

BRÜCKEN GANZ IN STAHL.

Stahlbrücken mit stählernen Jochen und stählernen Widerlagern.

Von Dr.-Ing. Bohny, Lindau i. B.

Übersicht: „Brücken ganz in Stahl“ vornehmlich um die Jahrhundertwende in Süddeutschland erbaut.

Der Vorschlag, Brücken ganz in Stahl auszuführen, womit auch die Erstellung der Unterbauten — der Pfeiler und möglichst noch der Widerlager — verstanden wird, hat in letzter Zeit wieder mehrfach Beachtung gefunden. So ist die 1934/35 erbaute Osterbrücke bei Hechthausen als eine solche Brücke „ganz in Stahl“ beschrieben worden¹. Dieselbe Betonung findet

den Überbau und rd. 19 t für die vier Pendeljoche und die Tragpfehle der Unterjoche. Letztere waren verzinkt.

Nahezu 40 Jahre alt sind zwei Eisenbahnbrücken der Lokalbahn Aktiengesellschaft in München über die Loisach auf der Strecke Wolfratshausen — Bichel (Abb. 3). Die Mitteljoche beider Brücken (Abb. 4) besitzen durchgerammte Pfehle. In der statischen Berechnung ist angenommen, daß die Auflagerdrücke der Überbauten sich gleichmäßig auf die sieben Senkrechtpfehle ver-

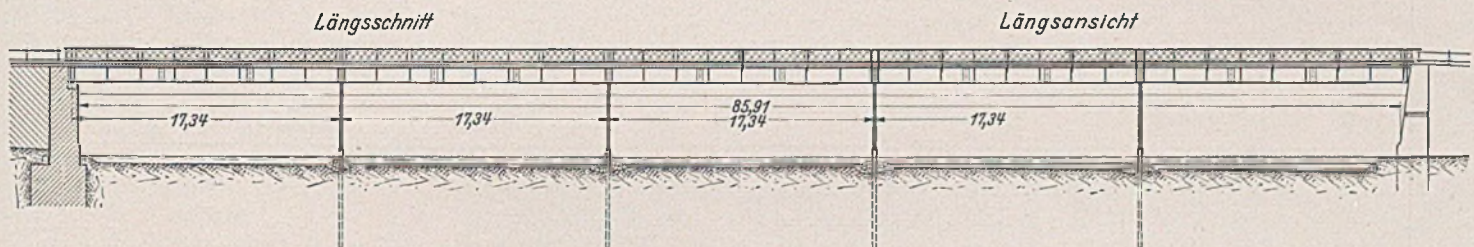


Abb. 1. Lechbrücke bei Kaufering. (Übersicht.)

sich in einem zweiten Aufsatz, der über die Ergebnisse der Rammungen usw. bei den Pfeilern näher berichtet²; die Brücke wird da als erste bis auf die Fahrbahn ganz in Stahl hergestellte bezeichnet.

Das entspricht nicht den Tatsachen. Brücken, die bis auf die Fahrbahn ganz aus Stahl bestehen, sind eine längst bekannte Brückenform. Besonders in Süddeutschland befinden sich viele solcher Brücken, dabei über Ströme und Flüsse mit großem Gefälle und Geschiebe. Um die Jahrhundertwende hat dort der bekannte Leiter der M.A.N., Dr. A. v. Rieppel, unterstützt von seinem Oberingenieur, dem bekannten Statiker Dr. Freitag, sehr den Bau dieser einfachen und billigen Brücken gepflegt und — man kann sagen — fast Dutzende derselben erstellt. Eine Nachfrage bei der MAN ergab, daß allein von Nürnberg aus von 1890 bis 1910 folgende Straßenbrücken mit Eisenpfehljochen ausgeführt worden sind (s. Zusammenstellung S. 304).

Bereits 1886 wurde die Straßenbrücke über den Lech bei Kaufering errichtet, die wohl die älteste Brücke dieser Art ist. Sie besitzt fünf Öffnungen von je 17,35 m Stützweite mit vier Pendeljochen auf gerammten Unterjochen aus I-Eisenpfehlen (Abb. 1). Der Querschnitt nächst den Pfeilern zeigt in größerem Maßstabe Abb. 2, woraus die typische Anordnung dieser Joche hervorgeht. Über den Zustand der Brücke schreibt das Straßen- und Flußbauamt in Weilheim (Oberbayern), in dessen Bereich das Bauwerk liegt, daß die eisernen Joche sich seit ihrem Bestehen gut gehalten haben und keinerlei Ausbesserung erforderten. Die Angriffe, denen die Joche durch Stauung, Eisgang, Treibzeug, Geschiebe u. dgl. ausgesetzt sind, gehen an Umfang ständig zurück, da der Lech sich in den letzten Jahrzehnten immer weiter — bis zu rd. 1 m — eingetieft hat. Nur aus diesem Grunde sind an den Pfeilern der Brücke, die dieses Jahr das 50. Jahr ihres Bestehens feiern kann, bereits Unterfangungen nötig geworden, und ein Neubau wird in absehbarer Zeit nicht zu umgehen sein.

Die Fahrbahn der Brücke besteht aus einfacher Beschotterung auf Belageisen. Das Stahlgewicht betrug beim Einbau rd. 87 t für

teilen, während die beiden Schrägpfehle die Windkräfte aufzunehmen haben. Die Pfehle waren hier nicht verzinkt.

Über den heutigen Zustand der Brücken erteilte die Besitzerin folgende Auskunft: „Die Brücken bestehen noch im ursprünglichen Zustande. Die eisernen Mitteljoche haben sich bis jetzt sehr gut

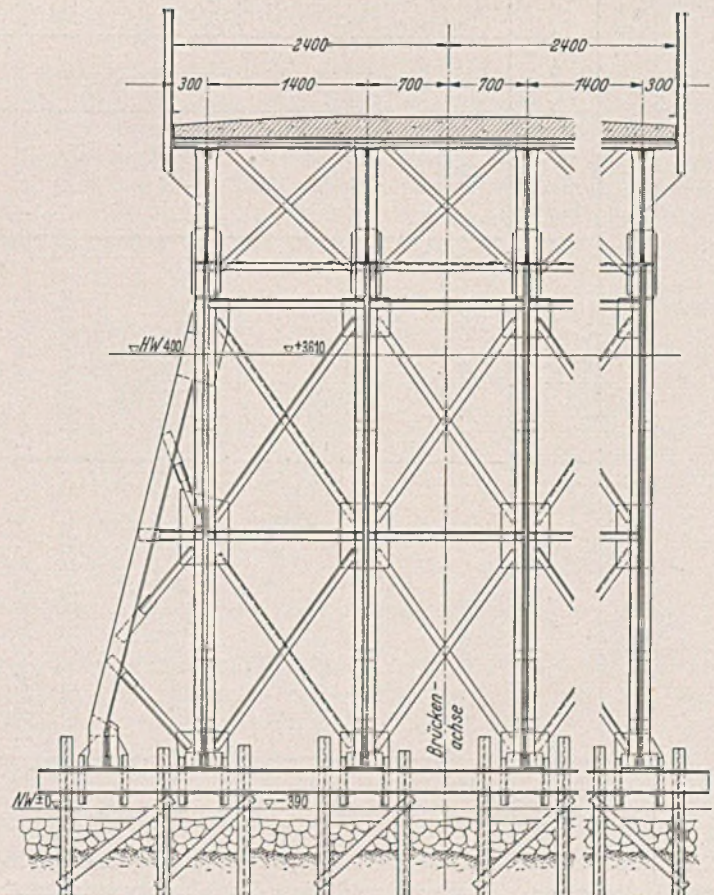


Abb. 2. Lechbrücke bei Kaufering. (Jochquerschnitt.)

¹ Bauing. 16 (1935) S. 263/269.

² Bauing. 16 (1935) S. 383/396.

gehalten. Ein Nachgeben kann nicht festgestellt werden. Rostansatz in Höhe der Wasseroberfläche ist nicht vorhanden; das

Zusammenstellung. Der Bürgermeister dieses Ortes berichtet dazu: „Die Brücke besteht noch im alten Zustande, desgleichen die

Zusammenstellung.

Nr.	Ort	Brücke	Erbaut Jahr	Zahl der Öffnungen	Hauptträgerform	Stützweiten m	Stützjoche
1	Marxheim	Donaubrücke	1896	3	Durchlaufender hoher Fachwerkträger (Kragträger) über der Fahrbahn	39,06 + 52,08 + 39,06	2 Pendelwände auf gerammtten Unterjochen
2	Teisbach	Isarbrücke	1897	}	fehlen nähere Unterlagen	24,0 + 6,0	1 gerammtes Stützjoch am rechten Ufer
3	Mamming	Isarbrücke	1899				
4	Oberhofen bei Riedenburg	Altmühlbrücke	1900	2	Durchlaufender Geländerträger aus Fachwerk	4 × 35,1	1 massiver Mittelpfeiler u. 2 Pendelwände auf gerammtten Unterjochen im Vorgelände
5	Oberpörring	Isarbrücke	1901	4	Durchlaufender hoher Fachwerkträger über der Fahrbahn	2 × 13,85	gerammttes Mitteljoch wie bei 5
6	Deising bei Riedenburg	Altmühlbrücke	1901	2	Walzträgerbrücke	30,66 + 39,45 + 39,45 + 30,66	3 gerammtte Zwischenjoche, linkes Widerlager einbetoniertes Pfahljoch
7	Niederviehbach	Isarbrücke	1902	4	wie bei 5	2 × 22,5	1 gerammttes Mitteljoch
8	Georgensmünd	Rezatbrücke	1903	4	Walzträgerbrücke	4 × 10,25	2 gerammtte Stützjoche am Ufer
9	Ettling bei Oberpörring	Isarflutbrücke	1904	2	wie bei 4	4,8 + 24,0 + 4,8	3 gerammtte Joche
10	Ebenhofen	Wertachbrücke	1905	3	wie bei 4	16,92 + 22,56 + 2 × 16,92	3 gerammtte Joche verschiedener Höhe
11	Gebersdorf bei Nürnberg	Rednitzbrücke	1907	4	wie bei 4	3 × 30,88 + 23,16	1 mittleres Pendeljoch auf einbetoniertem Pfahljoch
12	Loiching bei Dingolfing	Isarbrücke	1907	4	Fachwerkträger (Kragträger) über der Fahrbahn	35 + 30 + 35	2 Pendelwände auf gerammtten Unterjochen
13	Loiching bei Dingolfing	Isarflutbrücke	1908	2	einbetonierte Walzträger	2 × 9,0	2 desgl.
14	Langweid	Lechbrücke	1908	3	wie bei 12	3 × 35,04	
15	Gottfrieding bei Dingolfing	Isarbrücke	1909	3	wie bei 5	20,82 + 27,0 + 27,0 + 20,82	3 einbetonierte Pfahljoche
16 bis 19	Unterschölling, Palzing, Allershausen und Kirchdorf	vier Amperbrücken	1909/1911	4	ähnlich wie bei 4		

Eisen ist an diesen Stellen mit feinem gelblichweißem schleimigen Schlack überzogen, der anscheinend die Rostbildung verhindert.“ Abb. 5 ist ein Bild der Donaubrücke bei Marxheim, Nr. 1 der

Joche. Letztere haben bisher jedem Hochwasser standgehalten.“ Und zu Nr. 15 der Liste, Isarbrücke bei Gottfrieding, schreibt der Ortsbürgermeister: „Die Brücke befindet sich noch im alten Zu-

stande, wie sie 1909 erbaut wurde. Änderungen wurden nicht vorgenommen. Die Joche haben bisher allen Hochwassern standgehalten, Rostansatz ist nicht nennenswert.“

Aus all diesen Urteilen, obwohl nicht lückenlos eingeholt, kann nur gefolgert werden, daß das Rieppelsche System der einfachen Straßenbrücken mit eisernen Jochen sich bestens bewährt hat.

Diese Brücke ist zu Beginn des Weltkrieges seitens der Ungarn schon als „schwach“ bezeichnet und für einen Umbau reif angesehen worden. Sie hat aber den Krieg mit allen Transporten glücklich überstanden. Ein neuer Bericht aus Belgrad besagt: „Die Brücke, die auf der Strecke Sečanj—Boka — Richtung gegen Vršac — liegt, ist seit ihrem Bestehen bis heute noch nicht in

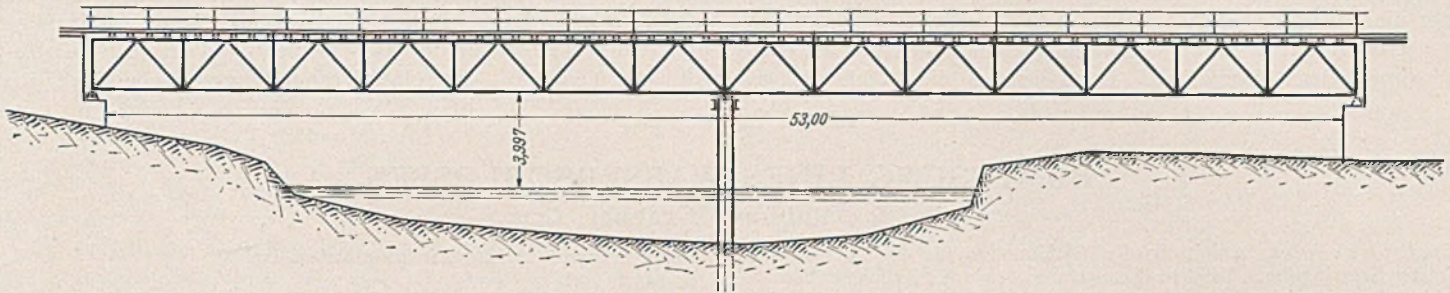


Abb. 3. Loisachbrücke auf der Strecke Wolfratshausen—Bichel. (Übersicht.)

Aber auch ins Ausland sind diese Brücken mit Erfolg geliefert worden. So wurde u. a. ausgeführt:

1887/88 eine Brücke über die Tamisch (Temes) nördlich von Pancevo, in Südungarn, eine Kleinbahnbrücke von Normalspur und folgenden Öffnungen aus Blechträgern: 11 Mittelöffnungen von je 20 m Stützweite und zwei Endöffnungen von je 15 m Stützweite. Gesamtlänge der Brücke somit 250 m. Die 12 Joche bestehen durchwegs aus durchgerammten Eisenpfählen, die an den tiefen Stellen des Geländes noch besonders aufgestockt und durch Schrägpfähle seitlich gestützt sind. Bei dieser Brücke sind auch die beiden Endwiderlager ganz in Eisen ausgeführt. Eine im Damm verankerte Pfahlwand hält das Erdreich zurück.

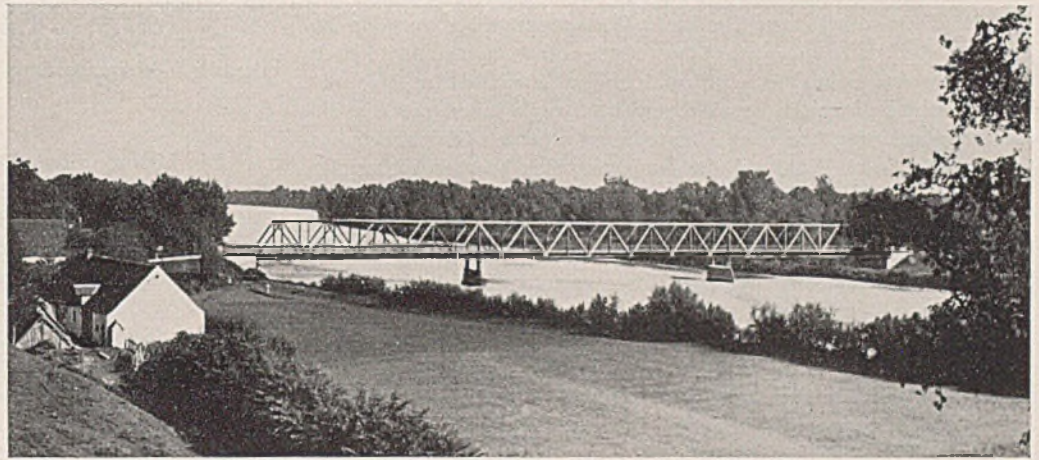


Abb. 5. Donaubrücke bei Marxheim.

Reparatur genommen und auch nicht verstärkt worden. Es sind lediglich Eisbrecher vor die Pfeiler gesetzt worden.“ Somit auch hier ein durchaus günstiger Bescheid über diese Brückenbauart.

Die statischen Berechnungen dieser Brücken weisen — soweit sie noch vorhanden sind — keine besonderen Merkmale auf. Sie sind in allen Teilen, bis zu den Pfählen hinunter, gewissenhaft und für alle Belastungen der Brücken: Eigenlast, Verkehrslast, Wind-

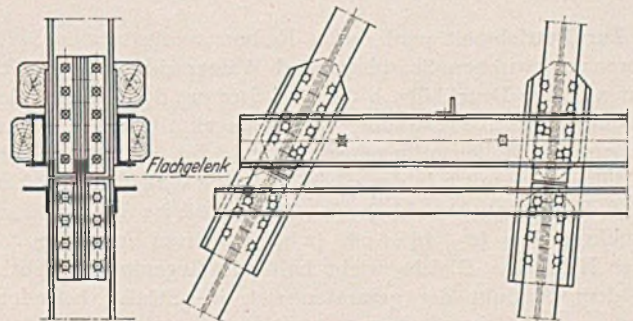


Abb. 6. Donaubrücke bei Marxheim. (Flachgelenk der Joche.)

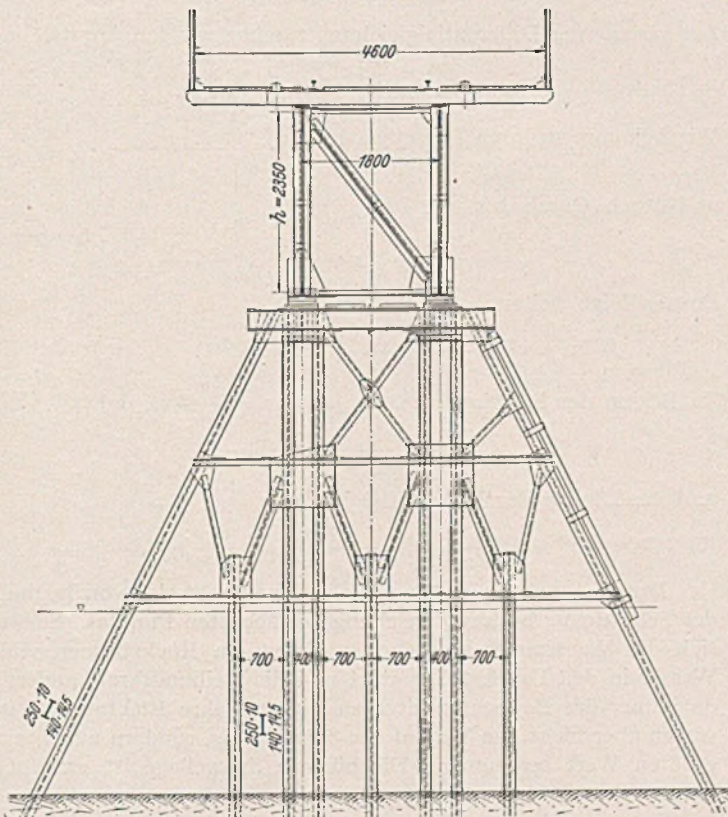


Abb. 4. Loisachbrücke auf der Strecke Wolfratshausen—Bichel. (Jochquerschnitt.)

druck usw. durchgeführt. Bei den bayerischen Bauten sind die Druckstäbe — also auch die Jochpfähle — in der damaligen Weise nach der Formel von Schwarz-Rankine bemessen worden. Bei der

Lechbrücke ist das Profil $\left| \begin{matrix} 198 : 10 \\ 99 : 12 \end{matrix} \right|$ verwendet worden, bei den übrigen Brücken fast durchwegs das alte Burbachprofil $\left| \begin{matrix} 250 : 10 \\ 140 : 14,5 \end{matrix} \right|$.

Mit diesen Querschnitten war noch ein Durchrammen der Pfähle bei weniger hohen Jochen möglich, bei hohen Jochen mußte eine Trennung in den Grundbau und in die aufgesetzte Jochwand vorgenommen werden, siehe Abb. 2. Die Verbindung von Ober- und

Unterjoch wurde zuerst elastisch, mittelst sog. Flachgelenke durchgeführt, später fand eine steife Verlaschung statt. Abb. 6 zeigt das Flachgelenk bei den Jochen der Donaubrücke bei Marxheim, wie es typisch vom Altmeister Gerber bei vielen seiner Konstruktionen angeordnet wurde.

Die Fahrbahn besteht bei den Straßenbrücken durchwegs aus einfacher Beschotterung auf Belageisen, die quer oder längs gelegt die Unterlage bilden.

Das Rammen der Jochpfähle geschah meist von einer schwimmenden Ramme aus. Dann wurden die Pfähle auf ge-

nauer Höhe abgekreuzt, angebohrt und in die Verbindungen eingezwängt.

Zweck dieser kurzen geschichtlichen Betrachtung war, auf die früheren Leistungen im reinen Stahlbrückenbau aufmerksam zu machen und zu weiteren Ausführungen von Brücken „ganz in Stahl“ anzuregen. Bei den heute vorhandenen außerordentlich biegungssteifen Breitflanschträgern und Spundwandbohlen wird es ohne weiteres möglich sein, diesem Leitsatz nachzufolgen und dem Stahlbau ein weiteres Gebiet — den Unterbau bei Brücken — in seiner Verwendung zu sichern.

BEMESSUNG EINES WASSERSCHLOSSES.

Von Ing. Raimund Grabner, Graz.

Übersicht: Ableitung der Gleichungen für die höchste und tiefste Schwingung. Direkte Ermittlung des erforderlichen Wasser-schloß-Querschnittes.

Durch eine Belastungsänderung der Turbinen wird der in der Hochdruckanlage herrschende Gleichgewichtszustand gestört. Die in der Druckrohrleitung fließende Wassermenge sei vor der Belastungsänderung $q_0 = v_0 \cdot f \text{ m}^3/\text{s}$ und entsprechend nachher $q_1 = c \cdot f$, wobei f die Querschnittsfläche des Druckstollens, v_0 und c die Geschwindigkeiten des Wassers im Druckstollen vor der Belastungsänderung und nach Herstellung des neuen Gleichgewichtszustandes sind. Während die Änderung des Wasserverbrauches plötzlich ist, geht die Veränderung der Geschwindigkeit v im Stollen allmählich vor sich, so daß die im Druckstollen von der Länge l fließende Wassermenge $q = v \cdot f$, der durch die Turbinen verbrauchten Wassermenge q_1 nicht entspricht. Der Ausgleich der Differenz $q - q_1$ geschieht durch Änderung der Spiegellage im Wasserschloß.

Betrachten wir die Schwingung zu einer beliebigen Zeit und nehmen hierzu an, daß sich der Wasserspiegel hebe, die Turbinen also zum Teil geschlossen wurden. Für eine Höhenlage des Spiegels von z Metern über dem Ruhespiegel — Stillstand der Turbinen — sei das Vorzeichen von z negativ angenommen.

Während eines beliebig kleinen Zeiteilchens Δt fließt im Druckstollen die Wassermenge $q \cdot \Delta t = v \cdot f \cdot \Delta t$ und die Änderung der Spiegellage zur gleichen Zeit beträgt

$$(q - q_1) \cdot \Delta t = -\Delta z \cdot F$$

oder

$$(v - c) \cdot f \cdot \Delta t = -\Delta z \cdot F$$

und daraus

$$(1) \quad -\Delta z = \frac{f}{F} \cdot (v - c) \cdot \Delta t.$$

Zur Betriebszeit wird durch Reibungsverluste eine Spiegel-differenz h zwischen Seespiegel und Wasserschloßspiegel hervorgerufen. Diese Druckhöhe h tritt bei Störung des Gleichgewichtszustandes als aktive Kraft auf. Als Reibungskraft ist sie der Wasserbewegung im Stollen entgegengesetzt gerichtet. Außerdem bewirkt die Höhe z eine mit h in derselben Richtung wirkende Druckkraft, so daß die gesamte Druckhöhe ($z - h$) und die im Stollen wirkende Druckkraft $P = (z - h) \cdot f$ ist. (z hat negatives Vorzeichen.) Die dieser Kraft das Gleichgewicht haltende Gegenkraft ergibt sich aus dem Produkt der gesamten sich im Stollen befindenden Wassermasse $m = \frac{\gamma \cdot f \cdot l}{g}$ (für Wasser ist $\gamma = 1,0 \text{ t/m}^3$) mal der Beschleunigung $\frac{\Delta v}{\Delta t}$. Wir erhalten die Kraftgleichung

$$(z - h) \cdot f = \frac{f \cdot l \cdot \Delta v}{g \cdot \Delta t},$$

woraus

$$(2) \quad \Delta v = \frac{g}{l} (z - h) \cdot \Delta t.$$

Durch Division der Gl. (1) und (2) bekommen wir eine von der Zeit unabhängige Gleichung

$$(3) \quad -\frac{\Delta v}{\Delta z} = \frac{g \cdot F}{l \cdot f} \cdot \frac{z - h}{v - c}.$$

Hierin setzen wir für den konstanten Faktor

$$(4) \quad \frac{g \cdot F}{l \cdot f} = \alpha.$$

Die Reibungshöhe h ist proportional dem Quadrat der Geschwindigkeit $h = \beta \cdot v^2$.

Lassen wir ferner die endlichen kleinen Größen Δv und Δz unendlich klein werden, so ergibt sich

$$(3 a) \quad -v' = \alpha \cdot \frac{z - \beta \cdot v^2}{v - c}.$$

Die Lösung dieser Differentialgleichung soll im folgenden für die höchste und tiefste Schwingung durchgeführt werden.

a) **Höchste Schwingung.** Von ihrer größtmöglichen Belastung werden die Turbinen plötzlich vollkommen entlastet. Im Druckrohr fließt kein Wasser mehr. Es ist daher q_1 und somit auch c gleich Null. Unsere Differentialgleichung lautet

$$(5) \quad -v' = \alpha \cdot \frac{z - \beta \cdot v^2}{v}$$

oder

$$(5 a) \quad v \cdot v' - \alpha \cdot \beta \cdot v^2 = -\alpha \cdot z;$$

durch die Substitution $v^2 = u$; $2 \cdot v \cdot v' = u'$ erhält man

$$u' - 2 \cdot \alpha \cdot \beta \cdot u = -2 \cdot \alpha \cdot z.$$

Wir lösen die gekürzte Gleichung

$$u' - 2 \cdot \alpha \cdot \beta \cdot u = 0.$$

Zur Lösung der Differentialgleichung machen wir den Ansatz

$$u = C \cdot e^{2 \cdot \alpha \cdot \beta \cdot z},$$

$$u' = C' \cdot e^{2 \cdot \alpha \cdot \beta \cdot z} + 2 \cdot \alpha \cdot \beta \cdot C \cdot e^{2 \cdot \alpha \cdot \beta \cdot z}.$$

Wir bekommen durch Einsetzen in (5 a)

$$C' \cdot e^{2 \cdot \alpha \cdot \beta \cdot z} = -2 \cdot \alpha \cdot z$$

und durch Quadratur

$$C = \frac{I}{\beta \cdot c^2 \cdot \alpha \cdot \beta \cdot z} \left(z + \frac{I}{2 \cdot \alpha \cdot \beta} \right) + C_1.$$

Daraus folgt weiter

$$u = v^2 = \frac{I}{2 \cdot \alpha \cdot \beta^2} + \frac{z}{\beta} + C_1 e^{2 \cdot \alpha \cdot \beta \cdot z}.$$

Zu Beginn der Schwingung ist $v = v_0$; $z = +\beta v_0^2$, daher

$$C_1 = -\frac{I}{2 \cdot \alpha \cdot \beta^2} \cdot \frac{I}{e^{2 \cdot \alpha \cdot \beta^2 \cdot v_0^2}}$$

und die Lösung der Differentialgleichung

$$(6) \quad v^2 = \frac{I}{2 \cdot \alpha \cdot \beta^2} + \frac{z}{\beta} - \frac{I}{2 \cdot \alpha \cdot \beta^2} \cdot \frac{e^{2 \cdot \alpha \cdot \beta \cdot z}}{e^{2 \cdot \alpha \cdot \beta^2 \cdot v_0^2}}.$$

Der Geltungsbereich der Gleichung erstreckt sich von Beginn der Schwingung bis zur Erreichung des höchsten Punktes. Senkt sich der Wasserspiegel wieder, so findet ein Rückströmen von Wasser in den Druckstollen statt und die Reibungskraft ändert, da immer der Bewegung entgegen wirkend, ihre Richtung. Wir wollen aber nicht den Verlauf der Schwingung, sondern nur ihren größten Wert bestimmen. Die höchste Spiegellage ist erreicht, wenn $v = 0$ wird.

Setzen wir ferner für

$$(7) \quad 2 \cdot \alpha \cdot \beta \cdot z = x$$

und

$$(8) \quad e^{2 \cdot \alpha \cdot \beta^2 \cdot v_0^2} = A,$$

so verwandelt sich Gl. (6) durch Umstellung in

$$(9) \quad e^x = (x + 1) A,$$

deren Lösung graphisch erfolgt. $y = (x + 1) A$ ist die Gleichung aller Geraden, die durch den Punkt $x = -1$ gehen und auf der y-Achse des Achsenabschnitt $y = A$ haben. Der Schnittpunkt dieser Geraden mit der Kurve $y = e_x$ gibt uns den gesuchten Wert von x . Die höchste Schwingung ermitteln wir schließlich aus

$$(7 a) \quad z = \frac{x}{2 \cdot \alpha \cdot \beta},$$

ein Wert, der immer negativ ist, da x nur zwischen 0 und -1 liegen kann.

Obige Ableitung erfolgte für ein Wasserschloß von durchwegs gleicher Querschnittsfläche F . Haben wir es nun mit einem Schacht zu tun, der im oberen Teil auf F_1 verbreitert ist, so gilt Gl. (6) bis zur Erreichung der Höhe $z = H_1$, an welcher Stelle die Verbreiterung sei. Die H_1 entsprechende Geschwindigkeit v_1 errechnen wir aus Gl. (6). Für die Verbreiterung bestimmen wir vorerst

$$\alpha_1 = \frac{g \cdot F_1}{1 \cdot f}.$$

Es ist noch v_{01} unbekannt, das wir aus der Gleichung

$$v_1^2 = \frac{1}{2 \cdot \alpha_1 \cdot \beta^2} + \frac{H_1}{\beta} - \frac{1}{2 \cdot \alpha_1 \cdot \beta^2} \cdot \frac{e^{2 \cdot \alpha_1 \cdot \beta \cdot H_1}}{e^{2 \cdot \alpha_1 \cdot \beta^2 \cdot v_{01}^2}}$$

durch Einsetzen der tatsächlichen Größen und Umstellung rasch ermitteln. Der Verlauf der Schwingung im verbreiterten Teil ist dann durch (6) mit den Konstanten α_1 und v_{01} gegeben.

b) Tiefste Schwingung. Dieser Fall tritt ein, wenn die Turbinen plötzlich geöffnet und voll belastet werden. Zur Lösung der Differentialgl. (3 a) führen wir eine Koordinatenverschiebung

$$v - c = u \quad v' = u'$$

durch und erhalten die Differentialgleichung

$$-u \cdot u' = \alpha \cdot z - \alpha \cdot \beta (u^2 + 2 \cdot c \cdot u + c^2).$$

Wir lösen die Gleichung, indem wir $u = f(z)$ als Reihe ansetzen.

$$u = a_0 + a_1 \cdot z + a_2 \cdot z^2 + a_3 \cdot z^3 + a_4 \cdot z^4 + a_5 \cdot z^5 + a_6 \cdot z^6 + a_7 \cdot z^7 + a_8 \cdot z^8 + \dots$$

$$u' = a_1 + 2 a_2 z + 3 a_3 \cdot z^2 + 4 a_4 \cdot z^3 + 5 a_5 \cdot z^4 + 6 a_6 \cdot z^5 + 7 a_7 \cdot z^6 + \dots$$

Am Anfang ist $v = 0$; $z = 0$; $u = -c$, daher $a_0 = -c$. Die anderen Konstanten ergeben sich durch Koeffizientenvergleichung, und zwar

$$\begin{aligned} a_1 &= 0 \\ a_2 &= \frac{\alpha}{2 \cdot c} \\ a_3 &= 0 \\ a_4 &= \frac{\alpha^2}{4 c^3} \\ a_5 &= \frac{\alpha^3 \cdot \beta}{20 \cdot c^5} \\ a_6 &= \frac{\alpha^3}{8 \cdot c^5} \\ a_7 &= -\frac{\alpha^4 \cdot \beta}{28 c^5} \left(1 + \frac{7 \alpha \beta}{10} \right) \\ a_8 &= \frac{5 \alpha^4}{32 c^7} + \frac{\alpha^4 \cdot \beta^2}{160 c^5}. \end{aligned}$$

Schreiben wir noch für

$$a_0 = +c - 2c,$$

so können wir aus den Gliedern mit geradem Index eine konver-

gente geometrische Reihe mit dem Quotienten

$$q = \frac{\alpha}{2 \cdot c^2} \cdot z^2$$

und der Summe

$$S_\infty = \frac{2 \cdot c^3}{2 \cdot c^2 - \alpha \cdot z^2}$$

bilden.

Unter Vernachlässigung der anderen Glieder ist

$$u = \frac{2 \cdot c^3}{2 \cdot c^2 - \alpha \cdot z^2} - 2 \cdot c.$$

An der Stelle $v = c$; $u = 0$ tritt die tiefste Schwingung auf.

$$(10) \quad z^2 = \frac{c^2}{\alpha}.$$

Ziehen wir nun mit dem aus Gl. (10) ermittelten positiven Wert von z das Glied $a_5 \cdot z^5$ und den ersten Teil des Gliedes $a_7 \cdot z^7$ zur Korrektur heran.

$$d = -\frac{\alpha^3 \cdot \beta}{4 \cdot c^3} \cdot z^5 \cdot \left[\frac{1}{5} + \frac{\alpha}{7 \cdot c^2} \cdot z^2 \right]$$

d ist der Dimension nach eine Geschwindigkeit, und wir bringen es als Korrekturglied für c an. Die verbesserte Gleichung schreiben wir

$$(10 a) \quad z^2 = \frac{(c - d)^2}{\alpha}.$$

Hierbei ist zu beachten, daß d negatives Vorzeichen hat.

c) Bestimmung des Wasserschloßquerschnittes bei gegebener Schwingungshöhe. Die unter a und b abgeleiteten Gleichungen dienen zur Überprüfung eines Wasserschlosses von gegebenen Abmessungen. Es war also z gefragt. Nun sei $z = H$, eine aus konstruktiven Gründen vorgegebene Größe und

$$(4 a) \quad F = \alpha \cdot \frac{1 \cdot f}{g}$$

gefragt.

Wir ermitteln uns α . In Gl. (6) setzen wir $v = 0$; $z = H$. Durch Freimachung der Nenner bekommen wir

$$(2 H \alpha \beta + 1) \cdot e^{2 \cdot \alpha \cdot \beta^2 \cdot v_0^2} = e^{2 \cdot \alpha \cdot \beta \cdot H}.$$

Durch die Substitution

$$(11) \quad 2 H \alpha \beta = x; \quad \alpha = \frac{x}{2 \cdot H \cdot \beta}$$

und durch Logarithmieren erhält man

$$(12) \quad \ln(x + 1) = x \cdot \frac{H - \beta \cdot v_0^2}{H},$$

worin wir noch für

$$(13) \quad \frac{H - \beta \cdot v_0^2}{H} = B$$

einführen.

Diese Gleichung lösen wir ebenfalls zeichnerisch. Da man H nur höher als den Ruhespiegel annehmen kann, hat H negatives Vorzeichen.

Um die Gl. (9) und (12) praktisch rasch brauchbar zu machen, sind sie in Abb. 1 wiedergegeben.

Für Gl. (12) wurde dabei die positive y -Richtung nach abwärts angenommen. Außerdem wurde aus Gründen der Übersichtlichkeit auf dem Nomogramm eine Zusammenstellung der Formeln gebracht.

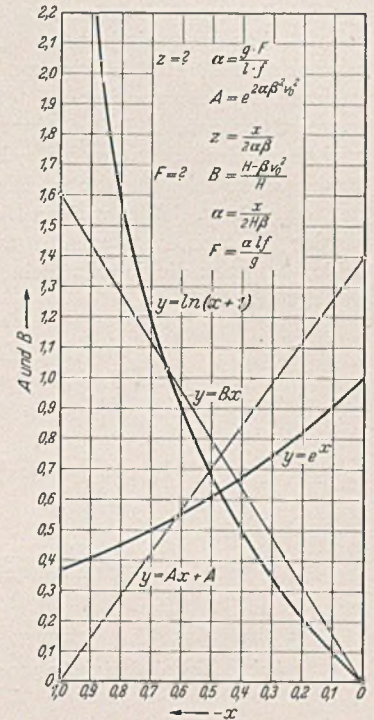


Abb. 1.

STABILITÄT EBENER RECHTECKBLECHE UNTER BIEGUNG UND SCHUB.

Von Dipl.-Ing. Otto Stein, Vereinigte Oberschles. Hüttenwerke, Werk Donnersmarckhütte, Hindenburg O.S.

Übersicht: Für die kritischen Spannungen bei gleichzeitiger Beanspruchung durch Biegung und Schub werden genauere Werte auf Grund schärferer Reihenkonvergenz und vieler Gleichungen angegeben. Besondere Untersuchung der Grenzfälle der reinen Biegung und des reinen Schubes.

Eine frühere Veröffentlichung¹ des Verfassers enthält Zahlentafeln für die Beulspannungen allseitig gelenkig gelagerter ebener Rechteckplatten bei gleichzeitiger Wirkung von Biegungs- und Schubspannungen. Die kritischen Spannungen erscheinen abhängig vom Verhältnis $x = \sigma_0 : \tau$ der Biegungsrandspannung σ_0 zur Schubspannung τ . Zur Ermittlung der Beulspannungen sind neun Gleichungen mit je neun Gliedern angegeben. Für die Ausrechnung der Tafelzahlen sind aus diesen neun Gleichungen jedoch nur zwei Gruppen von je vier Gleichungen mit je vier Gliedern ausgewählt worden. Jede Gruppe lieferte eine Zahlentafel für die kritischen Schubspannungen $\tau_k = k_1 \sigma_0$ und ebenso eine für die gleichzeitigen kritischen Biegungsrandspannungen $\sigma_{0k} = k_0 \sigma_0$. Die veröffentlichten Zahlentafeln wurden dadurch erhalten, daß aus den Ergebnissen beider Gruppen die jeweils kleineren Zahlen herausgesucht wurden.

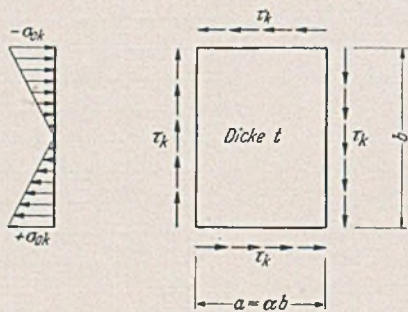


Abb. 1. Idealisierter Spannungszustand.

In den Zahlentafeln 1 und 2 und Abb. 2, 3 seien die genaueren Werte der gleichzeitig wirkenden kritischen Schub- und Biegungsrandspannungen (Abb. 1) mitgeteilt, die vom Verfasser aus Gruppen von je sechs Gleichungen mit je sechs Amplitudengliedern berechnet wurden.

Das nachstehende Determinantenschema gibt die Beiwerte der neunzehn Amplituden $f_{11}; f_{12}; f_{21}; f_{22}; \dots$ bis f_{33} an. Es sind auch die ersten neun Gleichungen durch Anfügen neuer Glieder erweitert. Das System ist schrägsymmetrisch. Die Bezeichnungen sind übereinstimmend mit denen der ersten Veröffentlichung¹ gewählt, doch sind noch die folgenden Vereinfachungen eingeführt:

$$e = + \frac{B}{\tau} \cdot \frac{9}{4} = \frac{9}{4\tau} \cdot \frac{D \pi^4}{32 t b^2 \alpha^3} = \frac{9 \pi^2}{128 \alpha^3} \cdot \frac{1}{k_1}$$

$$c = + \frac{x}{4\alpha}$$

- $m = (1 + \alpha^2)^2, \quad n = (1 + 4\alpha^2)^2,$
- $o = (4 + \alpha^2)^2, \quad p = (1 + 9\alpha^2)^2,$
- $q = (4 + 9\alpha^2)^2, \quad r = (9 + \alpha^2)^2,$
- $s = (9 + 4\alpha^2)^2, \quad t = (1 + 16\alpha^2)^2,$
- $u = (9 + 16\alpha^2)^2, \quad v = (16 + \alpha^2)^2,$
- $w = (16 + 9\alpha^2)^2, \quad y = (1 + 25\alpha^2)^2,$
- $z = (4 + 25\alpha^2)^2, \quad \xi = (9 + 25\alpha^2)^2.$

Das Beiwerteschema ermöglicht gegebenenfalls

auch mit mehr als sechs Gleichungen zu rechnen. Man wird dann am besten gleich die besonderen Zahlenwerte einsetzen, um die Determinante nach der Unbekannten e aufzulösen.

Mit obigen Größen erhält man die Beiwerte in den Beulspannungen zu

$$k_1 = \frac{9\pi^2}{128\alpha^3 e}, \quad k_0 = x k_1.$$

Für Baustahl ($E = 2100 \text{ t/cm}^2, \mu = 0,3$) ist die Euler-Spannung zu setzen

$$\sigma_e = 1898 (t/b)^2 \text{ in t/cm}^2.$$

Zur Prüfung der Ableitungen wurden für $a = b, \alpha = 1, x = 4$ und mit den Gleichungen 1, 2, 3, 4, 6, 11 der Werte, die

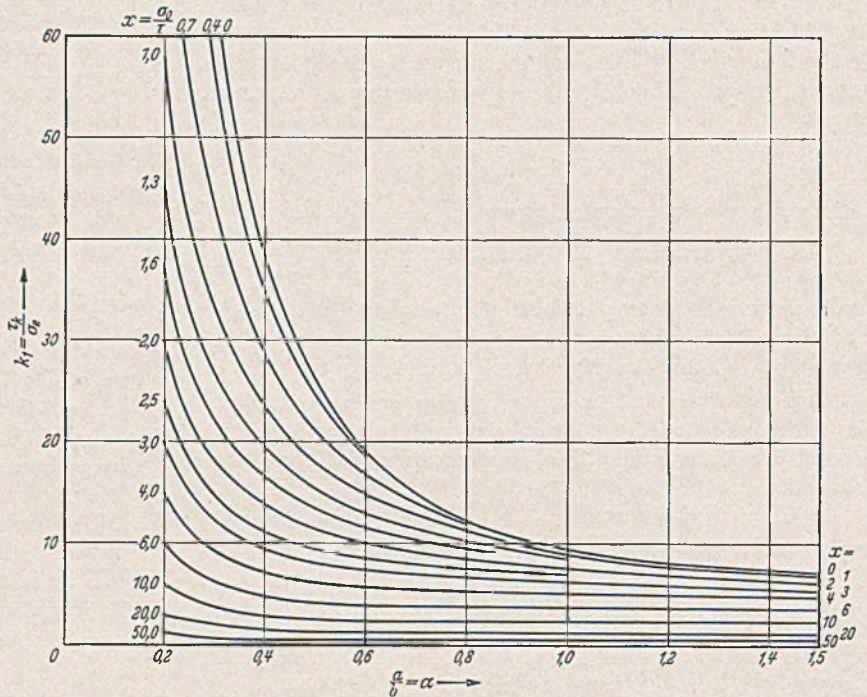


Abb. 2. Werte k_1 (kritische Schubspannungen $\tau_k = k_1 \sigma_e$).

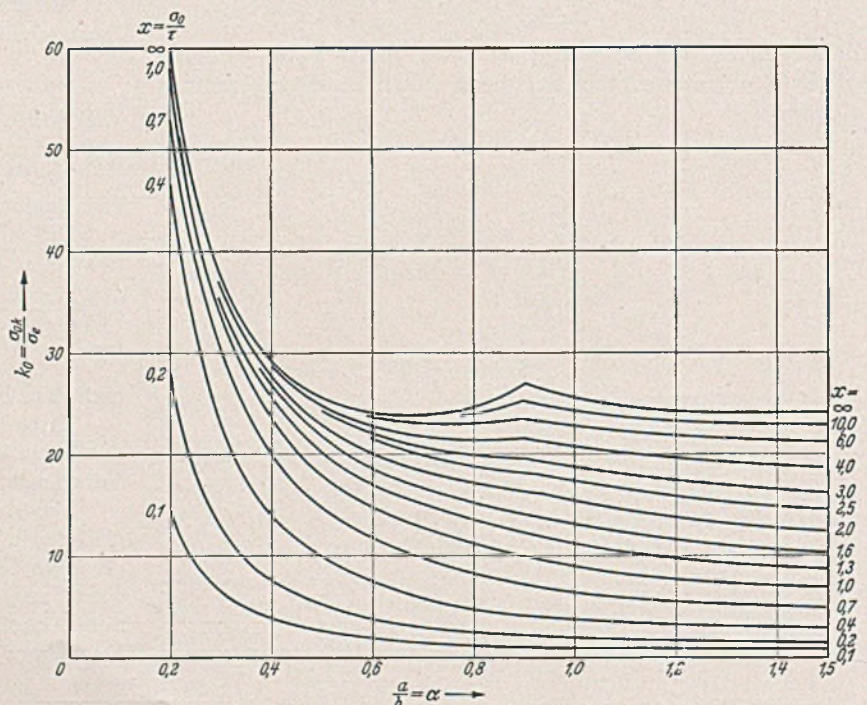


Abb. 3. Werte k_0 (kritische Biegungsrandspannungen $\sigma_{0k} = k_0 \sigma_e$).

¹ Stahlbau 7 (1934) S. 57 ff.

Zahlentafel 1. Werte k_1 (kritische Schubspannungen $\tau_k = k_1 \sigma_c$).

$x = \frac{a}{b} = \frac{\sigma_0}{\tau}$	0,0	0,1	0,2	0,4	0,7	1,0	1,3	1,6	2,0	2,5	3	4	5	6	7	8	10	13	16	20	30	40	50	∞
$\alpha = \frac{a}{b} = 0,2$	145,5	145,5	141,7	116,0	78,50	57,86	45,50	37,35	30,03	24,10	20,09	15,09	12,08	10,07	8,633	7,555	6,042	4,650	3,778	3,022	2,015	1,511	1,209	0
$\alpha = 0,3$	65,73	65,73	63,84	57,69	43,46	33,50	26,92	22,38	18,21	14,72	12,35	9,300	7,460	6,239	5,347	4,680	3,746	2,881	2,341	1,873	1,249	0,9363	0,7490	0
$\alpha = 0,4$	38,89	38,89	38,11	35,20	28,75	23,70	19,05	16,65	13,77	11,25	9,475	7,185	5,775	4,824	4,140	3,625	2,905	2,238	1,818	1,455	0,9693	0,7275	0,5821	0
$\alpha = 0,5$	26,35	26,35	26,35	24,86	21,01	17,96	15,55	13,56	11,44	9,486	8,100	6,213	5,020	4,204	3,615	3,171	2,543	1,960	1,593	1,275	0,8510	0,6382	0,5106	0
$\alpha = 0,6$	19,12	19,12	19,10	18,84	16,87	14,76	13,03	11,59	10,06	8,549	7,365	5,734	4,669	3,929	3,370	2,976	2,390	1,849	1,504	1,203	0,8033	0,6026	0,4824	0
$\alpha = 0,8$	12,25	12,25	12,22	11,88	11,86	11,32	10,45	9,553	8,533	7,498	6,640	5,375	4,486	3,831	3,333	2,949	2,391	1,856	1,516	1,216	0,8140	0,6111	0,4893	0
$\alpha = 1,0$	9,419	9,415	9,398	9,335	9,170	8,920	8,625	8,281	7,740	6,950	6,261	5,168	4,370	3,780	3,310	2,959	2,420	1,903	1,563	1,260	0,8475	0,6375	0,5104	0
$\alpha = 1,2$	8,061	8,061	8,045	8,003	7,880	7,692	7,466	7,203	6,823	6,329	5,802	4,900	4,184	3,628	3,190	2,842	2,323	1,813	1,486	1,195	0,7994	0,6013	0,4820	0
$\alpha = 1,5$	7,140	7,140	7,140	7,102	7,006	6,876	6,702	6,506	6,212	5,822	5,420	4,660	4,032	3,527	3,120	2,809	2,293	1,802	1,478	1,191	0,8000	0,6013	0,4818	0

Zahlentafel 2. Werte k_0 (kritische Bieigungsrandspannungen $\sigma_{ok} = k_0 \sigma_c$).

$x = \frac{a}{b} = \frac{\sigma_0}{\tau}$	0,0	0,1	0,2	0,4	0,7	1,0	1,3	1,6	2,0	2,5	3	4	5	6	7	8	10	13	16	20	30	40	50	∞	
$\alpha = \frac{a}{b} = 0,2$	0	14,55	28,34	46,39	54,95	57,86	59,15	59,75	60,06	60,25	60,26	60,38	60,41	60,43	60,43	60,43	60,42	60,44	60,44	60,44	60,44	60,44	60,44	60,44	60,44
$\alpha = 0,3$	0	6,573	12,77	23,08	30,42	33,50	35,00	35,80	36,41	36,79	37,05	37,20	37,30	37,44	37,43	37,43	37,46	37,45	37,45	37,45	37,45	37,46	37,46	37,46	37,46
$\alpha = 0,4$	0	3,866	7,623	14,08	20,12	23,70	25,55	26,63	27,54	28,13	28,42	28,74	28,88	28,95	28,98	29,00	29,05	29,09	29,08	29,09	29,08	29,10	29,10	29,10	29,10
$\alpha = 0,5$	0	2,635	5,270	9,944	14,71	17,96	20,20	21,70	22,88	23,72	24,30	24,85	25,10	25,22	25,30	25,38	25,43	25,48	25,50	25,50	25,50	25,53	25,53	25,53	25,53
$\alpha = 0,6$	0	1,912	3,820	7,535	11,81	14,76	16,94	18,55	20,12	21,37	22,10	22,93	23,34	23,57	23,59	23,81	23,90	24,03	24,05	24,05	24,10	24,10	24,12	24,12	24,12
$\alpha = 0,8$	0	1,225	2,445	4,751	8,305	11,32	13,58	15,29	17,07	18,74	19,92	21,50	22,43	22,99	23,33	23,59	23,90	24,12	24,25	24,33	24,42	24,44	24,47	24,47	24,47
$\alpha = 1,0$	0	0,9415	1,879	3,734	6,419	8,920	11,21	13,25	15,48	17,37	18,78	20,67	21,85	22,68	23,17	23,68	24,20	24,73	25,00	25,20	25,42	25,50	25,52	25,54	25,54
$\alpha = 1,2$	0	0,8061	1,609	3,201	5,516	7,692	9,704	11,52	13,65	15,82	17,41	19,60	20,92	21,77	22,33	22,74	23,23	23,57	23,78	23,90	23,98	24,05	24,10	24,12	24,12
$\alpha = 1,5$	0	0,7140	1,428	2,841	4,904	6,876	8,715	10,41	12,42	14,56	16,26	18,64	20,16	21,16	21,84	22,47	23,23	23,42	23,64	23,82	24,00	24,05	24,09	24,11	24,11

t = Stärke der Blechtafel, a = Länge (waagrecht) der Blechtafel, b = Höhe (lotrecht) der Blechtafel, σ_0 = Bieigungsrandspannung der Blechtafel, τ = Schubspannung der Blechtafel.

(Zahlentafel 3 siehe S. 310.)

Zahlentafel 4. Werte k_1 ($x = 0$); (Beulspannungen $\tau_k = k_1 \sigma_c$ für reinen Schub).

α	Gleichungen Nummer												Zeiger ik der Amplituden f_{ik}				
	1, 4	1, 4, 5	1, 4, 5, 7	1, 4, 5, 7, 9	1, 4, 5, 7, 9, 11	1, 4, 5, 7, 9, 11, 13	1, 4, 5, 7, 9, 11, 13, 15	1, 4, 5, 7, 9, 11, 13, 15, 17	1, 4, 5, 7, 9, 11, 13, 15, 17, 19	2, 3, 6	2, 3, 6, 8	2, 3, 6, 8, 10, 18	2, 3, 6, 8, 10, 18, 15	12, 21, 23, 32	12, 21, 23, 32, 14, 25	11, 21, 23, 32, 14, 25	
0,2	220,582	218,966	214,290	160,199	213,648	145,521	146,758	406,520	209,940	203,812	164,654	150,692	199,655	203,812	164,654	150,692	199,655
0,3	122,147	82,822	81,950	79,659	67,516	79,461	65,726	67,909	78,197	75,652	67,151	66,748	74,134	75,652	67,151	66,748	74,134
0,4	58,362	44,342	43,692	42,187	39,497	42,101	39,682	42,001	43,480	41,574	38,915	38,887	40,815	41,574	38,915	38,887	40,815
0,5	34,698	28,528	27,974	26,866	26,351	26,821	26,749	28,108	29,856	28,091	27,070	26,960	27,672	28,091	27,070	26,960	27,672
0,6	23,769	20,585	20,076	19,208	19,120	19,182	19,499	20,440	23,175	21,362	20,927	20,806	21,138	21,362	20,927	20,806	21,138
0,8	14,582	13,332	12,866	12,262	12,252	12,666	13,239	22,389	17,011	14,878	14,794	14,708	14,844	14,878	14,794	14,708	14,844
1,0	11,103	10,447	9,895	9,422	9,419	9,882	10,358	17,349	14,264	11,728	11,715	11,661	11,735	11,728	11,715	11,661	11,735
1,2	9,564	9,123	8,467	8,067	8,061	8,618	9,051	14,768	12,790	9,869	9,868	9,834	9,855	9,869	9,868	9,834	9,855
1,5	8,687	8,376	7,487	7,151	7,143	7,903	8,314	12,851	11,658	8,243	8,242	8,221	8,182	8,243	8,242	8,221	8,182

Zahlentafel 4a.
Werte k_1 ($x = 0$)
für reinen
Schub.

α	k_1
0,667	16,066
0,833	11,608
1	9,419
1,25	7,842
1,667	6,883
2	6,588
2,5	6,222
3,333	5,915
5	5,821

Zahlentafel 3. Beiwerte der Amplituden f_{ik} in den Bestimmungsgleichungen für die Hilfswerte e.

Spalte: Amplitude: Gleichung	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
	f_{11}	f_{12}	f_{21}	f_{22}	f_{13}	f_{23}	f_{31}	f_{32}	f_{33}	f_{14}	f_{24}	f_{34}	f_{41}	f_{42}	f_{43}	f_{44}	f_{15}	f_{25}	f_{35}
1	+em	-c	0	-1	0	0	0	0	0	-0,08c	-0,4	0	0	-0,4	0	-0,16	0	0	0
2	-c	+en	+1	0	-1,08c	-1,8	0	0	0	0	0	0	+0,4	0	-0,72	0	- $\frac{5}{49}c$	- $\frac{5}{7}$	0
3	0	+1	+e0	-4c	0	0	0	-1,8	0	+0,4	-0,32c	-0,72	0	0	0	0	0	0	0
4	-1	0	-4c	+16em	+1,8	-4,32c	+1,8	0	-3,24	0	0	0	0	0	0	0	+ $\frac{5}{7}$	+ $\frac{20}{49}c$	- $\frac{9}{7}$
5	0	-1,08c	0	+1,8	+ep	0	0	0	0	- $\frac{54}{49}c$	- $\frac{18}{7}$	0	0	+0,72	0	- $\frac{36}{35}$	0	0	0
6	0	-1,8	0	-4,32c	0	+eq	0	+3,24	0	+ $\frac{18}{7}$	- $\frac{216}{49}c$	- $\frac{162}{35}$	0	0	0	0	0	0	0
7	0	0	0	+1,8	0	0	+er	-9c	0	0	+0,72	-0,72c	0	- $\frac{18}{7}$	- $\frac{36}{35}$	0	0	0	0
8	0	0	-1,8	0	0	+3,24	-9c	+es	-9,72c	0	0	0	+ $\frac{18}{7}$	0	- $\frac{162}{35}$	0	+ $\frac{9}{7}$	+ $\frac{45}{49}c$...
9	0	0	0	-3,24	0	0	0	-9,72c	+81em	0	+ $\frac{162}{35}$	- $\frac{486}{49}c$	0	+ $\frac{162}{35}$	0	- $\frac{324}{49}$	0	0	0
10	-0,08c	0	+0,4	0	- $\frac{54}{49}c$	+ $\frac{18}{7}$	0	0	0	+et	0	0	+0,16	0	+ $\frac{36}{35}$	0	- $\frac{10}{9}c$	- $\frac{10}{3}$	0
11	-0,4	0	-0,32c	0	- $\frac{18}{7}$	- $\frac{216}{49}c$	+0,72	0	- $\frac{486}{49}c$	0	+16em	0	0	0	+ $\frac{324}{49}$	0	+ $\frac{10}{3}$	- $\frac{40}{9}c$	-6
12	0	0	-0,72	0	0	- $\frac{162}{35}$	-0,72c	0	0	0	0	+eu	+ $\frac{36}{35}$	0	+ $\frac{324}{49}$	0	0	0	0
13	0	+0,4	0	0	0	0	0	+ $\frac{18}{7}$	0	+0,16	0	+ $\frac{36}{35}$	+ev	-16c	0	-1,28c	0	+6	-10c
14	-0,4	0	0	0	+0,72	0	- $\frac{18}{7}$	0	+ $\frac{162}{35}$	0	0	0	-16c	+16eo	-17,28c	0	+ $\frac{2}{7}$	0	0
15	0	-0,72	0	0	0	0	0	- $\frac{162}{35}$	0	+ $\frac{36}{35}$	0	+ $\frac{324}{49}$	0	-17,28c	+ew	- $\frac{864}{49}c$	0	0	0
16	-0,16	0	0	0	- $\frac{36}{35}$	0	- $\frac{36}{35}$	0	- $\frac{324}{49}$	0	0	0	-1,28c	0	- $\frac{864}{49}c$	+256em	+ $\frac{4}{3}$	0	+ $\frac{60}{7}$
17	0	- $\frac{5}{49}c$	0	+ $\frac{5}{7}$	0	0	0	0	0	- $\frac{10}{9}c$	+ $\frac{10}{3}$	0	0	+ $\frac{2}{7}$	0	+ $\frac{4}{3}$	+ey	0	0
18	0	- $\frac{5}{7}$	0	- $\frac{20}{49}c$	0	0	0	+ $\frac{9}{7}$	0	- $\frac{10}{3}$	+ $\frac{40}{9}c$	+6	0	0	0	0	0	+ez	0
19	0	0	0	- $\frac{9}{7}$	0	0	0	- $\frac{45}{49}c$	0	0	-6	-10c	0	+ $\frac{90}{49}$	0	+ $\frac{60}{7}$	0	0	+e ξ

Amplituden und die Energien berechnet. Es ergab sich:

$$\begin{aligned} e &= 0,1342532 \\ f_{11} &= 66,88089 \cdot f_{24} \\ f_{12} &= 17,89440 \cdot f_{24} \\ f_{21} &= 15,76410 \cdot f_{24} \\ f_{22} &= 17,62098 \cdot f_{24} \\ f_{23} &= 4,969052 \cdot f_{24} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_1 &= + 3851,446 \cdot t \tau_k f_{24}^2 \\ A_2 &= + 9646,767 \cdot t \tau_k f_{24}^2 \\ A &= + 13498,21 \cdot t \tau_k f_{24}^2 \end{aligned}$$

Es ist somit $A_1 + A_2 = A$.

Beispiele:

1. Im elastischen Bereich.

Bei einem Stegblech aus St 37 sei $a = 123$ cm; $b = 272$ cm; $t = 1,6$ cm; $\sigma_0 = 1,300$ t/cm²; $\tau = 0,187$ t/cm², beide ohne Nietabzug berechnet; also ist $\alpha = a : b = 0,455$; $x = \sigma_0 : \tau = 6,96$; $\sigma_e = 1898 \cdot (t/b)^2 = 1898 \cdot (1,6/272)^2 = 0,0657$ t/cm²; mit den obigen Zahlentafeln ergibt sich dafür: $k_1 = 3,83$; $k_0 = 26,65$ und für die Beullast $\tau_k = k_1 \cdot \sigma_e = 3,83 \cdot 0,0657 = 0,251$ t/cm²; $\sigma_{0k} = k_0 \cdot \sigma_e = 26,65 \cdot 0,0657 = 1,750$ t/cm².

Die kritischen Spannungen liegen unterhalb der Proportionalitätsgrenze $\sigma_P = 2,073$ t/cm², so daß der Sicherheitsgrad gegen Ausbeulen des Stegbleches gleich

$$\nu = \frac{0,251}{0,187} = \frac{1,750}{1,300} = 1,34 \text{ fach ist.}$$

2. Im unelastischen Bereich.

Ein Stegblech aus St 52 habe die Abmessungen $a = 123$ cm; $b = 272$ cm; $t = 2$ cm; ferner sei $\sigma_0 = 1,740$ t/cm²; $\tau = 0,250$ t/cm², beide ohne Nietabzug berechnet; also ist $\alpha = a : b = 0,455$; $x = \sigma_0 : \tau = 6,96$; $\sigma_e = 1898 \cdot (2/272)^2 = 0,1025$ t/cm². Man erhält mit den Zahlentafeln $k_1 = 3,83$; $k_0 = 26,65$ und für die Beullast $\tau_k = k_1 \cdot \sigma_e = 0,393$ t/cm²; $\sigma_{0k} = k_0 \cdot \sigma_e = 2,740$ t/cm².

Zahlentafel 5. Werte k_0 ($x = \infty$); (Beulspannungen $\sigma_{ek} = k_0 \sigma_e$ für reine Biegung).

α	Gleichungen Nummer						
	1, 2	3, 4	1, 2, 5	3, 4, 6	1, 2, 5, 10	3, 4, 6, 11	1, 2, 5, 10, 17
	Zeiger i, k der Amplituden f_{ik}						
	11, 12	21, 22	11, 12, 13	21, 22, 23	11, 12, 13, 14	21, 22, 23, 24	11, 12, 13, 14, 15
0,2	83,719	291,573	64,551	206,097	61,057	181,966	60,441
0,3	45,721	137,499	38,328	101,274	37,538	92,849	37,462
0,4	33,005	83,719	29,361	64,551	29,119	61,057	29,101
0,5	27,758	58,986	25,635	47,543	25,536	45,946	25,529
0,6	25,587	45,721	24,177	38,328	24,126	37,538	24,124
0,8	25,322	33,005	24,496	29,361	24,471	29,119	24,470
1,0	27,758	27,758	27,133	25,635	27,115	25,536	27,114
1,2	31,796	25,587	31,244	24,177	31,228	24,123	31,227
1,5	40,095	25,060	39,559	24,142	39,543	24,114	39,543

Diese Beulspannungen liegen erheblich über der Proportionalitätsgrenze $\sigma_P = 2,073$ t/cm². Sie sind daher entsprechend abzumindern².

Konvergenz.

Um über die Konvergenz der verwendeten Reihen ein Bild zu gewinnen wurden die kritischen Spannungen für die Grenzfälle des reinen Schubes und der reinen Biegung schrittweise mit immer mehr Gleichungen und zwar mit zwei bis fünf bzw. sechs Gleichungen und Amplitudengliedern ausgerechnet.

Bei der reinen Biegung kommt es bei schmalen Platten zu einwelliger ($i = 1$), bei breiten zu zweiwelliger ($i = 2$) Ausbeulung. Bei Schub lassen sich die Ergebnisse nach solchen mit gerader und solchen mit ungerader Amplituden-Zeigersumme ordnen; beide Gruppen streben einem gemeinsamen Grenzwert zu. Die Zahlentafeln 4 und 5 enthalten die gewonnenen k_1 bzw. k_0 -Werte.

² Man vgl. etwa: Schleichner: Bauing. 15 (1934) S. 505.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Die Talsperre von Marèges an der Dordogne.

Die Talsperre von Marèges, deren Bau im Jahre 1930 in Angriff genommen worden war¹, ist jetzt im Betrieb, nachdem seit Juni 1935 die Aufstauung des Wassers in dem 40 Millionen m³ fassenden Stauraum im Gange ist. Die Abb. 1 u. 2 zeigen die fertige Talsperre, die als Bogenstaumauer die größte ihrer Art in Europa ist. Von den Ausmaßen der 90 m hohen Mauer und der Schönheit ihrer Form gibt die Abb. 3 eine Vorstellung.

Zu der Ausführung der Mauer ist zu erwähnen, daß das Einbringen von plastischem Beton mit Hilfe von Förderbändern an Aufzugstürmen hinsichtlich der Güte des Betons durchaus befriedigende Ergebnisse gezeigt hat, doch ist die Abnützung der Betoniereinrichtung und der Kraftverbrauch beträchtlich gewesen (rd. 128 000 m³ Beton mit Tagesleistungen bis 1000 m³). Der Beton wurde in Lagen von 30 cm Stärke mit einer größten Fallhöhe von 1,5 m eingebracht und mittelst Rüttelapparaten gemäß Abb. 4 verfestigt. Die Betonrüttelung wurde bei diesem Talsperrenbau zum ersten Male in Frankreich in großem Maßstabe angewendet, und zwar mit bestem Erfolg; es wurde eine praktische vollkommene Dichtigkeit des Betons erreicht, was durch Versuche ermittelt wurde, bei denen Wasser unter einem Druck von 10 kg/cm² in Bohrlöchern eingepreßt wurde, wobei der Beton kein Wasser aufnahm. Die wasserseitige Fläche der Mauer ist mit einem durch Drahtnetzeinlage von 30 mm Maschenweite und 2 mm Stärke bewehrten Putz und mit zwei bituminösen Anstrichen versehen.

Beim Bau der auf der rechten Talseite gelegenen im Fels geführten Entnahmeleitung bzw. Druckrohrzuleitung zum Krafthaus wurde zur Herstellung einer 30 m langen Strecke vor dem Krafthaus, wo das Ge-

birge nicht widerstandsfähig genug erachtet wurde, um mit einer normalen Betonauskleidung des Stollens anzukommen, ein besonderes Verfahren angewendet. Mit Hilfe hydraulischer Pressen wurden Umschnürungskabel in Spannung gesetzt und dadurch der Betonauskleidung eine Druckvorspannung erteilt, die größer bemessen war, als die später unter dem Wasserdruck zu erwartende Zugspannung des Betons. Abb. 5 veranschaulicht die verwendete Vorrichtung zum Aufbringen der Vorspannung.

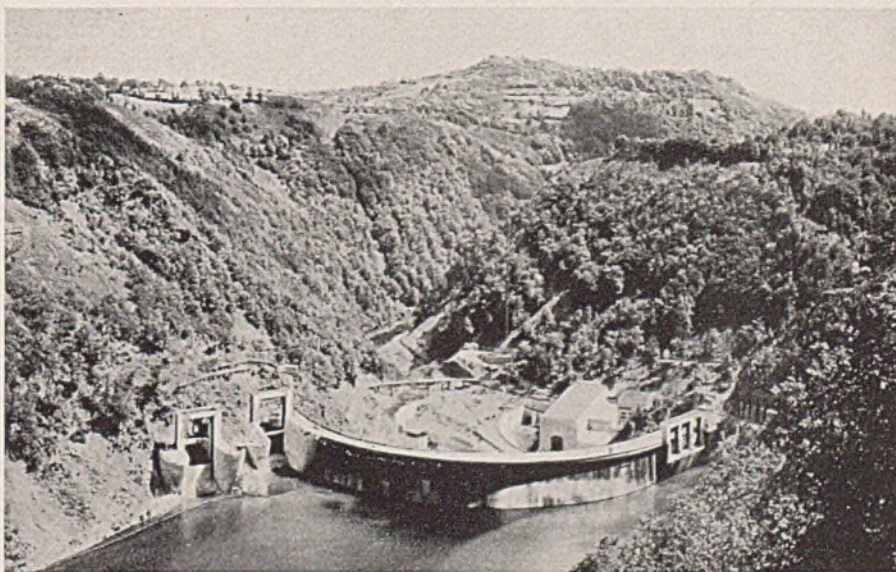


Abb. 1. Die Talsperre von Marèges.

¹ Bauing. 16 (1935) S. 109—112.

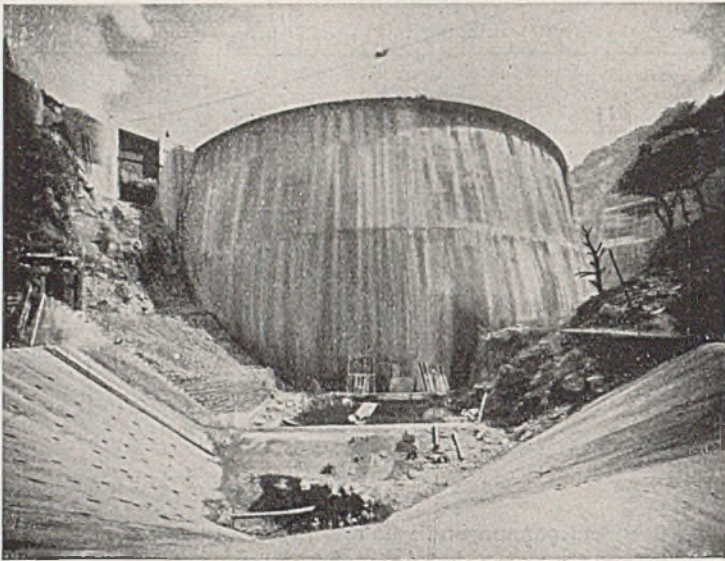


Abb. 2. Die Staumauer von der Wasserseite gesehen.

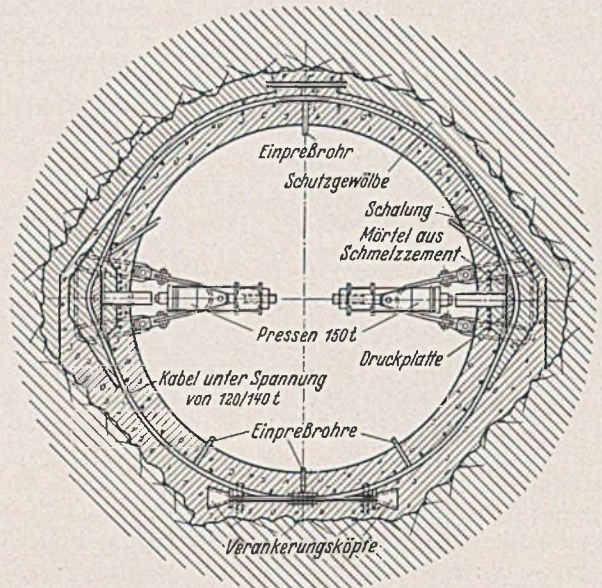


Abb. 5. Querschnitt des Druckstollens; Darstellung der Vorrichtung zur Erzeugung der Druckvorspannung im Beton.

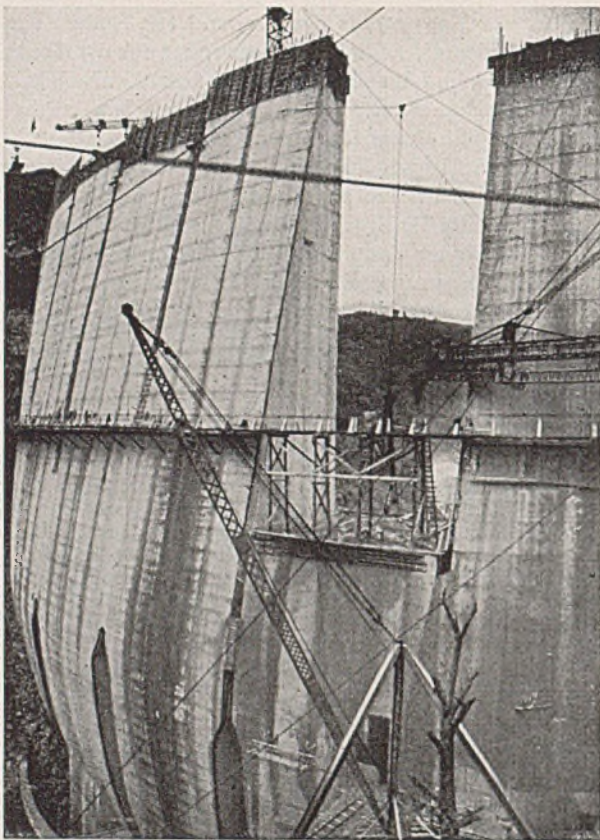


Abb. 3. Die Mauer kurz vor Fertigstellung.



Abb. 4. Verdichten des Betons durch Oberflächenrüttler.

Mit der Fertigstellung der Talsperre von Marèges hat dem Bericht zu Folge der Ausbau hydroelektrischer Anlagen in Frankreich einen vorläufigen Abschluß gefunden, da z. Zt. die durch Wärmekraft erzeugte Energie billiger hergestellt werden kann als durch Wasserkraftanlagen, wobei jedoch beim Vergleich der Wirtschaftlichkeit beider Energiearten der Umstand nicht gebührend berücksichtigt erscheint, daß die Wasserkraftanlagen wohl hohe Anlagekosten erfordern, daß aber vom volkswirtschaftlichen Gesichtspunkt aus Werte von langer Dauer entstehen und durch den Bau selbst den verschiedensten Industrien Arbeit zugeführt und der Not der Arbeitslosigkeit gesteuert wird. La Technique des Travaux 12 (1936) S. 100.)

W. Lydtin.

Die Hochwasserregulierung des Muskingum, USA.

Die amerikanische Zeitschrift „Civil-Engineering“ veröffentlicht eine Artikelserie aus der Feder bekannter Ingenieure über die Hochwasserregulierung des Muskingum-Flußgebietes. Es handelt sich dabei um Bauten im Gesamtwert von rd. 35 Millionen \$ im Staate Ohio, deren Bedeutung gerade jetzt wieder besonders in Erscheinung tritt, wo wir so häufig von den enormen Schäden hören, die in Amerika durch die Hochwasser verursacht werden.

Der Generalplan umfaßt den Bau von 14 Stauwerken mit Nebenanlagen, die teilweise Verlegung von neun Eisenbahnlinien und 250 km Straßen, den Bau mehrerer Deiche mit Drainagen und Pumpstationen zum Schutz der Städte und Industrieanlagen, die Verlegung von zehn Ferngasleitungen, vier Ölleitungen, einer großen Zahl von Hochspannungsleitungen und etwa 20 Telephon- und Telegraphenlinien, ohne die vielen sonstigen damit zusammenhängenden Arbeiten. Die verschiedenen Stauwerke bestehen zum großen Teil aus Erddämmen mit einem undurchlässigen Kern und beiderseitig anschließenden Felsschüttungen mit Überläufen, Auslässen und Tosbecken aus Beton. Teilweise konnten die Entlastungsanlagen und Auslaßstollen unmittelbar in den anstehenden Fels gebaut werden. Die Dover-Sperre besteht aus einer Betonschwerkermassmauer (Abb. 1).

Die ersten Ideen zur Regulierung des Muskingum reichen weit zurück. Seit der Anlage der ersten Niederlassung an der Mündung dieses Flusses in den Ohio wurde die Entstehung größerer Siedlungen in den Wäldern des Muskingum-Flußgebietes immer wieder gehemmt durch Hochwasserkatastrophen, die den schutzlosen Siedlungen erheblichen Schaden zufügten. Deshalb reiften gerade hier schon früh alle möglichen Vorschläge zum Hochwasserschutz, ohne jedoch Verwirklichung zu finden. Erst nach der großen Katastrophe von 1913 ging man ernstlich daran, eine baldige Abhilfe ins Auge zu fassen, zudem die Hochwasserwellen gerade deshalb so gefährlich sind, weil sie zeitlich mit denen des Ohio zusammenfallen und somit die Wasserverhältnisse am Unterlauf dieses Flusses und im Mississippi maßgeblich beeinflussen. Während zunächst einzelne städtische und sonstige örtliche Behörden Einzeluntersuchungen anstellen und Projekte ausarbeiteten, die jedoch in erster Linie jeweils auf die besonderen Belange eines Distriktes eingingen, konnte durch solche Vorschläge die Lösung des ganzen Problems nicht gefördert und auf einen einheitlichen Nenner gebracht werden.

1933 wurde dann nach Abschluß der Vorstudien eine Verwaltung unter staatlicher Aufsicht errichtet, deren Aufgabe die Planung und Durchführung der ganzen Arbeiten umfaßte. Vor allem vermied man jetzt jede Einseitigkeit und berücksichtigte in gleicher Weise die Erfordernisse der Schifffahrt, der Kraftgewinnung und der Regulierung des gesamten Wasserabflusses, unter Voranstellung des Hauptzweckes, näm-

lich eines wirksamen Hochwasserschutzes. Auf diese Weise entstand das oben bereits angedeutete Projekt im Einvernehmen mit allen beteiligten Städten und Bezirksverwaltungen. Bei den angestellten Voruntersuchungen beschränkte man sich nicht nur auf genaue Messungen der Wasserabflüßmengen, sondern stellte auch Untersuchungen über die weitest möglichen Schutzmaßnahmen gegen Überschwemmungsschäden

Abfluß ohne Beschädigung der Dämme zu verschaffen. Selbstverständlich wurde vor Beginn der Dammschüttung überall der Mutterboden restlos entfernt, um zwischen Damm und Boden einen guten Verband zu erhalten und um außerdem die Entstehung einer wasserführenden Schicht zu vermeiden. Besondere Aufmerksamkeit wurde einem dichten und guten Anschluß der Dämme an die Talhänge geschenkt, da viel schlechte



Abb. 1. Übersicht über die Stauanlagen.

der Landwirtschaft, über Niederschlagsmengen, Bewegungen des Grundwasserspiegels und über Auswaschungen des guten Ackerbodens bei Überschwemmungen an. So schenkte man also den Belangen und Wünschen der Landwirtschaft auf Verbesserung des Bodenertrages allergrößte Beachtung und gewann hierdurch auch diese Kreise für das Projekt.

Die Bauweise für die Stauwerke, nämlich 13 Erdämme und nur eine Betonstaumauer, ergab sich aus den Untergrundverhältnissen. Die geologischen Befunde mahnten zu äußerster Vorsicht. Soweit an den Talhängen Fels ansteht, besteht dieser ausschließlich aus Sedimentär-Gestein. Die Talsohlen sind mit alluvialen oder glacialen Schuttmassen in meist erheblicher Mächtigkeit bedeckt, so daß Erdämme das Gegebene waren. Bezüglich des Bauverfahrens entschied man sich einheitlich für Schüttungen, da das Spülverfahren wegen der hohen Kosten ausschied. Die Gründungstiefen der Dämme schwanken je nach den Untergrundverhältnissen erheblich. Stellenweise mußten bei Vorhandensein zu weicher Böden erhebliche Aushubmengen beseitigt werden. Bei durchlässigem

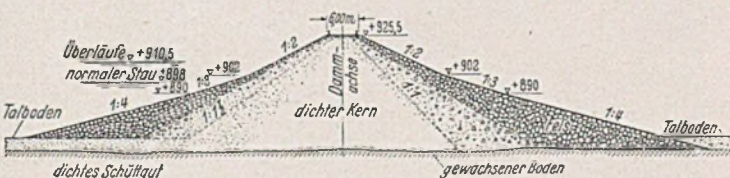


Abb. 2. Dammquerschnitt.

Untergrund wurde in der Dammachse ein vertiefter Sporn ausgehoben und mit dichtem Material ausgefüllt. Weiterhin wurden an den luftseitigen Dammfüßen ebenfalls Sporne ausgehoben und mit Steinschüttung gefüllt, um dem durchsickernden Wasser einen erleichterten



Abb. 3. Schütten und Verfestigen der Dämme.

Erfahrungen bekanntermaßen auf die Unterschätzung der Bedeutung gerade dieser Frage zurückzuführen sind.

Die Auswahl des Dammschüttungsmaterials wurde sehr sorgfältig getroffen und die Schichtenfolge vom dichten Dammkern über immer größer werdende Schichten bis zur Schüttung ganz grober Steine an den Außenflächen genau eingehalten (Abb. 2). Unter genauer Kontrolle der Korngrößen wurde angestrebt, in weitgehendem Maße das aus dem Aushub für die Stollen und Entlastungsanlagen gewonnene Material für die Schüttung der Dämme zu verwenden. Als höchster erreicht der Mohawk-Damm eine Höhe von 35 m. Alle Dammschüttungen wurden in Lagen von rd. 2 m Höhe eingebaut und durch Befahren mit Traktoren und Abwalzen verdichtet (Abb. 3).

In Anpassung an die vorliegenden Verhältnisse und an die Höhenlage des höchsten und niedersten Beckenwasserstandes sind die Entlastungsanlagen ganz verschieden ausgebildet. Es finden sich reine Grundablässe (Abb. 4), teilweise auch Entlastungsbauwerke, bei denen Überlauf und Grundablaß vereinigt sind und in dasselbe Tosbecken münden. Der Ausbildung dieser Tosbecken wurde bei allen Sperren besondere Aufmerksamkeit geschenkt. Die einzige Betonmauer ist die Doversperre mit 250 m Länge und 30 m größter Höhe. Der Staukörper besteht aus 23 monolithischen Betonblöcken von je 11 m Länge, die durch Bewegungsfugen voneinander getrennt sind. Die Bedienung der Schützen der 18 Auslässe erfolgt von einem begehbaren Stollen aus, der die ganze Mauer parallel zur Mauerkrone durchzieht.

Um für alle Bauwerke die bestmögliche Konstruktion zu finden, wurden vollständige Modelle im Maßstab 1 : 20 bis 1 : 40 von den Sperren und allen Nebenanlagen hergestellt und laboratoriumsmäßig auf

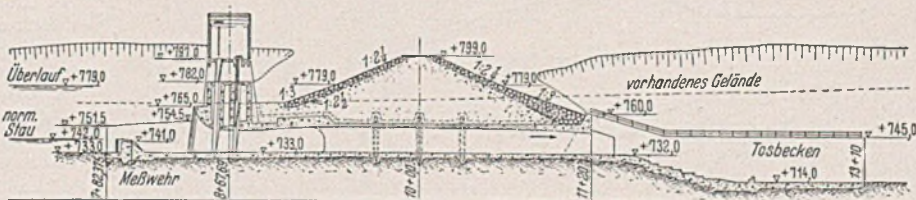


Abb. 4. Entlastungsanlagen am Wills-Creek-Damm.

ihre Brauchbarkeit und Wirkungsweise untersucht (Abb. 5), insbesondere die Überläufe und Entlastungsanlagen, wobei auch auf die Eliminierung des Einflusses der Modellmaßstäbe allergrößter Wert gelegt wurde. Parallel damit gingen erdmechanische Laboratoriumsversuche.

Zufolge des Reichtums des Muskingum-Gebietes an Erzen, Kohle und Keramikerde ist dort ein verhältnismäßig dichtes Eisenbahnnetz vorhanden. Zug um Zug mit der Aufstellung des Gesamtprojektes mußten daher laufend Untersuchungen über die Erfordernisse und Möglichkeiten der Verlegung dieser Linien studiert werden. Der endgültig aufgestellte Entwurf erfordert die Verlegung und den teilweisen Neubau von etwa 110 km Eisenbahnlinien, deren Durchführung allein einen Gesamtkostenaufwand von etwa 6 Millionen \$ erfordert. Trotzdem die zu verlegenden Linien in den Bereich verschiedener Eisenbahngesellschaften gehören, einigte man sich bei den zahlreichen neuen Brückenbauten auf einheitliche konstruktive Richtlinien.

Auch für die Straßenverlegungen wurde ein zentrales Projektierungsbüro errichtet, welches zunächst das genaue Kartenmaterial für die einzelnen Staubecken aufstellte und danach die Einzelpläne aufstellen konnte. Die gesamten Straßenbauten erfordern einen Aufwand von eben-

falls 6 Millionen \$ und werden in 3 Jahren durchgeführt. Dazu kommen schließlich die bereits früher erwähnten, erforderlich werdenden Veränderungen in der Linienführung zahlreicher Telefon-, Licht- und Kraft-

dam am rechten Ufer absichtlich nicht besonders gesichert wurde, da man auf diese Weise für unvorhergesehene Hochwasser eine zusätzliche Entlastungsmöglichkeit schaffen zu können glaubte.

Die in Amerika bei aufgelösten Talsperren stetig zu beobachtende Steigerung des Pfeilerabstandes scheint sich nunmehr auch bei Stau-

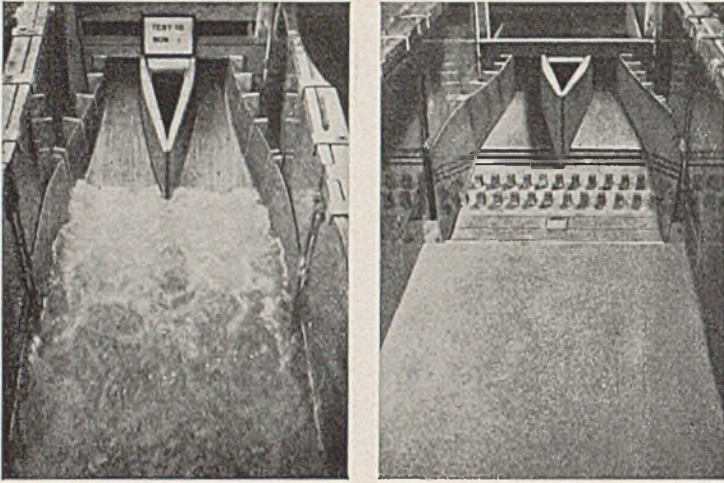


Abb. 5. Modellversuche.

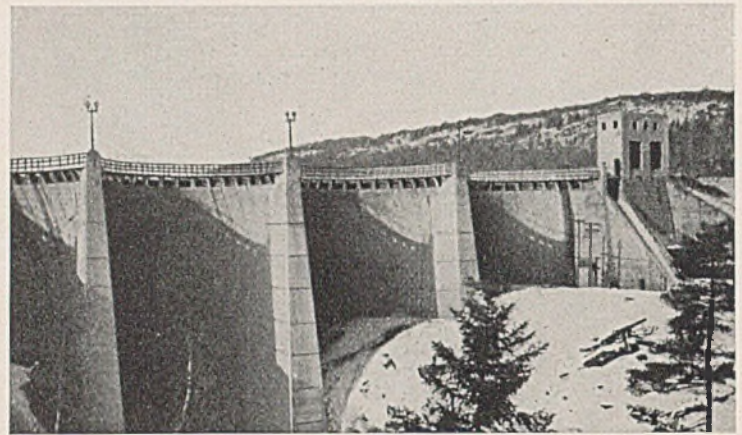


Abb. 3. Viktoria-Staumauer. Ansicht von der Luftseite.

leitungen sowie die Verlegung und der teilweise Neubau mehrerer Gas- und Wasserleitungen. (Nach Civil Engineering 6 (1936) S. 1—28.)
Dr.-Ing. Kurt Piletschinger, Berlin.

Bemerkenswerte Gewöbereihenstaumauer in USA.

In „Civil Engineering“ berichtet Mr. E. L. Chandler im Rahmen einer Beschreibung des Viktoriakraftwerkes in Michigan über eine in mancher Hinsicht interessante Stauanlage. Gemäß Abb. 1 wurde die rd. 200 m breite Talöffnung durch eine 38 m hohe Gewöbereihenstaumauer mit anschließendem Segment-Wehr und zwei Abschluß-Erddämmen geschlossen. Der größere linksufrige Erddamm wurde als Trockenfülldamm mit Betonkern ausgebildet, während der kleinere Erd-

mauern niedrigerer Höhe durchgesetzt zu haben. Die Viktoriamauer zeigt einen Pfeilerabstand von 23 m, der die Gewölbe eigentlich kaum noch als Gewölbe, sondern als gewölbte Platten in Erscheinung treten läßt (Abb. 2). Wenn trotzdem eine verhältnismäßig große Gewölbewirkung erreicht wurde, so ist dies auf die relativ sehr dünne Wandstärke (0,75 m an der Krone und 1,4 m an der Sohle) und die sehr großen Zentriwinkel von 160° zurückzuführen. Beides steigert ja bekanntlich die Elastizität einer Zylinderschale außerordentlich, was für die Zurückdrängung unliebsamer Schwind- und Temperaturspannungen von großer Bedeutung ist.

Die Pfeiler besitzen luftseitig nur noch einen Anzug von 2%, während ihre Wasserseite und damit auch die Gewölbeachsen um 45° geneigt sind. Auch hier zeigt sich deutlich — im Vergleich zu den luftseitig meist 1 : 10 geneigten Pfeilern früherer Gewöbereihenstaumauern — das Bestreben, durch straffe Ausnutzung der statischen Möglichkeiten ein Minimum an Flächenausdehnung und damit ein Maximum an Elastizität zu erreichen.

Durch die verhältnismäßig kräftigen Pfeilerdicken von 1,5 m an der Krone und 3 m an der Sohle konnte auch gleichzeitig die Frage der Knickaussteifung in angemessener Weise gelöst werden. Die häßlichen und in ihrer Wirkung fragwürdigen durchlaufenden Querversteifungen früherer Gewöbereihenstaumauern sind verschwunden; lediglich die luftseitige Verstärkungsrippe (Abb. 3) ist geblieben. Man darf wohl sagen, daß die ästhetische Wirkung der weit gespannten Gewöbereihenstaumauern mit ihrer ruhigen, klaren Linienführung außerordentlich befriedigend ist.

Dadurch, daß man die Innenleibung der Gewölbe zylindrisch ausbildete, bot sich die Möglichkeit der Verwendung fahrbarer stählerner Lehrgerüste (Abb. 4). Diese wurden in sehr zweckmäßiger Weise als Dreigelenk-Fachwerkbögen mit Zugband in Vierträgeranordnung durchgebildet.

In Europa wird gegen die Verwendung aufgelöster Staumauern oft eingewendet, daß die Ersparnisse an Material durch die Erschwerung der Herstellung größtenteils wieder verloren ginge. Dieser Einwand entspringt jedoch meist einer an die Gewichtsmauerbauweise gebundenen Vorstellungswelt.

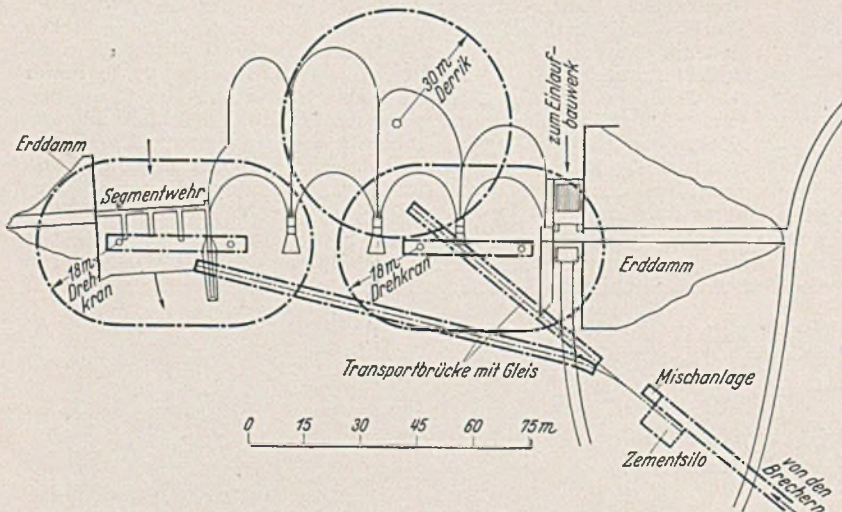


Abb. 1. Baustellenausrüstung der Viktoria-Staumauer.

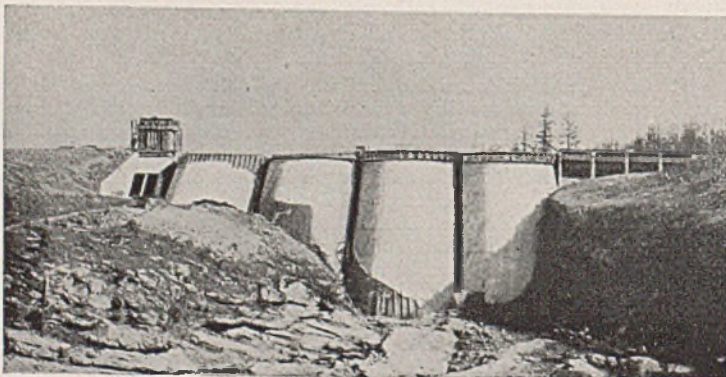


Abb. 2. Viktoria-Staumauer. Ansicht von der Wasserseite.



Abb. 4. Viktoria-Staumauer. Gewölbherstellung.

Sowohl die Herstellungsverfahren wie auch die Baustellenausrüstung müssen selbstverständlich stets der zu wählenden Bauweise angepaßt sein.

Die aus Abb. 1 ersichtliche Baustellenausrüstung, wie sie für die Viktoriastaumauer gewählt wurde, kann als vorbildlich und außerordentlich zweckmäßig bezeichnet werden. Die beiden fahrbaren Drehkrane und der große Derrick sind wie geschaffen zum Einbringen weitverteilter Betonmassen geringer Wandstärke. Abb. 5 vermittelt einen schönen Überblick über Betrieb und Reichweite der Baukrane und die Konstruktion der Transportbrücken.

Als eine Besonderheit möge noch die anfangs vorgesehene weitgehende Sicherung gegen Eisdruck erwähnt werden. Man verlegte eine

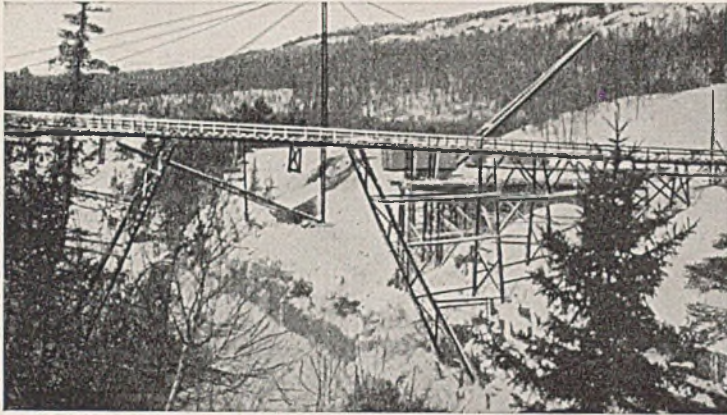


Abb. 5. Viktoria-Staumauer. Blick auf die Baustelle.

ganze Reihe von Taurohren längs der Gewölbeoberfläche, um das Eis durch Warmwasser zum Schmelzen zu bringen. Der praktische Betrieb ergab jedoch mancherlei Schwierigkeiten, zumal die Rohre zuweilen einfroren. Es zeigte sich schließlich, daß halbzöllige Rohre, 3 m unter der Oberfläche längs der Gewölbe verlegt, einen hinreichenden Schutz gegen Eisdruck boten, sofern statt der Warmwasserspülung heiße Luft zum Auftauen verwendet wurde. (Nach Civil Engineering 6 [1936] S. 83.)
T ö l k e, Karlsruhe.

Die neuen Klappbrückenpfeiler in Amsterdam.

Zur Verbesserung des Eisenbahnverkehrs im Osten von Amsterdam mußte die zweigleisige Drehbrücke über den Osterdock-Schleusenkanal mit anschließenden Straßenunterführungen durch ein sechsgleisiges Brückenbauwerk ersetzt werden (Abb. 1). Die östliche der beiden Durchfahrten erhielt drei feste zweigleisige Überbauten, während die westliche durch drei Rollklappbrücken für je zwei Gleise überbrückt wird. Infolge der Erweiterung des Bauwerkes von zwei auf sechs Gleise erfordern die Pfeiler E und F ein teilweises Wegräumen der alten Schleusenhäupter, was mit großen Schwierigkeiten verbunden war.

Die Ausführung der Widerlager A und H ist bemerkenswert durch

die sehr einfache Maßnahme zur Verhinderung des Wasserdurchtrittes (Abb. 2). Die Beseitigung der den Beton 1 : 3 : 5 durchdringenden Feuchtigkeit wird durch eine gut gelüftete Aussparung in voller Bauwerkslänge bewirkt. Das Dräng- und Schwitzwasser wird dadurch abgefangen und fortgeleitet. Gegen aufsteigendes Grundwasser ist eine Traßbetonschicht 1 : 2 : 2 von 1 m Höhe über dem Sockel angebracht. Die Pfahlköpfe der Gründung werden durch eine stark bewehrte Eisenbetonplatte 1 : 2 : 3 zusammengehalten.

Von besonderem Interesse ist dazu die Ausführung des großen Rollklappbrückenpfeilers D und des Übergangspfeilers F. Der Pfeiler D ist in den Abb. 3 und 4 im Quer- und Längsschnitt dargestellt. Nach dem Ausschachten der weiter unten besprochenen Baugrube und dem Rammen der Holzpfähle wurden zunächst die Pfahlköpfe durch eine Eisenbetonplatte von 23 cm Stärke zusammengefaßt. Darunter liegt eine Drainageschicht aus Steinschlag und Kies, damit trotz des Kleintergrundes die Bauwerksohle sicher vom Wasser gespült wird und ein volles Ansetzen des Auftriebes bei der Pfeilerberechnung gestattet.

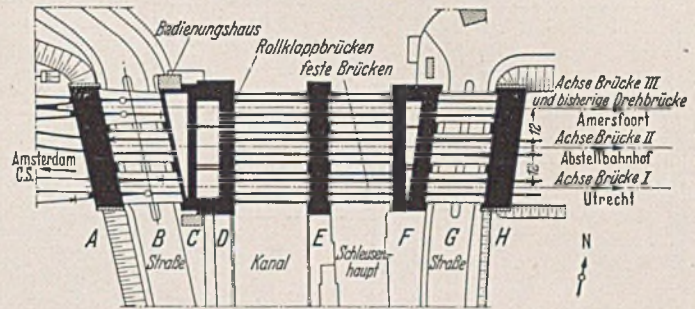


Abb. 1.

Auf dieser Unterlage wurde der Pfeiler in folgender Weise errichtet, wobei man der Erzielung unbedingter Dichtigkeit der Gegengewichtsgrube im Pfeiler, dessen Sohle rd. 5 m unter dem normalen Wasserstand liegt, größten Wert beimaß. Zunächst wurde die äußere Schale (1. Sohle) aus Eisenbeton mit einem zur Erfassung der beiden wasserseitigen Pfahlreihen ausragenden Fuß bis zur Höhe 5,40 m — A. P. zusammenhängend geschüttet. Darauf wurde die zweite, durch Plattenbalken verstärkte Sohle angebracht und dann der nächsthöhere Abschnitt der äußeren Schale aufbetoniert. Nun ließ man das Wasser zur ersten Dichtigkeitsprobe bis auf 4,50 m — A. P. ansteigen und vier Tage so stehen. Nach weiterer Erhöhung der Außenwand und entsprechend des Pfeilerbetons wurden in ähnlicher Weise (Abb. 3) noch mehrere Dichtigkeitsprüfungen durchgeführt. Sobald wie möglich wurde dann der unterste Aussteifungsrahmen der Baugrube herausgenommen und durch einfache Abstempelung der Spundwand gegen den fertigen Baukörper ersetzt. Das Mischungsverhältnis der äußeren Schale war 1 T Zement, 1/2 T Traß, 1 1/2 T Sand, 2 T Kies; für die zweite Sohle wurde der Traßanteil fortgelassen. Nur die Außenseite des Bauwerkes wurde mit einem Bitumenanstrich versehen.

Die Aufstellung der nördlichsten Rollklappbrücke (in Abb. 1 mit III bezeichnet) konnte in üblicher Weise mit allen Sicherheitsmaßnahmen

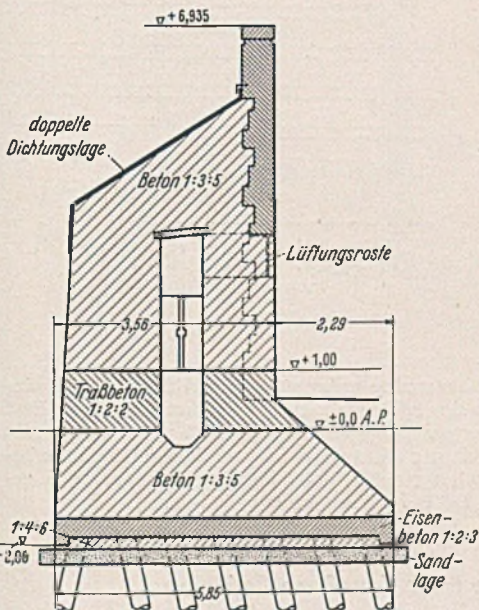


Abb. 2.

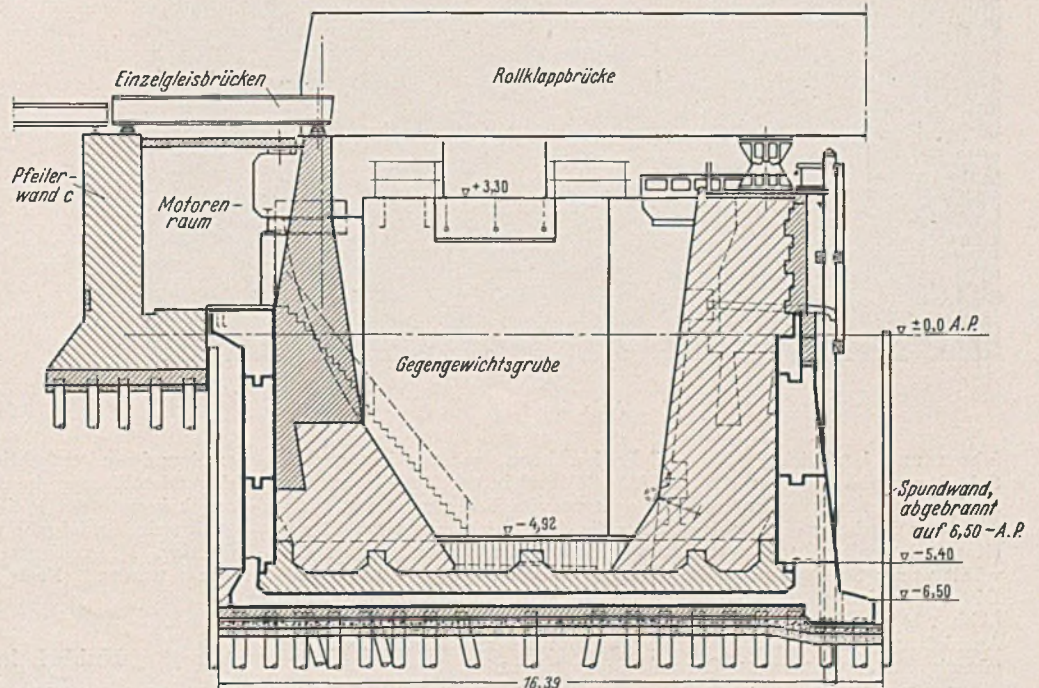


Abb. 3.

durchgeführt werden. Es war dieses der erste Bauabschnitt; danach wurde die vorhandene Drehbrücke beseitigt und dann zur Verlängerung der Pfeiler nach Süden geschritten (zweiter Bauabschnitt: Überbauten II und I). Die Umspundung der Baugrube zeigt folgende Besonderheiten: Entsprechend Abb. 5 wurde die Spundwand in mehreren Abschnitten gerammt, zuerst der mit I bezeichnete Teil. Darauf wurde der aus oberer und unterer Gurtung (Breitflanschträger) und Fachwerkträgerverbindung bestehende Aussteifungsrahmen auf vier Baggerschutten einge-

Wassereinbrüche in die Baugrube, und alte Fundamente bildeten zum Teil schwer überwindliche Rammhindernisse. Man versuchte, die stark verformten und sehr wasserundurchlässigen Spundwandteile gemäß Abb. 8 durch unmittelbares Davorrammen einer weiteren Spundwand zu dichten. (Hier wäre wahrscheinlich die Anwendung von Peiner Kastenspundwänden sehr zweckmäßig gewesen. Der Verf.) Der Erfolg war nicht vollständig, so daß man sich zu einer höheren Lage der Gründungssohle in der Südwestecke von Pfeiler F unter Verwendung einer weiteren hölzer-

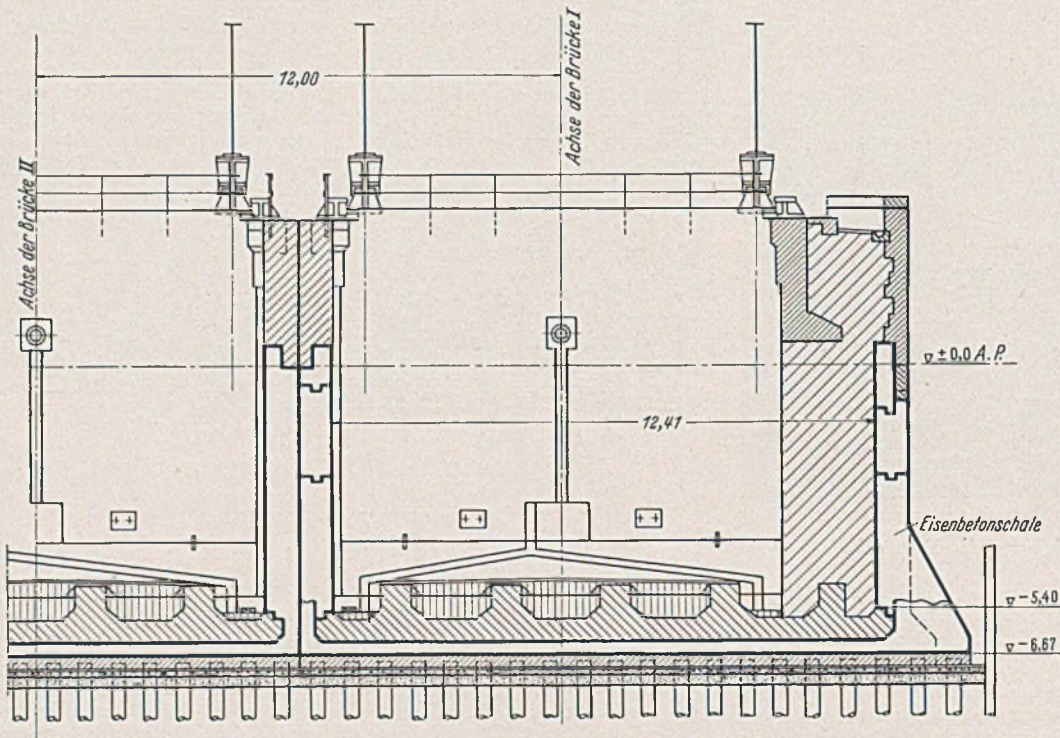


Abb. 4.

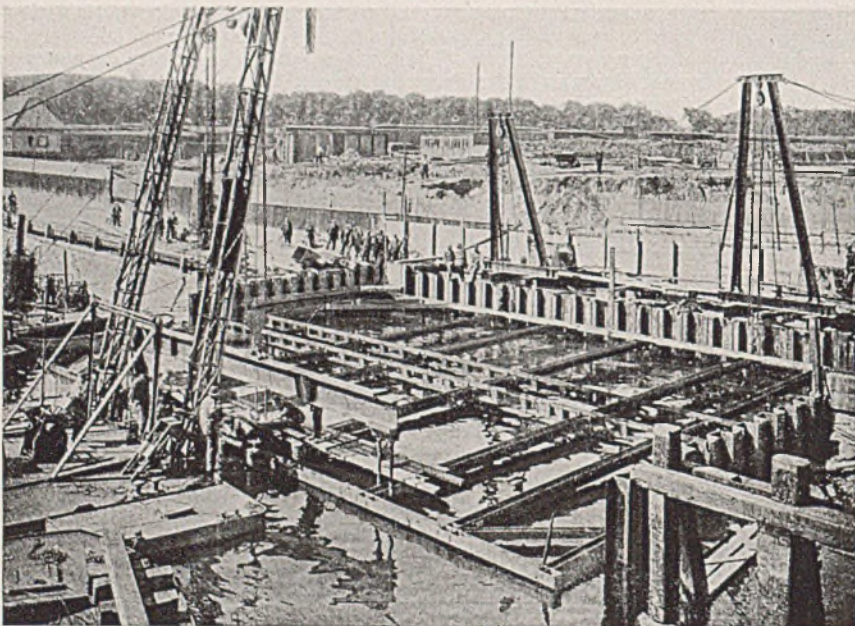


Abb. 6.

fahren und landseitig mit zwei Bockkränen, wasserseitig mittels Schwimmkrahnen herunter gelassen (Abb. 6) und in der Endlage an den fertigen Spundwandteilen sowie an acht provisorisch gerammten Holzpfählen aufgehängt. Danach wurden die Eckbohlen zuerst geschlagen (Rammabschnitte 2 und 3) und zum Schluß die Paßbohlen gesetzt. Gewählt waren Stahlsplundwände, System „Belval“, Profil IV (Abb. 7 a). Die Paßbohlen (Abb. 7 b und c) werden durch Hintereinanderlegen (Abb. 7 b) oder Aufschneiden der Bohlen in Längsrichtung (Abb. 7 c) und Aufnieten bzw. Aufschrauben einer Stahlplatte mit Langlöchern zur günstigsten Anpassung an Ort und Stelle gewonnen.

Im Bereich der Schleusenhäupter sind beim Pfeiler F erhebliche Ramm- und Dichtungsschwierigkeiten aufgetreten. Mehrfach erfolgten

nen Spundwand entschließen mußte unter ständiger Abführung des eindringenden Wassers durch eine besondere Rinne mit Pumpensumpf. Erst danach konnte der Pfeiler ordnungsgemäß gegründet werden.

Inzwischen ist man mit der Montage des beweglichen Überbaus beschäftigt. Mit Indienststellung der Brücke I sollte im März 1936 gerechnet werden. (Nach „De Ingenieur“ 51 (1936) B S. 1.)

Dr.-Ing. K. Förster, Hamburg.

Hubbrücke über den Cape Cod-Kanal.

Der Cape Cod Kanal verbindet südöstlich Boston die Buzzard-Bai mit der Cape Cod-Bai. Für die den Westeingang des Kanals kreuzende

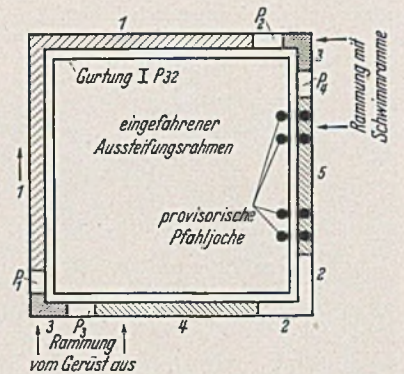


Abb. 5.

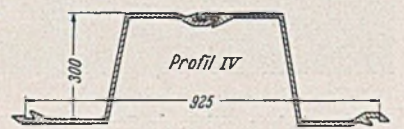


Abb. 7 a.

Abb. 7 b.

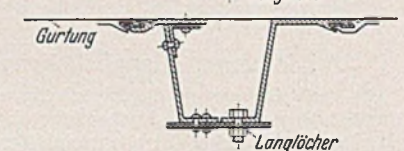
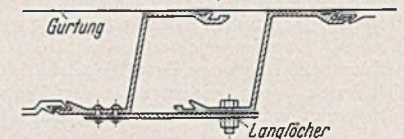


Abb. 7 c.

Stahlsplundwand „Belval“ mit Paßbohlen.

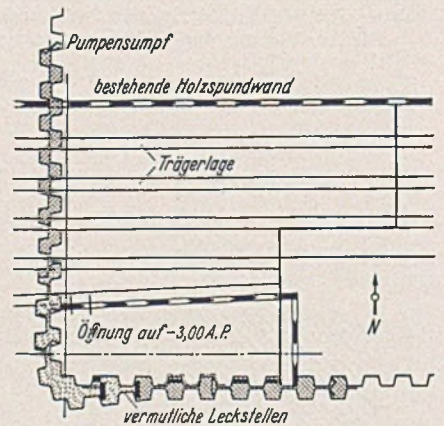


Abb. 8.

eingleisige Eisenbahn war bisher eine Strauß-Klappbrücke von 49 m Stützweite vorhanden. Sie wurde wegen der Verbreiterung des Kanals auf 152 m für die Küstenschiffahrt durch eine Hubbrücke ersetzt, die mit ihrer Stützweite von 165 m die längste der Welt ist (Abb. 1).

Die Brücke gibt in gehobener Stellung, die wegen des geringen Zugverkehrs die Regel bildet, den Schiffen eine Durchfahrt von 42,3 m Höhe über Mittelwasser und 152 m Breite frei.

Auf eine gefällige Erscheinung ist besonderer Wert gelegt. Der Strebentzug des beweglichen Teils schließt sich gut der Austeilung der Türme durch gekreuzte Streben an, die sich dann weiter in die Seitenöffnungen fortsetzt. Das Stabwerk der Brücke ist frei von maschinellen und anderen Zubehöerteilen. Die Antriebsmaschinen und Gegengewichts-

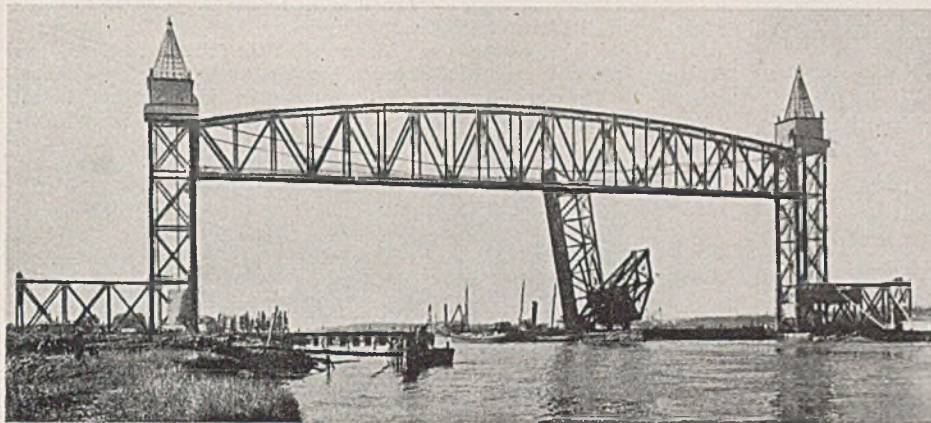


Abb. 1.

rollen sind in den die Türme gefällig abschließenden Aufbauten wettersicher und gut zugänglich untergebracht. Die 79 m hohen Türme sind für die Schiffahrt durch ihren Abschluß mit blanken Stahlkugeln bei Tage und durch Leuchtfeuer nachts weithin sichtbare Wahrzeichen und bilden mit der Brücke ein gewaltiges Einfahrtstor zum Kanal.

Die Seitenöffnungen sind 39 m weit gestützt bei 10 m Hauptträgerabstand. Der bewegliche Teil besitzt Hauptträger von 21 m Systemhöhe und 8,22 m Abstand und ist der Gewichtsparsnis wegen aus Siliziumstahl im Gewicht von 1900 t hergestellt. Die ganze bewegte Last ohne Maschinenteile, aber mit Gegengewichten beträgt 4520 t. 2662 t wiegen die Türme mit den Seitenöffnungen, 556 t die Maschinenteile und Seile.

Die Brücke hängt an 80 Drahtseilen, die über acht Seilscheiben mit je zehn Führungsnuten geführt sind (Abb. 3). Die Seile besitzen als Ausgleichsvorrichtung nur mit langem Gewinde versehene Augenbolzen. Die gleiche Spannung ist durch Messung ihrer Schwingungszahlen beim Anschlagen festgestellt.

Am Punkt 4 des Obergurtes (Abb. 2) greifen die Seile für die Hilfsgegengewichte an, durch deren Schrägzug bei gesenkter Stellung der Brücke das Übergewicht der Haupttragseile auf der Brückenseite ausgeglichen wird. Bei gehobener

führt, am Nordturm jedoch nur durch vier am Ober- und Untergurt quer wirkende Rollen, damit die lange Brücke sich dehnen kann. Auch waren die Bewegungen der Türme zu berücksichtigen. Bei jedem Hub neigen sie sich durch den sich allmählich verstärkenden Zug der Seile der Hilsgewichte gegeneinander. Durch schräg von rückwärts wirkenden Wind bewegt sich ferner der die Längskräfte allein aufnehmende Südturm rechnungsmäßig oben bis zu 5 cm. Dabei ist der Winddruck auf die wegen des überwiegenden Schiffsverkehrs in der Regel gehobene Brücke von 74 kg/m² der Vorschrift auf 147 kg/m² erhöht worden.

An allen vier Ecken des beweglichen Teils sind Luftpuffer vorgesehen, um sanft auf die Pfeiler aufsetzen zu können. Ebenso ist der Hub nach oben durch Puffer begrenzt.

Bei den Schienenkupplungen mußte die erhebliche Längsdehnung der Brücke berücksichtigt werden. Keilförmige Schienenstücke werden in einer Nut im verbreiterten Fuß der auf der Nebenöffnung anschließenden Schienen verschoben. Diese gehen in einen Schienenauszug über.

Die Lichtzeichen für Schiffs- und Luftverkehr, die auf den blanken Stahlkugeln der Türme und auf der Mitte des Obergurts angebracht sind, werden durch eine photoelektrische Zelle bedient, die sie abends aufleuchtet und morgens verlöschen läßt. Außerdem sind die notwendigen Signale für den Eisenbahnverkehr vorhanden.

Der Führerstand liegt am Nordturm etwa 6 m über der Schiene (Abb. 1). Zu den Maschinenhäusern gelangt man durch Einmannaufzüge in jedem Turm. Bei Versagen des Hauptstroms wird für die Versorgung der Signale, Aufzüge und die Beleuchtung selbsttätig ein kleiner Generatorsatz in Betrieb gesetzt.

Jede der acht Seilscheiben trägt etwa 570 t und dreht sich in zwei Rollenlagern (Abb. 3), von denen jedes 32 Rollen von 64 mm Durchmesser enthält. Jede Rolle ist in zwei gegeneinander versetzte Stücke von 203 und 159 mm Länge geteilt. Diese Rollenlager kosteten zwar 35 000 Dollar mehr als Bronzelager, dafür brauchten die Hauptmotoren aber statt 600 PS nur 300 PS stark gewählt zu werden. Hierzu kam die Ersparnis an Betriebskosten, die kapitalisiert die Mehrkosten der Rollenlager mehr als aufwog.

Die Seilscheiben werden am Umfang angetrieben, wobei Differentialgetriebe ein Rutschen der Seile in den Nuten, das allerdings unwahrscheinlich ist, ausgleichen können (Abb. 3). Durch Einwirkung auf das Hauptdifferentialgetriebe, das den Antrieb der beiden Hauptträgerseiten an jedem Brückenden verbindet, kann der Führer eine Schiefstellung

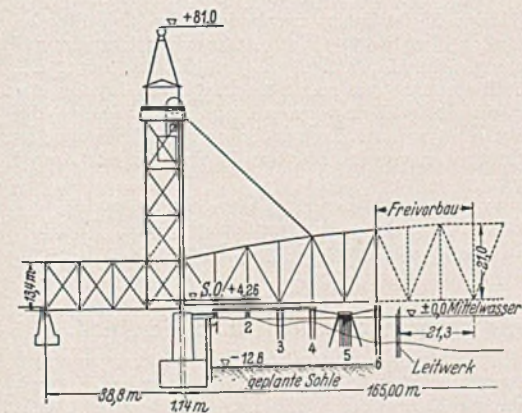


Abb. 2.

brücker Brücke liegen die Seile des Hilsgewichts waagrecht, sind also unwirksam, während statt dessen das Gewicht der Hauptseile auf der Gegengewichtsseite wirkt. Die Einrichtung ist patentiert. Wenn mit dem Hilsgewicht kein vollständiger Ausgleich herbeigeführt wird, hat bei gesenkter Stellung die Brücke, und haben bei gehobener Stellung die Gegengewichte das Übergewicht. Die Endstellungen sind dann gesichert.

Die Führungsrollen drehen sich in Bronzebuchsen, und zwar ist die Brücke am Südturm durch sechs Rollen zur Aufnahme der Längskräfte und vier Rollen zur Aufnahme der quer wirkenden Auflagerkräfte ge-

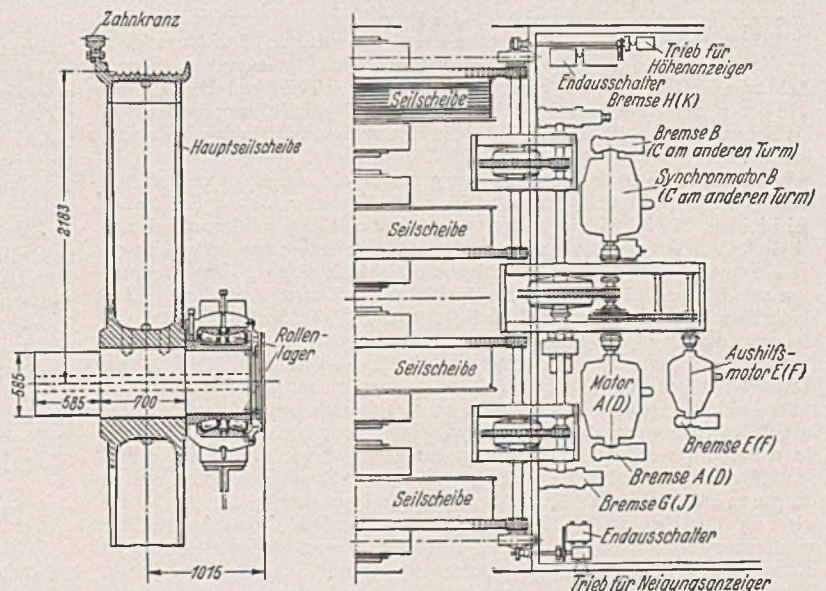


Abb. 3. Antrieb.

des Endquerträgers ausgleichen. Die Motoren A und B (C und D am andern Turm) von je 150 PS treiben dieselbe Welle an. Von diesen laufen A und C oder B und D synchron. Wenn auf jedem Turm ein Motor ausfällt, so können die beiden übrigen noch die Brücke antreiben. Fällt der Hauptantriebsstrom aus, so sind Aushilfsmotoren E und F vorhanden, die ihren Strom von einem durch einen Gasolinmotor angetriebenen Wechselstrom-Generator entnehmen.

Außer den Synchronmotoren dienen zur Erhaltung der geraden Lage der Brücke zwei Neigungsanzeiger, von denen einer mit dem Hauptstrom, der andere mit dem Aushilfsstrom verbunden ist und jeder selbst-

tätig wirkt. Außerdem kann aber der Führer durch einen Handanlasser die Geradlage regeln.

Auf die Hauptmotorwellen wirken die Bremsen A, B, C, D (Abb. 3), auf die Wellen der Aushilfsmotoren die Bremsen E und F. Außerdem sind noch die Bremsen G, H, I, K auf den Antriebswellen der Seilscheiben angeordnet, die gleichsam die Reibung der Rollenlager vergrößern können.

Im störungsfreien Betrieb löst der Führer durch den Anlasser zuerst die Bremsen B und C, dann die Bremsen A und D. Dadurch erhalten die Synchronmotoren schrittweise Einphasen-, Zwei- und Dreiphasenstrom. Damit wird die Drehzahl für die Hauptantriebsmotoren erreicht, durch die die gleichbleibende Geschwindigkeit gesichert ist. Nach Lösung der Bremsen G, H, I, K wird der Hauptteil des Weges durchlaufen. 60 cm über den Pfeilern wird der Strom der Synchronmotoren unterbrochen, wodurch die beiden Enden der Brücke unabhängig voneinander sicher aufgesetzt werden können.

Wenn die Brücke ihren Weg ohne Synchronmotoren durchläuft, so wirken die Neigungsanzeiger von Hand oder selbsttätig an fünf Punkten auf die Motoren und unterbrechen den Strom unter gleichzeitigem Einsatz der Bremsen, wenn die Brücke mehr als 60 cm aus der Waagerechten kommt.

Die Bremsen sind mit Zeit-Relais versehen. Wenn der Strom durch den Anlasser, den Endausschalter oder sonst aussetzt, wirken zuerst die Bremsen G, H, I, K, dann die Bremsen A und D, zuletzt B und C oder umgekehrt. Bei Aushilfsstrom braucht nur eins dieser Paare in Tätigkeit gesetzt zu werden.

Kurz vor dem Ende wird der Strom unterbrochen, und alle Bremsen setzen die Brücke langsam auf. Zeigen beim Abwärtsweg die Lichter an, daß die Brücke an allen vier Ecken aufsitzt, werden die Bremsen von Hand gelöst. Beim Aufwärtsweg wird der Strom 1 m vor dem Ende unterbrochen, der Führer treibt die Brücke wieder an und jedes Ende wird unabhängig angehalten, wenn die Endstellung erreicht ist und die Riegel einfallen.

Die Bremsen sind besonders wichtig bei dem ohne Synchronismus laufenden Aushilfsbetrieb. Als zusätzliche Sicherheit ist ein mechanischer Ausschalter eingebaut, der die Aushilfsmotoren ausschaltet und die Bremsen in Tätigkeit setzt, wenn die Brücke mehr als 90 cm schief läuft.

Die Aufstellung begann mit dem Verlegen der Fahrbahn der Nebenöffnungen durch zwei Lokomotivkrane von 60 t bzw. 75 t Tragkraft, wobei die Bauteile auf Sandkästen aufgesetzt wurden. Das erste Fahrbahnfeld der beweglichen Öffnung wurde auf Rüstung als Arbeitsbühne für die Krane gleich anschließend verlegt. In umgekehrter Richtung arbeitend, setzten die Krane dann die unteren Teile der Türme, von denen die Pfostenstücke 58 t wogen, die Nebenöffnung mit Verbänden und den unteren Teil des Hilfsturmes, der mittels Unterzügen auf den Obergurt der Nebenöffnung zu stehen kam und einen 40 t Derrick mit 23 m langem Ausleger trug. Während dieser Kran die Haupttürme und die Kästen der Hilfsgegengewichte aufstellte, bauten die Lokomotivkrane die Träger und Kastenwände der Hauptgegengewichte zusammen, die in möglichst großen Teile unten vernietet wurden. Der Turmkrane zog die ganzen Seiten und zuletzt den Boden der Kästen empor, die zunächst an Ketten aufgehängt wurden. Der größte Teil der Arbeit konnte so in bequemer Weise unten verrichtet werden. Nach Füllung der Kästen mit Beton wurden die Antriebsteile, die Häuser und die Turmspitzen aufgestellt.

Bei Aufstellung der Hauptöffnung mußte eine Öffnung von 48,7 m Weite und 41 m Durchfahrthöhe über Mittelwasser für die Schifffahrt frei bleiben, die in Richtung der vorhandenen Klappbrücke und damit mittlich zum neuen Überbau lag. Es wurden verschiedene Aufstellungsverfahren erwogen. Der Überbau konnte nicht als Ganzes eingeschwommen werden, da die Hauptturmpfosten seine Enden umfaßten. Eine Hochrüstung erschien zu kostspielig und durch die Seeschiffe und die Bohrwürmer zu stark gefährdet. Da erlaubt war, die Schifffahrt zwei Tage lang zu sperren, wurde zuerst geplant, die beiden Seitenteile von je sechs Feldern auf niedriger Rüstung zu errichten und die mittleren sechs Felder einzuschwimmen. Jedoch stellte sich dieser Plan bald als zu gefährlich heraus, da die Geschwindigkeit der Strömung, die durch einen Tideunterschied an beiden Kanal-mündungen von drei Stunden und 2 m Höhe entstand, durch das Baggern der Kanalerweiterung von 2,10 m auf 3,0 m angewachsen war. Es wurde deshalb nachträglich eine Sperrzeit von fünf Tagen für die Schifffahrt zugestanden. Das erlaubte, die mittleren sechs Felder in Tag- und Nachtarbeit von beiden Seitenteilen aus mit einem Schwimmkran frei vorzubauen mit Schluß in der Mitte. Unter den Punkten 5 (Abb. 2) wurden deshalb Joche von insgesamt je 73 Pfählen für je 900 t Gesamtlast gerammt und mit Trägerrost versehen, von dem aus mit zwei 600 t-Pressen die Höhenlage der Seitenteile geregelt werden konnte.

Die Gegengewichte waren behelfsmäßig an Ketten aufgehängt, die nicht erlaubten, die Gewichte zu heben oder zu senken. Die Streckung der Seile, die anscheinend nicht vorgereckt wurden, mußte also an der Brückenseite mit den Augenstabilbolzen ausgeglichen werden. Der Überbau wurde deshalb, um ihn der Seilstreckung entsprechend nachlassen zu können, 61 cm über seiner tiefsten Lage aufgestellt, während die Oberkante der Rüstung so tief lag, daß er um dies Maß abgelassen werden konnte.

Die beiden Enden des beweglichen Teils wurden bis Punkt 6 mit den Lokomotivkranen aufgestellt, abgenietet und auf die Pfeiler und

Joch 5 abgesetzt. Die Enden wurden mit Pressen angehoben, und die Seile mit den Hauptträgern verbunden. Nach Streckung der Seile wurden die Endquerträger unterklotzt, um die Antriebsteile durch Belastung der Träger mit den Kranen nicht zu beanspruchen. Mit den Pressen auf Punkt 5 wurden die Träger auf die für den Freivorbau und den Schluß in der Mitte nötige Höhe gebracht und der Freivorbau selbst vorbereitet.

Der Schwimmkran wurde für die starke Tideströmung besonders hergerichtet und mit zwei Schiffsankern in der Sohle und mit zwei Seilen an den Pfeilern der Klappbrücke gegen die Strömung von Westen her verankert. Gegen die Strömung von Osten wurde er durch zwei Schiffsanker und zwei an Pollern befestigte Seile verankert.

Je zwei Lampen von 750 und 1000 W erleuchteten die Lagerplätze auf beiden Ufern und sechs die Arbeitsstelle in der Mitte. Acht Lampen erleuchteten die Anfuhrgleise.

Die Schifffahrt wurde am 16. September 4.25 Uhr gesperrt. Der Schwimmkran war nach fünf Stunden auf der Ostseite der Brücke verankert. Die Lokomotivkrane hatten unterdessen ein Fahrbahnfeld auf jeder Seite vorgebaut, von dem aus der Schwimmkran die Bauteile er-

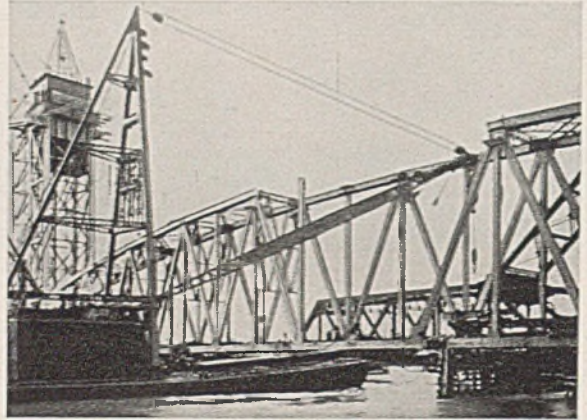


Abb. 4. Schluß der Konstruktion.

reichen konnte. Zuerst wurde das Südstück des westlichen Hauptträgers frei vorgebaut, dann das Südstück des östlichen Hauptträgers und die zugehörigen Fahrbahnträger und Verbände. Darauf wurde der Schwimmkran auf der Nordseite verankert, das westliche Trägerstück zusammengebaut, jedoch ohne zu schließen. Dann wurde der Untergurt des östlichen Trägers vorgestreckt, der Nordteil des Überbaues um 2,5 cm nach Süden verschoben und die Untergurte geschlossen (Abb. 4). Der Zusammenbau war am 19. September 9 Uhr vollendet. Das Anfuhrgleis wurde abgebaut, das endgültige Gleis aufgebracht und der Überbau aus-gewogen. Nach Ablassen bei den Punkten 5 hing die Brücke an den Seilen. Die Bolzen der vorläufigen Aufhängung der Gegengewichte konnten entfernt und der Überbau gesenkt werden, so daß auch die Unterstützungen der Hilfs-gewichte entfernt werden konnten.

Beim Freisetzen wurde eine Überbelastung der Pressen auf den Jochen 5 durch sorgfältige Maßnahmen vermieden. An den Pressen wurden nach Anheben aller Punkte um 1,3 cm Ablesevorrichtungen angebracht, durch die ein gleichmäßiges Senken gewährleistet war. Die Unterlagen neben den Pressen waren so angeordnet, daß immer nur Platten von 2,5 cm Stärke entfernt zu werden brauchten, während die Pressen am stärksten belastet waren. Erst nachdem bei stärkerem Absenken die Gefahr geringer war, wurden stärkere Unterlagen auf einmal entfernt.

Die Brücke wurde am 19. September um 19 Uhr gehoben und festgemacht. Die Schifffahrt war im ganzen 95 Stunden gesperrt. In dieser Zeit wurden 600 t Stahl aufgestellt. [Nach Engng. News-Rec. 116 (1936) S. 145].
Dr. Ihlenburg, Karlsruhe.

Die Verstärkung schwacher Brücken in England.

Die neuzeitliche Entwicklung des Straßenverkehrs hat es mit sich gebracht, daß ältere Straßenbrücken, die aus der Zeit stammen, wo ausschließlich pferdebespannte Fuhrwerke verkehrten, den heutigen, weit schwereren Lasten nicht mehr gewachsen sind. Es erhebt sich die Frage, ob sie verstärkt oder durch ein neues Bauwerk ersetzt werden sollen. Verstärkung ist im allgemeinen mit geringeren Kosten verbunden als ein Neubau, und wenn die alte Brücke etwa unter Denkmalschutz steht, kann die Erhaltung des Bilds den Ausschlag für ihre Verstärkung geben. Andererseits ist zu beachten, daß ein Neubau dem ihm entwerfenden Ingenieur viel freiere Hand läßt, daß er z. B. dabei die Linienführung der Straße ohne Schwierigkeiten verbessern kann, was bei Beibehaltung der Brücke in ihrer alten Gestalt und Lage nicht möglich ist. Kommt es doch bei der Anpassung einer Brücke an die Bedürfnisse des neuzeitlichen Verkehrs nicht nur darauf an, sie zur Aufnahme der erhöhten Lasten zu befähigen, sondern auch darauf, daß ihre Einpassung in den Straßenzug, in dem sie liegt, die heute üblichen Fahrgeschwindigkeiten zuläßt.

Über die Frage der Verstärkung schwacher Brücken hat ein englischer Fachmann, C. S. Chettoc, in einer gemeinschaftlichen Sitzung des Institute of Structural Engineers und der Britischen Gruppe der Société des Ingénieurs Civils de France einen Vortrag gehalten, der sich namentlich mit der Verstärkung von alten Wölbbrücken beschäftigte, sich aber auch mit Brücken neuerer Bauart befaßte, die verstärkungsbedürftig geworden sind.

Die Verstärkung einer Brücke muß häufig schon bei der Gründung anfangen. Alte Gründungen sind oft nur flach, es haben sich dann Auskolkungen gebildet, die den Bestand der Brücke gefährden, oder es sind aus anderen Gründen Setzungen eingetreten, die denselben Erfolg haben. Soll die Brücke verbreitert werden, so ist es häufig geboten, den neuen Teil tiefer zu gründen, als es bei dem alten geschehen ist, und es kann dann nötig sein, auch die alte Gründung zu unterfahren.

Bei einer Brücke in Newbury über den Kennet-Fluß, bei der nur eine von einem 8,55 m weiten Ziegelgewölbe überspannte Öffnung sichtbar ist, während der übrige Teil der Brücke mit Häusern bebaut ist, waren die Gründungen, die durch einen Schwellrost gebildet wurden, infolge von Auskolkungen so weit frei gelegt, daß man auf der einen Seite einen Stab 1,5 m weit, auf der anderen 2,1 m weit unter die Gründung einführen konnte. Der Gewölbobogen schwebte also sozusagen in der Luft und wurde nur dadurch gehalten, daß er sich mit Hilfe seines Schubes zwischen die Nachbargewölbe einklemmte. Infolgedessen wurde es auch nicht nötig, das Gewölbe abzufangen, während die Widerlager instand gesetzt wurden. Dies geschah, indem die Gründungen frei gelegt und mit Beton unterpackt wurden, der auch eine Verbreiterung der Gründung nach der Mitte des Flusses bildete.

Wenn es wegen bereits vorhandener oder zu befürchtender Auskolkungen nötig wird, die Gründung einer Brücke zu vertiefen, so kann es vorteilhaft sein, den unter der Brücke anstehenden Kies durch Einpressen von Zementmilch oder auf chemischem Wege zu verfestigen. Auf diese Verfahren braucht hier nicht näher eingegangen zu werden, es genügt, die Namen Wolfsholz und Joosten zu nennen. Bei einer englischen Wölbbrücke ist die aus Kies bestehende Schüttung über dem Gewölbe durch Einpressen von Zementmilch zu einem festen Körper gemacht worden, der nun als Verstärkung des Gewölbes wirkt, und bei der beabsichtigten Verbreiterung einer aus dem Jahre 1777 stammenden Brücke soll der Baugrund auf chemischem Wege verfestigt werden. Beide Verfahren lassen sich auch zur Erhaltung baufälliger Pfeiler oder Widerlager anwenden, und sie können auch dazu verwendet werden, aus der Hinterfüllung von Widerlagern oder auch von Flügelmauern feste Körper zu machen und das Mauerwerk so vom Erddruck zu entlasten.

Bei älteren Brücken kommen zuweilen Bewegungen der Widerlager vor, und zwar in der Richtung nach innen bei starkem Erddruck oder nach außen bei hohem Gewölbeschub. In beiden Fällen kann es zweckmäßig sein, die beiden Widerlager durch eine Sohle zu verbinden, die je nach Art der auftretenden Kräfte als Sohlengewölbe oder als eine Zug aufnehmende Platte, die mit den Widerlagern verankert wird, auszubilden ist.

Gewölbe aus Ziegel- oder Bruchsteinmauerwerk, die den an sie gestellten Anforderungen nicht mehr gewachsen sind, werden zweckmäßig durch ein zweites auf ihren Rücken aufgelegtes Gewölbe verstärkt. Vorher sollten die Fugen des alten Gewölbes mit Mörtel vergossen werden. Der Rücken des alten Gewölbes muß aufgeraut werden, damit beide Gewölbe zusammenarbeiten, und das neue Gewölbe muß so gegen einen Vorsprung des Widerlagers gestützt werden, daß dieses seinen Schub aufnehmen kann. Eine Entlastung des Gewölbes kann dadurch herbeigeführt werden, daß die Fahrbahn durch eine Eisenbetonplatte gebildet wird, die aber dann nicht nur im Scheitel des Gewölbes aufliegen darf; es muß vielmehr für diese Platte eine sich auf einige Entfernung zu beiden Seiten des Scheitels erstreckende Auflagerfläche geschaffen werden. Das zur Verstärkung des Gewölbes aufgebrauchte zweite Gewölbe kann auch zur Verstärkung der Stirnmauern herangezogen werden, die durch die Belastung der Fahrbahn nach außen gedrückt worden sind; es muß dann mit entsprechender Bewehrung versehen und mit den Stirnmauern in zugfeste Verbindung gebracht werden.

Wenn es auf die Erhaltung des Lichtraums unter einer Wölbbrücke nicht ankommt, kann eine solche Brücke auch durch ein Innengewölbe verstärkt werden, doch ist es nicht ganz leicht, beide Gewölbe dann zum Zusammenwirken zu bringen.

Ein Verfahren zur Verstärkung einer Wölbbrücke, ohne die Schüttung über dem Gewölbe und zwischen den Stirnmauern beseitigen zu müssen, besteht darin, daß man auf dieser Schüttung, die sich im Laufe der Zeit so gesetzt hat, daß sie eine erhebliche Last aufnehmen kann, eine Eisenbetonplatte herstellt, die, in beiden Richtungen bewehrt, sowohl das Gewölbe wie die Stirnmauern entlastet.

Bei Wölbbrücken mit mehreren Öffnungen auf schlanken Pfeilern kann eine Verstärkung der Gewölbe unzulässige Spannungen in den Pfeilern zur Folge haben. Statt die Gewölbe zu verstärken, muß man sie daher entlasten, und das kann durch Eisenbetonbalken geschehen, die die Belastung der Fahrbahn aufnehmen. Da die Höhe für diese Balken über dem Gewölbescheitel naturgemäß beschränkt ist, werden sie zweckmäßig von den Widerlagern her ausgekragt und durch Gegengewichtsarme ausgewogen.

Alte gußeiserne Balkenbrücken wird man wohl heute kaum noch verstärken, dagegen kann eine Verstärkung bei flußeisernen Brücken nötig werden. Hierzu kann man Zwischenstützen einziehen, was eine Verstärkung der Träger über ihnen nötig machen kann, oder man kann neben den Hauptträgern Zwischenträger einziehen. Die heute bedeutungsvollste Art der Verstärkung eiserner Brücken ist aber das Aufschweißen von Verstärkungsteilen, namentlich von Gurtplatten. Dabei braucht weder der Verkehr auf der Brücke gesperrt zu werden, noch brauchen Niete herausgeschlagen zu werden. Die erste auf einen Gurt aufgelegte Platte muß nur so ausgehöhlt werden, daß die alten Nietköpfe in den Höhlungen Platz finden. Die neue Gurtplatte muß entweder schmaler oder breiter sein als die alte, damit an den Längskanten eine zuverlässige Kehlnaht angelegt werden kann. Wenn die Vernietung der Gurtwinkel gelitten hat, können diese an das Stegblech und an die Gurtplatten angeschweißt werden. Durch Aufschweißen von Platten können auch die Fahrbahnteile verstärkt werden. Hierzu kann auch das Einziehen einer Eisenbetonplatte als Fahrbahn dienen.

Eine ungewöhnliche Art, die Tragfähigkeit einer Brücke zu erhöhen, ist bei einer Brücke in Pittsburgh, USA, angewendet worden. Die Brücke stammt aus dem Jahre 1882 und hat zwei Hauptöffnungen von 109,8 m Spannweite; sie war zunächst 7,85 m breit und wurde später unter Hinzufügung eines dritten Hauptträgers auf 14,15 m verbreitert. Schließlich wurde noch einmal eine Verbreiterung um 1,4 m vorgenommen, wobei der eine Träger um dieses Maß nach außen verschoben wurde. Es stellte sich aber nach einigen Jahren heraus, daß das Tragwerk überlastet war, und die Hauptträger wurden durch aufgeschweißte Stäbe verstärkt. Zugleich wurde die eiserne Fahrbahn durch Aluminium ersetzt, wodurch eine Verminderung des Gewichts um 65% erzielt wurde.

In England sind in den letzten Jahren eine Anzahl gußeiserner Bogenbrücken dadurch verstärkt worden, daß man die Träger in Beton eingehüllt hat, und auch in Frankreich findet sich ein Beispiel einer solchen Verstärkung bei einer Eisenbahnbrücke über die Rhône.

Bei älteren Hängebrücken bestand die Fahrbahn meist aus Holz, es ist aber später öfter eine Decke aus Teerschotter aufgebracht worden, wodurch das Eigengewicht erheblich vermehrt worden ist. Der Einfluß auf das Tragwerk wird aber dadurch wieder etwas ausgeglichen, daß die Verkehrslast auf eine größere Fläche verteilt wird. Die bekannte Conway-Brücke, die eine Spannweite von 99,15 m hat, ist vor einiger Zeit dadurch verstärkt worden, daß über ihren Ketten neue Kabel eingezogen worden sind; dabei wurde auch ein neuer Versteifungsträger eingebaut, und es wurde zu der vorhandenen Fahrbahn ein Fußweg hinzugefügt. Später wurde auch noch die Fahrbahn durch Einziehen neuer Querträger verstärkt. (Es kann zweifelhaft sein, ob hier nicht ein Neubau technisch richtiger gewesen wäre, doch kann hier der Wunsch, ein geschichtlich wertvolles Brückenbauwerk zu erhalten, den Ausschlag für die Verstärkung gegeben haben.)

Bei einer Hängebrücke über den Tyne in Scotswood mit 107,7 m Mittelöffnung hat man die Verstärkung zu einer Verbreiterung ausgenutzt. Auf den torartigen Aufbauten, die die Sättel der alten Ketten aufnahmen, sind nach den Seiten auskragende Träger verlegt worden, auf denen nunmehr die Kabel aufliegen. An ihnen hängen die neuen Versteifungsträger, die eine neue Fahrbahn tragen. Hier war also die Verstärkung gleichbedeutend mit einer Erneuerung der Brücke. (Nach The Structural Engineer 14 [1936] S. 62.)
W e r n e k k e, Berlin.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Ist der einem Architekten erteilte Bauauftrag ein Dienstvertrag oder ein Werkvertrag?

Einem Architekten wurde von einem Baulustigen der Auftrag erteilt, ein Wohnhaus schlüsselfertig zum festen Preise von 12 000 RM zu bauen. Der Architekt entwarf die Pläne und übersandte dann dieselben dem Besteller. In der im einzelnen genau spezifizierten Kostenberechnung war auch die Vergütung für den Architekten mit 1250 RM enthalten. Der Besteller wünschte darauf eine Änderung der Pläne in bestimmten Punkten. Der Architekt entsprach dem mittels Schreiben vom 5. Juli 1934. Er kam jetzt auf eine Bausumme von 12 600 RM und machte gleichzeitig unter Hinweis auf die Gebührenordnung für Archi-

tekten und Ingenieure darauf aufmerksam, daß sich nunmehr auch die Vergütung für ihn ändere. Die Ausführung des Baues scheiterte aber daran, daß die Gemeinde dem Baulustigen den gewünschten Bauplatz nicht zur Verfügung stellte, und da eine Änderung der Entscheidung der Gemeinde nicht zu erreichen war, teilte der Baulustige dies dem Architekten mit. Dieser bestand auf Zahlung seiner Vergütung. Es drehte sich in dem nun entstehenden Rechtsstreit um die grundsätzlich wichtige Frage, ob der dem Architekten unbestritten erteilte Auftrag ein Dienstvertrag oder ein Werkvertrag sei. Im ersten Falle konnte der Architekt, da ihm das Scheitern des Bauprojektes nicht zur Last fiel, die Vergütung für seine dem Besteller angebotenen aber nicht angenommenen Dienste beanspruchen. Wenn dagegen ein Werkvertrag vorlag, konnte der Be-

steller diesen Auftrag jederzeit widerrufen, unbeschadet der für diesen Fall im Bürgerlichen Gesetzbuch ihm obliegende Verpflichtungen.

Das Oberlandesgericht Karlsruhe entschied unter dem 6. Dezember 1935, 2 U 58/35, daß grundsätzlich der dem Architekten erteilte Auftrag ein Dienstvertrag sei, der Architekt also, da er dem Besteller seine Dienste vergeblich angeboten habe, berechtigt sei, die vereinbarte Vergütung zu verlangen. Es heißt darüber in den Urteilsgründen: „Mit Recht hat das Landgericht nach diesem Schriftwechsel das Vertragsverhältnis der Parteien als Dienstvertrag im Sinne von § 611 BGB. festgestellt, weil grundsätzlich der einem Architekten erteilte Bauauftrag sich als Dienstvertrag darstellt, wenn nicht im Einzelfall nachzuweisen ist, daß der Architekt die Ausführung des Baues auf seine eigene Rechnung als Bauunternehmer übernommen hat. Dieser Nachweis ist hier nicht geführt. Schon allein die Tatsache, daß der Kläger dem Beklagten einen spezifizierten Kostenanschlag übersandt hat, in welchem er sich keinen Unternehmergewinn berechnet, sondern seine Gebühren und Auslagen nach der Gebührenordnung für Architekten und Ingenieure im einzelnen spezifiziert hat, konnte dem Beklagten gar keinen Zweifel über die Rechtsstellung des Klägers lassen. Als Bauunternehmer hätte er überhaupt keinen Anlaß gehabt, dem Beklagten eine derartige Spezifikation zu übermitteln. Wenn der Beklagte in zweiter Instanz darauf abhebt, daß der Kostenanschlag erst nach Abschluß und Bestätigung des Auftrags mitgeteilt worden sei, so wird übersehen, daß die Bestätigung des Klägers vom 16. Juni 1934 diese Einzelheiten ausdrücklich vorbehält. Das Angebot des Klägers zu dem festen Preis von 12 000 RM bzw. 12 600 RM konnte daher nur den Sinn haben, daß der Kläger — der wie der Beklagte wußte, kein Baubüro, sondern ein Architekturbüro unterhält — für den Kostenanschlag die Garantie dahin übernahm, daß er nicht überschritten werde. Diese Rechtsstellung des Klägers fand erneut ihre Bestätigung bei der vom Beklagten gewünschten Abänderung des Projektes, auf die der Kläger mit dem ausdrücklichen Hinweis auf die Bestimmungen in der Gebührenordnung für Architekten und Ingenieure in seinem genannten Brief vom 5. Juli 1934 eingegangen ist. Auch den Annahmeverzug des Beklagten hat das Landgericht zutreffend festgestellt. Er ergibt sich aus der Tatsache, daß die Bereitstellung des Bauplatzes ausschließlich Sache des Beklagten als Bauherrn war, und die Versagung der Baugenehmigung für den in Aussicht genommenen Bauplatz wegen der Kleinheit des Objekts bei Einreichung des Baugesuchs noch nicht vorausgesehen werden konnte. Der Klageanspruch auf Vergütung der geleisteten wie der noch nicht geleisteten Dienste des Klägers ist daher dem Grunde nach in § 611 ff., 615 BGB. in Verbindung mit Artikel 66 der Gebührenordnung für Architekten und Ingenieure gerechtfertigt.“

S o m m e r, Godesberg.

Versicherungsschutz bei einem Wechsel der Geschäftsinhaber.

Nach der Bestimmung des § 151 Abs. 2 VVG. geht der Versicherungsschutz aus einer Haftpflichtversicherung, die ein Geschäftsinhaber für den Betrieb seines Geschäfts genommen hat, bei einem Inhaberwechsel

auf den Nachfolger über. Trotz dieser gesetzlichen Regelung kann aber der Versicherer gemäß § 71 VVG. von der Leistung frei werden, wenn der Versicherte im Falle der Veräußerung des Geschäfts die Anzeige des Geschäftsüberganges unterläßt und wenn der Versicherungsfall später als einen Monat von dem Zeitpunkt an eintritt, zu welchem die Anzeige dem Versicherer hätte zugehen müssen. Entscheidend jedoch bleibt die Frage des Verschuldens des Versicherten. Die Anwendung dieser Bestimmungen wird beleuchtet durch die folgenden Ausführungen aus einer neuen Reichsgerichtsentscheidung:

Der Übergang der Rechte und Pflichten aus dem Versicherungsvertrag auf den neuen Geschäftsinhaber findet kraft Gesetzes (§ 151 Abs. 2 VVG.) statt. Es ist daher möglich, daß der geschäftliche Nachfolger durch die Veräußerung des Geschäftsbetriebes Versicherungsnehmer geworden ist, ganz unabhängig davon, ob die beklagte Versicherungsgesellschaft davon Kenntnis hatte oder nicht. Die Rechte, welche das Gesetz dem Versicherer verleiht, welcher von der Veräußerung keine Kenntnis hat, berühren nicht die rechtliche Wirkung des § 151 Abs. 2 VVG. Davon getrennt zu halten aber ist die Stellung, die dem Versicherer vom Gesetz im Falle der Veräußerung des geschäftlichen Betriebes des Versicherungsnehmers eingeräumt wird dann, wenn ein Versicherungsfall eintritt. Danach besteht gemäß § 71 VVG. eine Anzeigepflicht. Sie bildet eine Obliegenheit im Sinne des § 6 Abs. 1 VVG. Ihre Verletzung bewirkt deshalb die in § 71 VVG. bestimmte Rechtsfolge nicht, wenn sie unverschuldet ist. Die Beweislast, daß die Anzeige unverschuldet unterblieben ist, trifft den Versicherungsnehmer. (Reichsgerichtsbriefe.)

M i ß l a c k.

Zuschrift.

Zu den auf S. 396 des vorigen Jahrganges dieser Zeitschrift von Herrn Prof. Dischinger erhobenen Vorwürfen stelle ich fest, daß die dort erwähnte Preisarbeit in meinem Buche nur deshalb nicht benutzt worden ist, um einer weiteren Verwertung der für die Öffentlichkeit nahezu unzugänglichen Forschungsergebnisse durch ihren Verfasser nicht vorzugreifen, zumal diese Ergebnisse erfinderischen Charakter tragen. Selbstverständlich hatte ich nicht die Absicht, dadurch die Priorität der Preisarbeit in Frage zu stellen, die ja um mehrere Jahre älter ist als mein Buch.

Dr.-Ing. W. Flügge, Göttingen.

Herr Prof. Dr.-Ing. F. Dischinger, dem obige Zuschrift vorgelegt hat, verzichtet auf eine Stellungnahme.

Berichtigung.

In dem Aufsatz Grün-Köhler „Vergleichsprüfung der Abbindewärme von Zementen“ S. 231 ffd. Jahrg. sind die Unterschriften der Abb. 8 und 9 zu vertauschen.

BUCHBESPRECHUNGEN.

Terzaghi, K. v. und O. K. Fröblich: Theorie der Setzung von Tonschichten. Eine Einführung in die analytische Tonmechanik. Mit 100 Abb. Franz Deuticke, Leipzig und Wien 1936. VIII, 168 S. Preis geh. RM 12,—; geb. RM 14,40.

Das Buch behandelt das Problem der Setzung von Tonschichten rechnerisch. Im Hinblick auf das Fortschreiten der Baugrunderforschung auf diesem Gebiet in den letzten Jahren war sein Erscheinen notwendig geworden. Die Verfasser bringen aber die Theorie mit gewissen berechtigten Vorbehalten. — Bei der Besprechung der physikalischen und analytischen Grundlagen in der Tonmechanik wird die allmähliche Verfestigung von Tonschichten an einem grobmechanischen Modell erklärt. Bei der Mannigfaltigkeit der Vorgänge im Boden kann eine Rechnung nur näherungsweise erfolgen. Die Voraussetzungen und Vereinfachungen in der Theorie sind daher zu beachten. Immerhin leistet das theoretische Studium der Tonverfestigung wertvolle Dienste bei der Erklärung der Setzungserscheinungen und der Auffindung des Sitzes der Setzung. Durch die „Isochrone“ wird die Druckverteilung im Ton zu einem beliebigen Zeitpunkt dargestellt. Durch „Nullisochrone“ und „Endisochrone“ wird die „Lastfläche“ bestimmt als Maß für die zu erwartende Zusammendrückung bei der Verfestigung. Es folgt die Untersuchung der Tonverfestigung durch lotrecht gerichteten Strömungsdruck, durch Eigengewicht sowie bei Flach- und Pfahlgründungen. Die bisher gemachten Überlegungen führen zur Aufstellung der Grundsätze und Annahmen für den Rechnungsvorgang. Sehr wichtig ist hierbei die Annahme, daß die Entwässerung des Tones nur in lotrechter Richtung erfolgt. Für die Untersuchungen liegt damit nur ein eindimensionales Problem vor, bei dem als weitere Unbekannte die Zeitdauer hinzukommt. Durch diese vereinfachenden Annahmen wird eine Ähnlichkeit in der Gleichung für die bei der Tonverfestigung auftretende Porenwasserströmung nach Darcy und für die Wärmeströmung gefunden. Aus der „Lastfläche“, dem „spezifischen Porenwasserverlust“ und dem „Verfestigungsgrad“ ergibt sich die Gleichung für die Setzung einer Tonschicht. Die Auswertung

erfolgt zunächst durch Näherungslösung mit Auswertungstabellen und dann in „strenger“ Form, wobei der Begriff „streng“ mit Rücksicht auf die bei der Aufstellung der Grundgleichung gemachten vereinfachenden Annahmen eingegrenzt ist. Zum Schluß werden Anwendungen der Rechnung auf praktische Fälle gebracht. — Das in dem Buch bearbeitete Problem ist sehr verwickelt. Der Praktiker wird im allgemeinen nicht die Zeit haben, sich mit den Rechnungsgängen zu befassen. Er sollte sich aber vor allem die im ersten Abschnitt dargelegten Grundlagen vermitteln und sich durch Studium der Anwendungsbeispiele darüber unterrichten, was die Untersuchungen ergeben. Für die wissenschaftliche Baugrunderforschung liefert das Buch sehr wertvolle Anregungen und schafft die Grundlage, von der aus neben Versuch und Praxis die theoretische Behandlung der Fragen vorgenommen werden kann.

Dr.-Ing. H. Petermann, Hannover.

Bodenproben. Grundsätze für die Entnahme von Bodenproben. Einheitliche Benennung der Bodenarten und Aufstellung der Schichtenverzeichnisse. Eingeführt durch den Erlaß des Preußischen Finanzministers vom 31. Januar 1936 — V 13. Ta 1—7 Nr. 182 — Sonderdruck aus Zbl. Bauverw. vereinigt mit Z. Bauwes. Berlin; Wilhelm Ernst u. Sohn 1936. 6 S. mit 3 Anlagen. DIN A 4. Einzelpreis RM 0,60.

Der Erlaß enthält als Anlage A (entspricht DIN Vornorm 4021) die „Grundsätze für die Entnahme von Bodenproben“. Hier sind in den Vorbemerkungen die den neueren Erkenntnissen der Baugrunderforschung entsprechenden Forderungen niedergelegt. Es folgt eine Beschreibung der Aufschlußmöglichkeiten, der Geräte, der Arbeitsweise und der Behandlung entnommener Proben.

Die Anlage B (entspricht DIN Vornorm 4022) enthält „Einheitliche Benennung der Bodenarten und Aufstellung der Schichtenverzeichnisse“ (Bohrergebnisse). Ein klar ausgearbeiteter Vordruck ermöglicht einfache Aufschreibung der Ergebnisse. Eine Anlage gibt noch die „An-

weisungen für die Ausfüllung der Schichtenverzeichnisse (Bohrergebnisse)“ und die „Anweisung für die in den einzelnen Spalten anzuwendenden Benennungen“. Die Beachtung dieser Grundsätze bzw. der genannten DIN-Normen wird schon in den „Richtlinien für Bodenuntersuchungen“ der Deutschen Gesellschaft für Bauwesen empfohlen¹.

Dr.-Ing. H. Petermann, Hannover.

Anweisung für Mörtel und Beton (AMB). 2. amtliche Ausgabe 1936. Eingeführt mit Verfügung 82 Stimpz 131/RAB Br 1 St 31 vom 9. 5. 36. Zu beziehen vom Reichsbahnzentralamt für Rechnungswesen in Berlin, Hallesches Ufer. Preis RM 2,50.

Seit dem Erscheinen der 1. Ausgabe im Jahre 1928 sind mehrere für den Beton- und Eisenbetonbau wichtige Vorschriften und Normen eingeführt worden. Darin sind zahlreiche neue, grundlegende Erkenntnisse der Betonforschung ausgewertet worden. So brachte u. a. das Jahr 1932 Neuauflagen der Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton (DIN 1045 bis 1048) und der Deutschen Normen für Portlandzement, Eisenportlandzement und Hochofenzement (DIN 1164), das Jahr 1933 eine neue Ausgabe der Berechnungsgrundlagen für massive Brücken (DIN 1075) und 1935/1936 die Richtlinien für Fahrbahndecken der Reichsautobahnen.

Die neue Ausgabe der AMB ist in Anlehnung an diese Vorschriften von Grund auf neu bearbeitet worden. Um die Güte der Betonbauten noch zu steigern, mußten die bestehenden Vorschriften in einzelnen Punkten schärfer gefaßt und neue Grundlagen für den Aufbau und das Verarbeiten des Betons geschaffen werden. Z. B. werden jetzt beim Ermitteln der Mischungsverhältnisse die einzelnen Stoffe durchweg nach ihrem Gewicht und nicht mehr, wie bisher, nach Raummengen festgelegt. Die Zuschlagstoffe werden stets nach Körnungen getrennt zugegeben. Für wasserundurchlässigen Beton und Sichtflächenbeton sind neue Vorschriften gegeben. Ferner enthält die Anweisung neuartige Tafeln, aus denen man den ungefähren Stoffbedarf für die üblichen Mischungen unter Berücksichtigung von Sieblinie, Kornform und Steife ermitteln kann. Sie gestatten auch für eine bestimmte Festigkeit die ungefähre erforderliche Zementmenge oder bei einer bestimmten Zementmenge die etwa zu erwartende Festigkeit abzulesen.

Den Angaben der neuen Ausgabe liegen umfangreiche Versuche der Deutschen Reichsbahn zugrunde. Die neue Ausgabe wurde unter Mitwirkung von Vertretern der Technischen Hochschulen, staatlichen Materialprüfämtern, des Kaiser-Wilhelm-Instituts für Silikatforschung in Berlin-Dahlem und von Fachverbänden durchberaten. Bei der letzten Überarbeitung wurden entbehrliche Fremdwörter so weit wie möglich durch deutsche Bezeichnungen ersetzt, ebenfalls unter Heranziehung maßgebender Fachleute. So wurde z. B. in der Bezeichnung „hydraulische Bindemittel“ u. ä. das Wort „hydraulisch“, das ohnehin in der Technik schon für einen anderen Begriff verwendet wird, durch „wasserbindend“, ferner „Hydraulfaktoren“ durch „Wasserbindner“, „Wasserzementfaktor“ durch „Wasserzementverhältnis“ ersetzt. Auch lag der Entwurf dem Deutschen Sprachverein vor.

Die Anweisung ist ein zusammenhängendes Ganzes. Zur verständnisvollen Anwendung der einzelnen Vorschriften ist es deshalb nötig, sich mit dem ganzen Inhalt vertraut zu machen. Kommerell.

Probst, Erich: Handbuch der Betonindustrie. Praxis und Theorie der Herstellung von Betonwaren aller Art, Betonwerkstein und Kunststein. Mit 260 Abb. und 60 Tabellen. 4. völlig neu bearbeitete Auflage des „Handbuches der Zementwaren- und Kunststeinindustrie“. Halle a. S.: C. Marhold 1936. XII/816 S. 16 × 24 cm. Preis geh. RM 20,50, in Ganzleinen geb. RM 23,—.

Das stattliche Buch ist als Nachschlagebuch aufgebaut. Es enthält in sechs Abschnitten (Rohstoffe und Hilfsmittel, Beton, Betonwaren, Betonwerksteine und Verblendmassen, Terrazzo und Mosaik, künstliche Steine und plastische Massen) eine Fülle von Nachweisen und praktischen Erfahrungen. Wer mit der Herstellung von Betonsteinen zu tun hat, wird in diesem Buch viele Anregungen erhalten.

Im einzelnen sind allerdings nicht selten Angaben gemacht, die veraltet sind. Auch finden sich vielerlei Angaben über ausländische Erzeugnisse, die unvollständig sind. Das Buch wäre jedenfalls wirkungsvoller, wenn eine Beschränkung auf die in Deutschland erprobten Stoffe

¹ Vgl. Bauing. 16 (1936) S. 512.

und Verfahren durchgeführt worden wäre. Auch geht der Inhalt des Buches über den durch den Titel gegebenen Rahmen hinaus, z. B. im Abschnitt über Rammfähle, bei der Besprechung der Leime, Öle, Preßstoffe und dgl., insbesondere weil dabei ein tiefgehender Aufschluß in kleinem Rahmen nicht möglich ist. Schließlich wäre es erwünscht, die gewählten Begriffe und Bezeichnungen zu sichten. Es ist hier mancherlei aufgenommen, was mit den Vereinbarungen im Normenausschuß usw. nicht im Einklang steht. Beispielsweise sei auf Seite 20 ff. verwiesen.

Graf.

Bosselmann, H.: Die Entwicklung der Kaikrane im Hamburger Hafen bis zum Ausbruch des Weltkrieges unter besonderer Berücksichtigung ihrer wirtschaftlichen Auswirkung. Schriftenreihe der Fachgruppe für Geschichte der Technik beim Verein Deutscher Ingenieure. Mit 27 Abb. VDI-Verlag, Berlin 1935. VI/89 S. DIN A 5. Preis: brosch. RM 4,—.

Die Darstellung der Entwicklung eines Sondergebietes des Maschinenbaus an Hand der sich rasch steigenden Anforderungen, die die Bewältigung einer eng begrenzten Aufgabe — in diesem Falle des Stückgutumschlags im Hamburger Hafen — mit sich bringt, erscheint als eine glückliche Lösung für die Behandlungsweise des geschichtlichen Werdeganges einer bestimmten Maschinengattung überhaupt.

Ausgehend von den aus dem Mittelalter übernommenen hölzernen Hebelkränen, Haspelwinden und Tretradkränen, beschreibt der Verfasser ausführlich und lebendig die mit Beginn des 19. Jahrhunderts aufkommenden eisernen Kurbelkrane, deren Ablösung in den 60er Jahren durch die Einführung des Dampfbetriebes, insbesondere durch den damals entwickelten Brownschen Dampfkran, und die darauf in den 90er Jahren folgenden elektrisch angetriebenen Kaikranbauarten. Die wirtschaftliche Auswirkung dieses technischen Entwicklungsganges wird durch eine Zusammenstellung der Betriebs- und Kapitaldienstkosten bei den verschiedenen Entwicklungstypen vor Augen geführt.

Die Schrift gibt einen Begriff von dem fortschrittlichen, wagenden Geist, der die Hamburger Hafