billig hergestellt werden. Auch ihr Transport ist leichter als der von Holzgerüsten. Das Aufstellen auf der Baustelle bereitet keine Schwierigkeiten, Längsstöße werden verbolzt, Querverbindungen geschweißt. Die Vorteile von Stahlgerüsten werden erhöht, wenn man sie besonders leicht ausbildet oder in den Beton einbaut. Bei den erwähnten Beispielen konnten so jedenfalls erhebliche Mengen an Bauholz gespart werden. [Nach L'Ossature métallique 12 (1947) S. 105, Heft 3.] E. Weiß, Berlin.

## Westeuropäische Bauten aus vorgespanntem Beton.

### 1. Brücken aus vorgespanntem Beton in Belgien.

Nach dem Verfahren von Ing. C. Wets sind von der Firma Setra 2 Balkenbrücken mit freiliegendem, geradlinigem, vorgespanntem Zugband ausgeführt worden. Die Mittellinie der Balken ist bogenförmig nach oben mit einem Pfeil von 1/30 bis 1/60 der Spannweite gekrümmt, so daß eine exzentrische Wirkung der Bewehrung entsteht. Hierdurch ergeben sich folgende Vorteile: Die Wirkung der Bewehrung wird dem Verlauf der Momente angepaßt; man kann wenige Bewehrungsstäbe mit großem Durchmesser verwenden; es entfallen die zahlreichen, für gekrümmte Bewehrung notwendigen Führungen und die damit verbundenen Reibungsverluste beim Vorspannen; es werden Biegespannungen im Zugband vermieden.



Als Bewehrung wird ein wärmebehandelter Stahl mit  $11,5 \text{ t/cm}^2$  Festigkeit verwendet. Die Fließgrenze liegt bei  $7,5 \text{ t/cm}^2$ , so daß der Stahl mit  $7,0 \text{ t/cm}^2$  ausgenutzt werden kann. Bei dieser Spannung ist der Stahl kriechfest, im Gegensatz zu den meisten gezogenen Stählen, die häu-

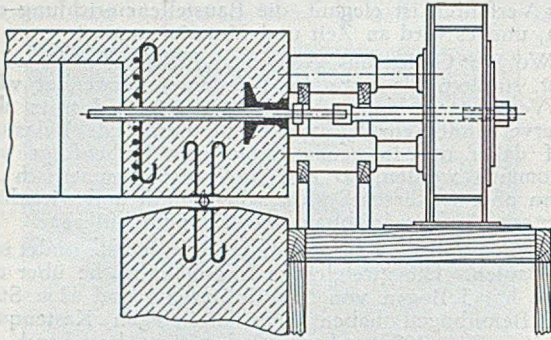


Abb. 1. Spannvorrichtung der Bewehrung.

fig bereits bei der halben Gebrauchsspannung zu kriechen beginnen. Die Enden der Zugbänder sind angestaucht und mit Gewinde versehen. Sie werden einzeln mit 2 hydraulischen Pressen über eine Traverse und eine Zughülse, die am Ende angreift, gegen den erhärteten Beton angespannt (Abb. 1) und mit einer Schraubenmutter gegen einen einbetonierten, stählernen, ringförmigen Druckverteilungskörper gelagert.

Der Beton enthält außer an den Enden keinerlei weitere Bewehrung. Er besaß nach 90 Tagen eine Festigkeit von  $600 \text{ kg/cm}^2$  und wird mit  $120 \text{ kg/cm}^2$  ausgenutzt.

1945 wurde ein Versuchsbalken mit 30 m Spannweite, 80 cm Höhe und 1,00 m Breite als Plattenbalken mit 2 Stegen hergestellt. Die Bewehrung lag frei zwischen den Stegen und bestand aus  $4 \text{ } \varnothing 40 \text{ mm}$ . Der Träger wurde für  $0,40 \text{ t/m}^2$  Nutzlast berechnet und Anfang 1946 geprüft. Aus den Formänderungen wurde  $E = 520 \text{ t/cm}^2$  gefunden. Die ersten Risse traten bei 2,4facher Nutzlast auf.

1947 wurde ein zweiter Balken gebaut, und zwar als Fußgängersteg über einen Kanal bei Malheyde. Er besitzt bei 2,00 m Nutzbreite und 1,50 m Höhe eine Spannweite von 44,50 m und ist mit  $12 \text{ } \varnothing 40 \text{ mm}$  bewehrt, die durch Umwicklung gegen Rosten geschützt und mit den Tragwänden durch 4 Zwischenquerträger verbunden sind (Abb. 2). Der Steg wurde in einer Stahlschalung von 2,10 m Länge in einzelnen Abschnitten auf fester Rük-

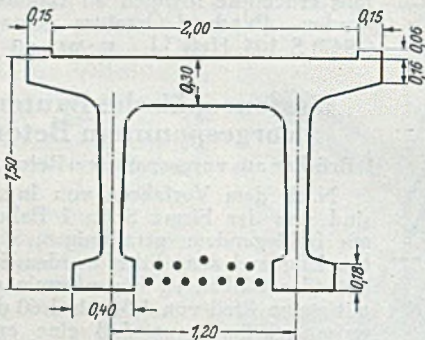


Abb. 2. Querschnitt des Steges von Malheyde.

stung betoniert. Nach dem Ausrüsten wurden wieder eingehende Versuche angestellt. Aus der Durchbiegung von 32 mm unter der Nutzlast wurde  $E = 450 \text{ t/cm}^2$  abgeleitet. Sie verschwand vollständig nach Entlastung. (Nach Padurat im Bericht über den 3. Kongreß der Internationalen Vereinigung für Brückenbau u. Hochbau, Lüttich 1948, S. 325).

## 2. Weitere Anwendungen des vorgespannten Betons in Belgien.

Der an sich alte Gedanke der Vorspannung des Betons führte erst zu praktischen Ergebnissen, als E. Freysinet zeigte, daß man Stahlspannungen von mindestens  $7,0\text{--}9,0 \text{ t/cm}^2$  anwenden müsse, um den Einfluß des Kriechens und Schwindens herabzudrücken, da der dadurch verursachte Stahlspannungsverlust unabhängig von der Höhe der Stahlspannung ist.

In Belgien benützt man die sog. „Sandwich“-Verankerung der Bewehrung. Sie hat ihren Namen nach der Form der gußstählernen, aufrechtstehenden Ankerplatten mit Keilnuten, in denen je 8 Drähte mit 5 oder 7 mm  $\varnothing$  paarweise durch Keile gehalten werden (Abb. 3). Sie werden ebenso paarweise durch eine leichte Presse gegen den erhärteten Beton mit etwa  $9,0 \text{ t/cm}^2$  angespannt und durch Verteilungsplatten in ihrem weiteren Verlauf durch Abstandhalter in der richtigen Lage gehalten. Da zwischen Ankerplatten und Beton noch stählerne Druckverteilungsplatten zwischengelegt werden müssen, ist diese Art der Verankerung nur für Bündel mit einer Länge von mehr als 10 m wirtschaftlich. Der Verbund wird zunächst verhindert, entweder indem man das ganze Bewehrungsbündel in einer Hülle aus dünnem Blech verlegt oder indem man einen Kanal mittels eines Stahl- oder Gummikernes ausspart und die Bewehrung nachträg-

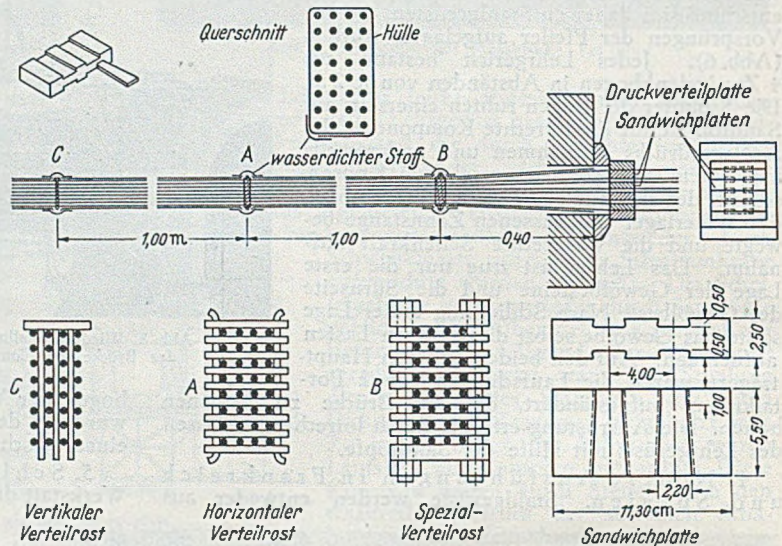


Abb. 3. „Sandwich“-Bündel und -Verankerung.

lich einzieht. In beiden Fällen wird dieser Hohlraum schließlich mit Zement verpreßt, um die Bewehrung gegen Rosten zu schützen und nachträglich den Verbund herzustellen.

Wenn alle Vorbedingungen sorgfältiger Konstruktion und Ausführung erfüllt sind, ist eine vorgespannte Konstruktion sicherer und dauerhafter, außerdem billiger als eine solche aus gewöhnlichem Stahlbeton.

### Brücken und Fußgängerstege.

A. Eisenbahnbrücke. Belgien ist das erste Land, in dem eine Spannbetonbrücke unter einem Eisenbahngleis (Rue du Miroir, Brüssel) ausgeführt wurde. Sie besteht aus 4 einzelnen Platten für je ein Gleis mit 20 m Spannweite und 3,60 m Breite. Ein Vergleich mit 2 daneben ausgeführten Platten aus normalem Stahlbeton ergibt folgendes Bild:

	Stahlbeton	Spannbeton
Plattendicke	1,85	1,15 m
Betonvolumen	100	60 %
Baustahl I	100	3 %
Spannbetonstahl, Drähte		21 %
Spannbetonstahl, Verankerungen		10 %
Baukosten	100	85 %

An einer Versuchsplatte mit gleicher Spannweite hatte man vorher umfangreiche Messungen mit folgendem Ergebnis angestellt:



- 1) Gute Bestätigung der statischen Berechnung und Spannungsermittlung,
- 2) die berechneten Formänderungen stimmen wesentlich besser mit den gemessenen überein als bei normalem Stahlbeton,
- 3) die Vorspannung ist leicht und genau auszuführen,
- 4) die Rissicherheit ist doppelt so groß wie bei normalem Stahlbeton,
- 5) der Bruch trat durch Zerstörung der Betondruckzone erst bei vierfacher Nutzlast ein.

B. De-Smet-Road-Brücke in Gent. Diese Brücke für eine 12 m breite Straße mit Straßenbahn zeichnet sich durch ihre geringe Bauhöhe von 1,15 m bei 28,8 m Spannweite (1:25) aus. Sie besteht aus einzelnen,

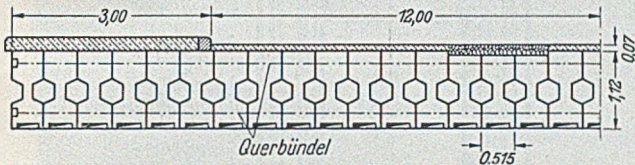


Abb. 4 De-Smet-Straßenbrücke in Gent; halber Querschnitt.

fertigversetzten I-Balken mit 52 cm Breite und erhielt auch in der Querrichtung eine vorgespannte Bewehrung (Abb. 4). Die größten Spannungen betragen für Beton 140, für Stahl 9700 kg/cm<sup>2</sup>.

C. Straßenbrücke bei Eecloo. Sie besitzt eine Spannweite von 20 m und eine Breite von 4,50 m. Die beiden Hauptträger sind 1,10 m hoch und 88 cm breit (Abb. 5). In jedem liegen 8 Bündel aus 40  $\phi$  5. Der Beton wird mit 140 kg/cm<sup>2</sup> beansprucht.

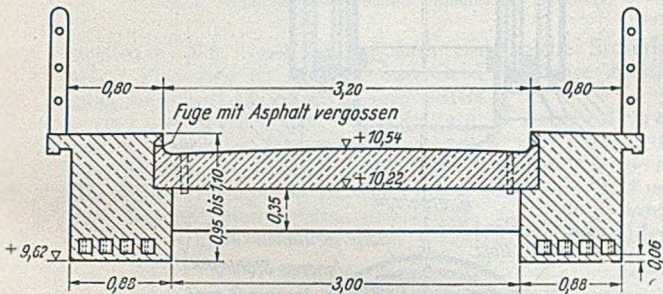


Abb. 5. Straßenbrücke in Eecloo. Querschnitt.

D. Straßenbrücke über die Mosel bei Sclayn. Sie ist die erste, kontinuierlich über 2 Öffnungen von 61 m durchlaufende Brücke in Spannbeton und besitzt starke Vouten über dem Mittelpfeiler, so daß sie mit geraden Bündeln vorgespannt werden konnte (Abbildung 6). Sie war billiger als eine entsprechende Stahlbrücke.

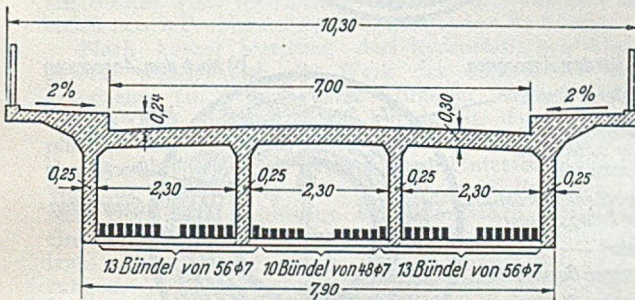


Abb. 6. Moselbrücke Sclayn. Querschnitt.

E. Verschiedene Fußgängerstege mit 20 bis 45 m Spannweite wurden in den letzten Jahren ausgeführt. Der Beton wird bei diesen mit etwa 120 kg/cm<sup>2</sup>, der Stahl mit 8,5 t/cm<sup>2</sup> beansprucht.

#### Decken und Dächer.

A. Kleine Bauwerke. Man hat vielfach Deckenbalken und Dachbinder von 10–12 m Länge in der gleichen Weise ausgeführt und als Fertigteile versetzt. Ein dachförmiges, beiderseitiges, leichtes Gefälle der oberen Begrenzung wirkt sich bei letzteren in Verbindung mit der geradlinig geführten Bewehrung günstig aus.

B. Sechsstöckiges Fabrikgebäude, bestehend aus Stahlbetonrahmen, auf denen im Abstand von 2,0 m Fertigbalken aus Spannbeton liegen. Auf diese wurden Betonplatten verlegt, die zugleich als Druckplatten für die Balken dienen. Betonspannung in der überdrückten Zugzone 140, in der Druckzone 44 kg/cm<sup>2</sup>.

C. In Gent wird derzeit eine Textilfabrik mit 35 000 m<sup>2</sup> Grundfläche ausgeführt. Sie stellt das größte Bauwerk aus Spannbeton überhaupt dar. Das ganze Werk ist ebenerdig und durch Stützen in Felder von 21,60 × 14,40 m aufgeteilt. Auf den Stützen ruhen vorgespannte Hauptträger (Abb. 7) mit 20,80 m Spannweite und 1,75 m Höhe. Beiderseits des 20 cm starken Steges liegen auf Konsolen in 3,60 m Abstand ebenfalls vorgespannte Nebenbalken mit 13,70 m Spannweite und 1,0 m Höhe. Sie tragen im Abstand von 1,0 m Spar-

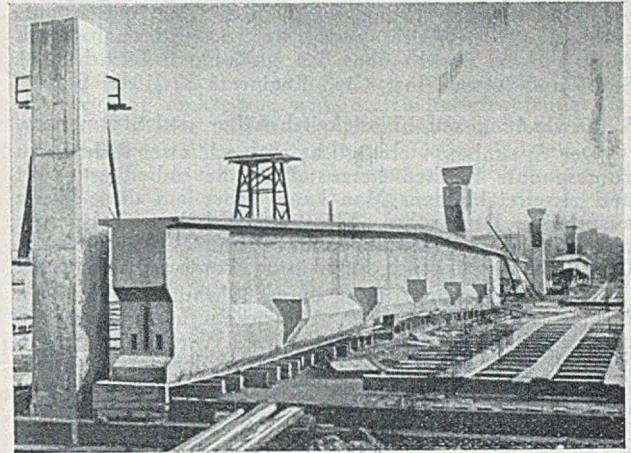


Abb. 7. Hauptbalken für die Textilfabrik in Gent.

ren aus gewöhnlichem Stahlbeton mit I-Querschnitten, auf deren beiden Gurten 2 Lagen von Fertigbetonplatten liegen. Der Zwischenraum zwischen beiden ist mit Isoliermaterial ausgefüllt.

Bei Vorspannung: Im Gebrauch:

Betonspannungen: Hauptträger	127	110 kg/cm <sup>2</sup>
Nebenträger	98	78 kg/cm <sup>2</sup>
Stahlspannung	10 t/cm <sup>2</sup>	

Die Hauptträger wiegen 40 t, sie werden neben den Stützen betoniert und mit Flaschenzügen hochgezogen. Die Nebenträger werden mit einem Raupenkrane verlegt. Alle Balken sind mit geradlinigen Bündeln bewehrt, die nachträglich in ausgesparte Kanäle eingezogen werden. Zu deren Herstellung dienen Stahlkerne, die man eine Stunde nach dem Betonieren bereits herauszieht.

#### Industriebauten.

A. Zementsilos. In Tournay wurden 4 Silos mit 8,0 m  $\phi$  und 16,70 m Höhe für je 1000 t gebaut. Die Wände bestehen aus Wölbsteinen, 12 cm stark, 45 cm hoch und 50 cm lang, die mit Mörtelfugen aufeinander gesetzt wurden und auf der Außenseite Rillen zur Aufnahme der vorgespannten Bewehrung aus Draht  $\phi$  5 mm besitzen. Ferner weisen sie 4 senkrechte Lisenen auf, die der Versteifung dienen und die Verankerung der Bewehrung enthalten. Die Vorspannung wurde so bemessen, daß bei Füllung der Silos noch eine Betondruckspannung von 4 kg/cm<sup>2</sup> übrigblieb. Die Drähte wurden mit 10,5 t/cm<sup>2</sup> 2 Minuten lang angespannt, dann auf 9,2 t/cm<sup>2</sup> nachgelassen und verkeilt.

B. Flugzeughallen 50,0 × 40,0 m von Melsbroeck bei Brüssel. Es handelt sich hier um die größte bisher mit Spannbeton bewältigte Spannweite (50 m). Jeder der 4 Hauptträger weist einen Kastenquerschnitt mit 2,85 m Höhe und 16 cm Stegstärke auf. Das Gewicht eines Balkens beträgt 270 t. Die Bewehrung besteht aus je 428  $\phi$  7 mm und verläuft geradlinig, da durch die Dachneigung die gewünschte jeweilige Exzentrizität erreicht wird. Der Beton besitzt ein  $W_{b28}$  von 470 kg/cm<sup>2</sup> und wird mit 140 kg/cm<sup>2</sup> ausgenützt, die Bewehrung mit 8,5 t/cm<sup>2</sup>. Die Binder wurden zwischen den zugehörigen 4 Stützen am Boden betoniert und mit hydraulischen



Pressen angehoben. Die Wirtschaftlichkeit der Konstruktion wurde in freier Konkurrenz gegen Stahl und normalen Stahlbeton erwiesen.

**Verschiedene Anwendungen.**

**A. Unterfangungsarbeiten.** Wenn die Aufgabe besteht, eine Mauer abzufangen, so wird in diese ein Spannbetonträger in kurzen Abschnitten eingebaut und in diesen ein durchlaufender Bewehrungskanal ausgespart. Nach dem Einfädern der Bewehrung und deren Vorspannung wird die Wand von der Abfangung getragen. Der darunter liegende Teil kann dann abgebrochen werden. Auf diese Weise ist ein mittelalterlicher Turm in Tournay mit 2800 t Gewicht unterfangen und mit hydraulischen Pressen um 2,4 m angehoben worden.

**B. Rohre.** In Belgien werden Stahlbetonrohre hergestellt, deren Längs- und Ringbewehrung vorgespannt ist. Die Ringbewehrung wird durch eine später aufgebraute Mörtelschicht gegen Rosten geschützt. (Nach Magnel im Bericht über den 3. Kongreß Lüttich 1948, S. 333 und Journal Inst. Civil Engineers 32 [1949] S. 161.)

**3. Anwendung auf Flüssigkeitsbehälter und Staumauern.**

Der Spannbeton ermöglicht es, nach zwei Richtungen vorgespannte Flächen herzustellen, die unbedingt dicht und rissfrei bleiben. Man kann daher auf diese Weise ausführen: Druckrohre, Flüssigkeitsbehälter, Talsperren und Wehre, Auskleidungen für Tunnel, Schächte und Docks, Schwimmkörper, Senkkästen, Pontons und Schiffe.

**Rohre.** Bereits Anfang dieses Jahrhunderts hat von Emperger Rohre durch Umwickeln unter Anziehen der Bewehrung vorgespannt. Dieses Verfahren hat den Nachteil, daß der weitaus größte Teil der aufgewandten Arbeit in der Bremse des ablaufenden Drahtes vernichtet werden muß. Man hat versucht, diese Schwierigkeit dadurch zu umgehen, daß man die Umwicklung warm aufgezogen und durch das Schrumpfen die Betonvorspannung erzeugt hat. Freyssinet hat eine Vorrichtung geschaffen, die es gestattet, die Umschnürung durch Ausdehnen einer umlaufenden Schlaufe der Bewehrung stufenweise vorzuspannen, wodurch die aufzuwendende Arbeit auf einen kleinen Bruchteil reduziert wird. Diese so aufgebraute Bewehrungen müssen mit Zementmörtel nachträglich umhüllt werden. Bislang ist es jedoch noch nicht befriedigend gelungen, diese Schicht dauerhaft mit dem Kern zu verbinden.

Eine entscheidende Umgestaltung der Fabrikation wurde von F. erdacht und seit 1935 in Algier, seit 1939 auch in Deutschland angewandt: Das in einem Guß hergestellte, nach zwei Richtungen vorgespannte Druckrohr aus hochwertigem Beton (Festigkeit bis zu 1200 kg/cm<sup>2</sup>). Das Gerät hierzu besteht im wesentlichen aus einem äußeren und einem inneren Stahlmantel, zwischen denen das Rohr in einer beiderseitigen Gummihülle betoniert wird. Durch Einleiten von Druckwasser läßt sich die Hülle und damit der Beton ausweiten unter gleichzeitigem Nachlassen der äußeren Hülle. Die Ringbewehrung wird hierbei mitgenommen und dadurch angespannt, während die Längsbewehrung gegen die Stahlform bereits vorher hydraulisch vorgespannt wurde. Bei diesem Verfahren wird der Beton außerdem kräftig gerüttelt und geheizt, nachdem durch den Druck das überschüssige Wasser daraus entfernt ist (Abb. 8a und b).

In dieser Weise wurden in Oued Fodda (Algier) 57 km Rohre  $\phi$  1,0, 1,20 und 1,40 m für Innendrucke bis zu 18 at, in Frankfurt a. M. 30 km  $\phi$  0,80 und 1,20 m hergestellt.

Laboratoriumsmäßig sind bereits Rohre für Drucke bis 100 kg/cm<sup>2</sup> angefertigt worden. Durch die absolute Rissfreiheit und Dichtigkeit des Betons eignen sie sich auch für aggressive Flüssigkeiten. Das Anwendungsgebiet läßt sich durch zusätzliche Auskleidungen (Metall, Kunstharze usw.) noch erweitern, so daß das Spannbetonrohr noch eine große Zukunft haben dürfte.

**Wasserbehälter.** Obgleich bereits 1944 von Freyssinet ein Verfahren entwickelt und durch Versuche geprüft worden ist, einen runden Behälter durch Umwicklung vorzuspannen, hat sich noch keine Gelegenheit ergeben, dieses in Frankreich praktisch anzuwenden. Stattdessen wurden verschiedentlich rechteckige Weinbehälter mit ebenen Wänden ausgeführt, die aus Fertig-

teilen zusammengesetzt wurden. Die Platten enthielten in beiden Richtungen Kanäle für die Bewehrungsbündel. Nach dem Vorspannen erwiesen sich diese Behälter als rissfrei und auch in den Montagefugen dicht. Derzeit wird in Orléans ein rechteckiger Trinkwasserbehälter mit 7000 m<sup>3</sup> Inhalt gebaut (vgl. den Abschnitt 4).

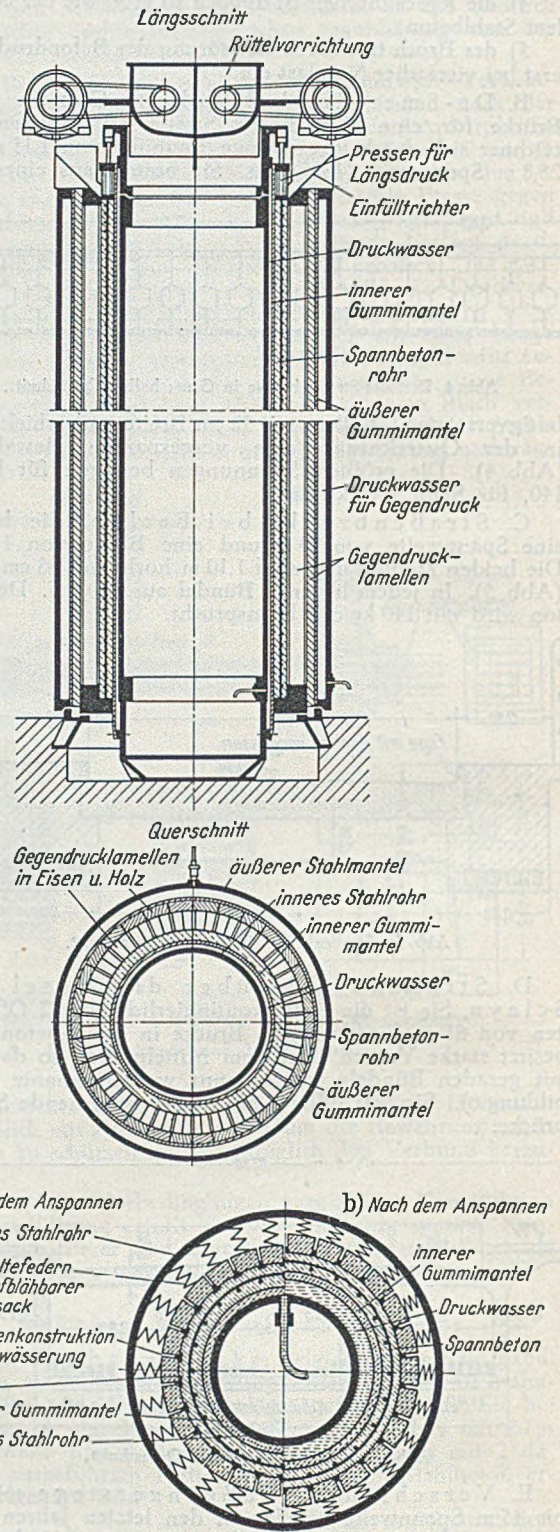


Abb. 8. Spannbetonrohrherstellung, schematische Darstellung.

**Talsperren.** 1939 wurde in Algier die Wehranlage von Port de Fer in Dienst genommen, bei der Sohle, Pfeiler und Schütztafel 19,0 x 5,0 m groß aus Spannbeton bestehen.

Die Gewölbereihen-Sperre von Beni-Badhel (Algier) wurde mit Hilfe der Vorspannung um 7 m auf 67 m erhöht. Vor den Strebepfeilern im Abstand von 20 m wur-



den neue Widerlager ausgeführt und zwischen beiden Kapselpressen eingebaut. Diese bestehen aus runden Blechkapseln mit etwa 50 cm  $\phi$ , die zunächst flach sind und durch Druckwasser bis 200 at aufgeweitet werden und dabei Drücke von 400—500 t ausüben. Die aufgestockten Teile der Sperre wurden an der Wasserseite mit vorgespannter Bewehrung gegen die bestehenden Teile angepreßt und standsicher gemacht. Außerdem wurden die Strebepfeiler auf der Wasserseite durch in Bohrlöchern eingemörtelte vorgespannte Bewehrung mit der Felssohle zugfest verbunden. Auf diese Weise hat man beobachtete Bewegungen der Mauer trotz der Erhöhung zum Stehen gebracht.

Eine große Talsperre ist in Spannbeton bislang noch nicht ausgeführt worden, obwohl verschiedene Entwürfe

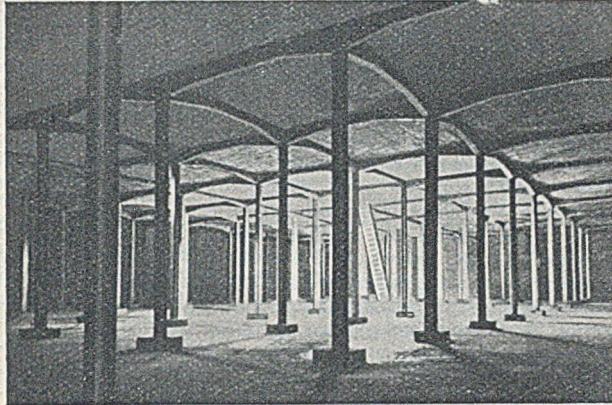


Abb. 9. Wasserbehälter Orléans. Inneres des Behälters.

vorliegen. Sie versprechen jedoch eine solche Sicherheit sowie Ersparnis an Bauzeit und Geld, daß ihre Ausführung bestimmt zu erwarten sein dürfte.

Bauwerke gegen äußeren Wasserdruck. Der Spannbeton eignet sich besonders zur Ausführung von Stollen, Tunneln, Schächten usw. Derzeit wird von der Firma Campenon-Bernard ein Düker von 3,25 m  $\phi$  aus Betonsegmentsteinen mit durch Aufweiten vorgespannter Ringbewehrung unter Druckluft mit Schildvor-

trieb ausgeführt. Auch für andere Wasserbauten, bei denen die Dichtigkeit eine wesentliche Rolle spielt, läßt sich der Spannbeton mit Vorteil anwenden (Senkkästen, Schleusen, Docks, Schwimmkörper usw.). Die erwähnte Firma hat in Brest in den Jahren 1943—1948 zahlreiche derartige Caissons ausgeführt. (Nach Freyssinet im Bericht über den 3. Kongreß Lüttich 1948, S. 345.)

#### 4. Trinkwasserbehälter Orléans.

Das Bauwerk besteht aus einem geschlossenen rechteckigen Behälter von 47 m Länge, 33 m Breite und 5 m Höhe, der auf 108 13,50 m hohen Stützen ruht. Sämtliche Stützen sind Pendelstützen mit Gelenken am Kopf (reine Betongelenke Bauart Freyssinet), um die Formänderungen des Behälters ohne Zwang zu ermöglichen. In der Mitte jeder äußeren Stützenreihe ist ein Diagonalenkreuz zur Aufnahme der Windkräfte angeordnet.

Der Behälterboden besteht aus einem annähernd quadratischen Trägerrost von  $4 \times 4$  m, auf dem monolithisch verbunden eine durchgehende Platte ruht. Die Decke ist das Abbild des Bodens mit schwächeren Abmessungen. Die Wände bestehen ebenfalls aus rechteckigen Platten, die zwischen senkrechte, nach außen hervortretende Rippen sowie Decke und Bogen gespannt sind (Abb. 9).

Sämtliche Balken der Sohle und Decke sind mit Bündeln von 12 Stahldrähten  $\phi$  5 mm aus St 150 bewehrt, die geradlinig über die ganze Ausdehnung der Decken verlaufen. Dem Wechsel der Vorzeichen der Biegemomente aus Wasserdruck in den durchlaufenden Balken wird dadurch Rechnung getragen, daß diese auf  $\frac{1}{3}$  der Spannweite Schrägen mit  $\frac{2}{3}$  der Balkenhöhe im Feld besitzen. Auf diese Weise verlaufen die Bündel im Feld im unteren, über den Stützen im oberen Kernpunkt und rufen so Momente hervor, welche denjenigen aus der Belastung jeweils entgegengesetzt sind. Das gleiche Prinzip ist bei den Decken- und Wandplatten angewandt worden, die kreuzweise ebenfalls mit geradlinig durchgehenden Bündeln bewehrt sind und starke Auflagerschrägen besitzen.

Die Enden der Bündel sind mit den seit 1940 von Freyssinet angewandten Kegelankern festgehalten. Sie werden mit den bekannten Doppelkolbenpressen gespannt und blockiert. (Nach Lebellé im Bericht über den 3. Kongreß Lüttich 1948, S. 361.)

Dr.-Ing. Franz, Frankfurt a. M.

## Buchbesprechungen.

Bruno Eck, Dr.-Ing.: Technische Strömungslehre. 3. verb. u. erw. Aufl., 398 u. X S., Gr. — 8°, mit 372 Abb. Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer-Verlag 1949. Preis DMark 24.—, Ganzl. DMark 27.—.

Die neue Auflage des in der Fachwelt allgemein bekannten Buches weist wesentliche Erweiterungen auf und trägt vielen neuen Problemen der Strömungslehre Rechnung.

Nach kurzer Streifung der hydrostatischen Grundgesetze wendet sich das Werk der eigentlichen Bewegungslehre zu, wobei zuerst Vorgänge ohne Reibungseinfluß, also für eine ideale Flüssigkeit, dann Vorgänge mit Reibung aber ohne Ablösung und schließlich die Ablösung selbst behandelt werden. Diese Unterscheidung trägt viel zur Klarstellung der verschiedenen Probleme bei, weil gerade die Ablösung bei technischen Strömungen eine wichtige Rolle spielt. Gegenüber der zweiten Auflage werden u. a. Versuche über Mischvorgänge in Feuerungen, Winddruck auf Gebäuden usw. zusätzlich behandelt.

Der Abschnitt über die Bewegung fester Körper in strömenden Medien (z. B. Entstaubung, Aufbereitung, Materialförderungen in senkrechten Steigrohren) ist vollständig neu und gibt einen Überblick über die grundsätzlichen strömungstechnischen Probleme bei der Verbrennung fester Brennstoffe. Das Kapitel über Strömungen um Schaufeln und Profile ist mehr als bisher dem Kreiselmaschinenbau angepaßt worden. Im Kapitel Gasdynamik ist besondere Rücksicht auf die Analogie der Wasserströmung mit der Gasströmung genommen und auch die Zusammenstellung der Bewegungsgesetze für Gase und Dämpfe ist wesentlich erweitert worden. Das Werk,

welches mit zahlreichen übersichtlichen Abbildungen und Diagrammen ausgestattet ist, wird vom Maschinenbauer und vom praktischen Wasserbauer in gleicher Weise sehr begrüßt werden. Auch zum Studium der allgemeinen Strömungslehre kann das Buch wärmstens empfohlen werden.

Paul Böss, Karlsruhe.

Hans Ulrich Freymark, Reg.-Baum. a. D., Gelsenkirchen: Das Förderwesen in den Werkstätten des Stahlbaues und des Behälterbaues. Herausg. v. Deutschen Stahlbau-Verband. (= Abh. aus dem Stahlbau Heft 6). 32 u. VII S., Gr. DIN A 5, mit 4 Tafeln. Bremen-Horn: Ind. u. Hand. Verlag Walter Dorn GmbH., 1949. Preis DMark 4.50.

Es ist eine bekannte Tatsache, daß die Herstellung von Stahlkonstruktionen zu einem wesentlichen Teil ein Transportproblem ist. Das die Fabrikation durchlaufende Stück muß 9—10 mal umgeschlagen und 35—57 % der Fertigungslöhne müssen für das Förderwesen in den verschiedenen Betrieben ausgegeben werden. Die Aufgabe „unter Benutzung mechanischer Hilfsmittel eine mehrfache Menge der Erzeugungs-Tonnen-Zahl über eine verhältnismäßig eng begrenzte Fläche zu bewegen“ wird sehr eingehend behandelt. Es werden Grundsätze für die Anordnung der Werkstätten und Lagerplätze gegeben, die durch auf Tafeln beigegebene Grundrisse ausgeführten Werksanlagen ergänzt werden. Nach einer Darstellung der gebräuchlichen Fördermittel werden Erhebungen bei verschiedenen Betrieben über Förderintensität und Kosten des Förderwesens mitgeteilt.

K. H. Seegers, Gustavsborg.



August F. Meyer, Fritz Langbein, Hellmuth Möhle: **Trinkwasser und Abwasser in Stichwörtern.** Mit einem Anhang: Die wichtigsten fremdsprachlichen Fachausdrücke. IV u. 487 Seiten, 8°. Mit 152 Abb. Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer-Verlag, 1949. Preis geheftet DMark 24.—, gebunden DMark 26.—.

Mit diesem alphabetisch geordneten kleinen Handwörterbuch des Siedlungswasserbaues haben sich die Verfasser das aktuelle Ziel gesetzt, mit über 2600 Stichwörtern eine umfassende Darstellung der Fachgebiete des Trink- und Brauchwassers und des Abwassers zu geben. Durch die Art der Stoffbehandlung bewahrt das Buch einerseits den Ertrag der bisherigen wissenschaftlichen Entwicklung und spiegelt andererseits die Beweglichkeit und Fülle des heutigen kommunaltechnischen und industriellen Lebens wieder. Die Stoffbearbeitung zeichnet sich durch systematische Raumverteilung und straffe Einheit im Aufbau nach Inhalt und Umfang aus. Dies zeigt sich auch darin, daß die Verklammerung aller Einzelartikel durch Verweisungen zu einer Einheit nicht nur als eine äußerlich technische Aufgabe aufgefaßt wurde. Auch strittige Probleme sind unter Vermeidung jeder Einseitigkeit behandelt worden. Dem Verlag gebührt besonderer Dank dafür, daß es ihm gelungen ist, drei bedeutende Vertreter der Fachgebiete als Bearbeiter zu gewinnen, die die Gewißheit bieten, daß in dem Werk etwas Wertvolles dargeboten wird. Immer wieder ist man von der Fülle von Anregungen und Einsichten überrascht, die dieses Fachwörterbuch auf so knappem Raum vermittelt. Der Anhang mit den wichtigsten fremdsprachlichen Fachausdrücken ist besonders zu begrüßen. Der Verlag hat alles getan, um das Buch zum besten und praktischsten Nachschlagewerk zu machen und es so übersichtlich als möglich zu gestalten. Es ist ganz besonders geeignet, dem Gedanken einer Verbesserung der Wasserversorgungs- und Abwasserhältnisse beim Wiederaufbau unserer kommunalen und gewerblichen Wirtschaft allgemeine Geltung und Beachtung zu verschaffen. Mit seiner Verbreitung und Vertiefung der Kenntnisse auf dem Gebiete des Siedlungswasserbaues dient es allgemeinen wasserwirtschaftlichen und kulturpolitischen Zielen. So ist ein

Werk des täglichen Bedarfes entstanden, das die Notwendigkeit der Anschaffung für alle in sich trägt, die praktisch oder wissenschaftlich mit dem Siedlungswasserbau zu tun haben. E. Marquardt, Stuttgart.

Luetkens, Otto, Dr.-Ing. habil.: **Die Methoden der Rahmenstatik.** Aufbau, Zusammenfassung und Kritik. VII u. 281 S., Gr. 18×25½ cm, mit 38 Abb. und 9 Zahlentafeln. Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer-Verlag, 1949. Preis geh. 35,— DMark, geb. 36,— DMark.

In den letzten Jahrzehnten sind zahlreiche Abhandlungen zur Berechnung hochgradig statisch unbestimmter Tragwerke bekannt geworden, die im wesentlichen Abwandlungen des Formänderungsgrößenverfahrens darstellen, die in ihrer Vielzahl kaum noch zu übersehen sind und in ihrer Bedeutung häufig falsch eingeschätzt werden. O. Luetkens hat sich der mühsamen und verdienstvollen Arbeit unterzogen, Klarheit über den heutigen Stand zu gewinnen und die verschiedenen Verfahren systematisch einzuordnen. Er kommt dabei zu dem Ergebnis, daß die Aufteilung in Kraftgrößen- und Formänderungsgrößenverfahren unzweckmäßig ist, und daß für eine systematische Ordnung besser von einer Unterscheidung nach drei bzw. vier Hauptsystemen ausgegangen wird, die den einzelnen Verfahren zugrundeliegen.

Gut ein Drittel des Buches befaßt sich mit der allgemeinen Theorie, wobei die Möglichkeiten in der Wahl des Hauptsystems als entscheidendes Merkmal der verschiedenen Verfahren herausgestellt werden, und wobei sich zeigt, wie wenig im Grunde genommen sich die verschiedenen Verfahren voneinander unterscheiden. Der zweite Teil erläutert — was sehr zu begrüßen ist — an ein und demselben Beispiel, geordnet nach den verschiedenen Hauptsystemen, die Möglichkeiten der Berechnung, die im dritten Abschnitt, soweit es nicht schon vorher geschehen, noch einmal einer kritischen Betrachtung unterzogen werden, um schließlich daraus Folgerungen für die zweckmäßige Berechnung bestimmter Arten von Tragwerken zu ziehen. Ein eingehendes Literaturverzeichnis und Zahlentafeln zur Erleichterung der Zahlenrechnung vervollständigen das sehr lesenswerte Buch.

Ernst K o h l, Braunschweig.

## Persönliches.

### Baudirektor Dr.-Ing. A. Ramshorn 60 Jahre alt.

Infolge des Bergbaus sinkt das Gelände im Ruhrgebiet ständig ab, so daß Versumpfungen unausbleiblich wären, wenn nicht ständig an der Aufrechterhaltung der Vorflut gearbeitet würde. Vor kurzem mußte die Mündung der Emscher in den Rhein aus diesem Grunde nochmals verlegt werden. Diese umfangreichen Bauarbeiten wurden zu einem erheblichen Teil durch die Emschergenossenschaft in Essen ausgeführt. Sie hat 78 km des Emscherlaufes und 260 km Nebenbäche, 23 km Druckrohr-Leitungen und 20 km Zu- und Ableitungen zu den 22 Kläranlagen gebaut und instand zu halten. Dazu kommen 49 Pumpwerke und 15 Entphenolungsanlagen usw.

Verantwortlich für all diese Bauarbeiten ist Baudirektor Rgbm. a. D. Dr. Ing. Alexander R a m s h o r n, der am 21. 9. 49 sein sechzigstes Lebensjahr vollendete. Seiner Zähigkeit ist es zu danken, daß die 1938 begonnenen Bauarbeiten der Schaffung eines neuen Laufes für die Emscher durch eines der am dichtesten besiedelten Gebiete Deutschlands selbst während des Krieges weitergeführt werden konnten und daß die großen Zerstörungen an den Anlagen der Emschergenossenschaft heute nahezu überwunden sind.



Ramshorn ist am 21. 9. 1889 in Görlitz (Schlesien) geboren, studierte an der Techn. Hochschule Berlin und machte dort 1913 sein Diplomexamen. 1916 machte R. sein Regierungsbaumeister-Examen und trat 1917 nach einjährigem Kriegsdienst bei der Kaiserlichen Werft in

Kiel ein, wo er Bauabteilungsvorstand wurde. Am 31. 7. 1931 promovierte er zum Dr.-Ing. an der Techn. Hochschule Hannover mit einer Arbeit über die Energievernichtung bei Abstürzen und Schuß-Strecken in offenen Abwasserkanälen. Am 1. 4. 34 wurde er zum Baudirektor der Emschergenossenschaft und zugleich zum Geschäftsführer des Lippeverbandes in Dortmund gewählt.

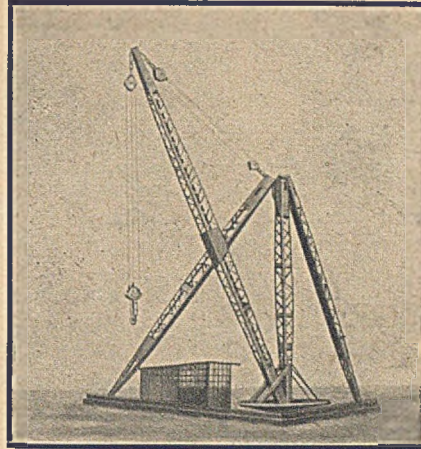
Über seine Erfahrungen hat er wiederholt in den Fachzeitschriften berichtet, er wurde von wasserwirtschaftl. und bautechn. Vereinen und Verbänden in Fachausschüsse und Vorstände berufen. Dem Jubilar ist noch eine recht lange und erfolgreiche Arbeit zum Segen des Industriegebietes und der deutschen Wasserwirtschaft zu wünschen.

H. W. F l e m m i n g, München.

### Ministerialrat Wedler Honorarprofessor.

Herr Ministerialrat a. D. Bernhard W e d l e r, Berlin, ist zum Honorarprofessor für Baustoffkunde an der Techn. Universität Berlin ernannt worden.





Schmidt-  
Tyksen  
Derrick-  
Kranbau  
Hamburg 24 B

**Wir fertigen an:**

für den Bergbau Schienen-Nägel  
für das Baugewerbe Rohrhaken, Bankeisen,  
Krampen, Fenstereisen, Mauerhaken.

Erforderliche Materialgestellung: Schmiedbares Rund- oder Vier-  
kanteisen (auch Abfälle) 6-14 mm Ø

FR. RUFUS LUCK, Inh.: Erich Rothämel, (15a) Steinbach-Hallenbg. (Thür.)

**FIXIF**  
Bitumen-Schutzanstriche  
für BETON EISEN DACHPAPPE  
WUNNERSCHE BITUMENWERKE G.M.B.H. @ UNNA I.W.

Großes Unternehmen des Stahlbrückenbaues im Ruhrgebiet  
sucht zum baldigen Eintritt

**selbständigen Statiker und Konstrukteur  
als Kommissionsführer**

Bewerber muß langjährige statische und konstruktive Erfah-  
rungen auf dem Gebiete des Stahlbrückenbaues nachweisen,  
mit den neuzeitlichen Bauweisen vertraut sein und diese weiter  
entwickeln können. Außerdem wird Wert darauf gelegt, daß  
die Geschäftsinteressen bei privaten Abnehmern und Behörden  
gewandt vertreten werden. Bei Bewährung besteht Aufstiegs-  
möglichkeit.

Ausführliche Bewerbungen mit Lebenslauf, Zeugnisabschriften,  
Lichtbild und Angabe von Empfehlungen, des frühesten Ein-  
trittstages, der Gehaltsansprüche und des Kennwortes „GR“  
sind zu richten unter „F 737“ an Annoncen-Expedition Moritz  
Liebold G. m. b. H., Düsseldorf-Benrath, Ansbacher Straße 1.

**Statiker für Stahlbetonbau**

mit besonderen Kenntnissen im Brückenbau zum bald-  
möglichsten Eintritt von bedeutender Stuttgarter Bau-  
unternehmung mit eigenem Konstruktionsbüro gesucht.

Bewerber müssen in der Entwurfs- und Ausführungs-  
bearbeitung Erfahrung besitzen und absolut selbständig  
arbeiten können.

Ausführliche Bewerbungsunterlagen mit Lebenslauf, Lichtbild,  
Zeugnisabschriften und Nachweis der bisherigen Tätigkeit  
sowie Angabe der Gehaltsansprüche bitten wir zu richten an

„Der Bauingenieur 59“ Springer-Verlag, Anzeigen-Abteilung  
Berlin W 35, Reichpietschufer 20.

Soeben erschien:

**Veröffentlichungen zur Erforschung  
der Druckstoßprobleme  
in Wasserkraftanlagen und Rohrleitungen**

Herausgegeben von  
[Professor Dr.-Ing. Friedrich Tölke, Karlsruhe

Erstes Heft. Mit 135 Abbildungen  
IV, 137 Seiten. 4°. 1949. DM 24,—

Der Deutsche Druckstoß-Ausschuß (German Water  
Hammer Committee) hat sich die Erforschung der  
zahlreichen noch ungeklärten Druckstoßprobleme  
in Wasserwerks- und Wasserkraftanlagen, in Rohr-  
leitungen, Armaturen und hydraulisch betätigten  
Maschinen zur Aufgabe gesetzt. Er will ferner die  
ihm zugänglichen oder bekannt werdenden Be-  
triebserfahrungen und Schadensfälle sammeln, um  
zu sicheren Voraussetzungen für die Grund-  
annahmen der praktischen Druckstoßberechnung  
zu gelangen.

Das vorliegende Heft soll mithelfen, die Schäden,  
die erkannt und noch mehr unerkannt Tag für Tag  
durch Druckstöße ausgelöst werden, herabzusetzen.

**Inhalt:** Zur Normung der allgemeinen Druckstoß-Formelzeichen.  
Von P. Böss, Karlsruhe. — Ursachen von Druckstößen in den Druck-  
rohrleitungen von Wasserkraftwerken. Von Arthur Hruschka, Wien.  
— Über den Bruch der Rohrleitung Zasp. Von R. Thomann, Graz.  
— Über den Druckstoß in einsträngigen Rohrleitungen. Von F. Tölke,  
Berlin-Charlottenburg. — Druckstoßmessungen am Baukraftwerk der  
Badenwerk A.G. Von W. Leitner, Karlsruhe. — Die Regelvorgänge  
in langen hydraulischen Leitungen. Von W. Wiederhold, Hildesheim,  
und A. Geromiller, Magdeburg.

Springer-Verlag / Berlin · Göttingen · Heidelberg




**GOTTWALD**  
MONTAGE-  
BAUKRAN **TBB**



**Leo Gottwald Kommanditgesellschaft**  
**DÜSSELDORF**

Schaanowplatz 14      Postfach 76      Telefon 20801

**PFAHL-GRÜNDUNG**  
*System Brechtel*



**JOHANNES BRECHTEL · LUDWIGSHAFEN a. RHEIN**  
Telefon Nr. 2828/29 · Telegr.-Adr.: Bohrbrechtel-Ludwigshafenrheim

Zweigbüro: Mündeln 23, Birkenfeldstraße 4  
Telefon Nr. 33 252

*Vor kurzem erschien:*

## Technische Strömungslehre

Von

Dr.-Ing. Bruno Eck

Dritte, verbesserte und erweiterte Auflage. Mit 372 Abb. X, 398 Seiten, 1949. DM 24,—, Ganzleinen DM 27,—

Die vorliegende Neubearbeitung trägt den jetzigen technischen Bedürfnissen Rechnung. Insbesondere wurde die Aerodynamik der Verbrennung wenigstens in den Grundzügen berücksichtigt, zumal es sich hier um äußerst reizvolles Neuland handelt, das im Hinblick auf bekannte und zu erwartende Anwendungen in einer technischen Strömungslehre nicht fehlen darf. Der turbulenten Vermischung in Verbrennungsräumen wurde ein besonderer Abschnitt gewidmet. Neu ist weiter ein größeres Kapitel über die Bewegung fester Körper in strömenden Medien, um damit einen kurzen grundsätzlichen Einblick in die strömungstechnischen Probleme der Verbrennung fester Brennstoffe, der Sichtung, Aufbereitung, pneumatischen Förderung und der Entstaubungstechnik zu geben. Das umgearbeitete Kapitel über Strömungen um Schaufeln und Profile ist nach den Bedürfnissen des Kreiselmotorenbaues ausgerichtet worden. Neu sind weiter Ausführungen über Nabendiffusor, Labyrinthdichtungen, Schmiermittelreibung, Winddruck auf Gebäude, sowie eine neue Zusammenstellung der Bewegungsgesetze von Gasen und Dämpfen als Einleitung zu dem Kapitel Gasdynamik. Das Kapitel über Meßtechnik wurde ergänzt.

Inhaltsübersicht:

I. Hydrostatik. — II. Bewegungslehre. — III. Einfluß der Reibung bei ablösungsfreien Strömungen. — IV. Das Ablösungsproblem. — V. Bewegung fester Körper in strömenden Medien. — VI. Strömung um Schaufeln und Profile. — VII. Hilfsmittel zur Vermeidung der Ablösung. — VIII. Kavitation. — IX. Gasdynamik. — X. Strömungstechnische Messungen.

**SPRINGER-VERLAG / BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG**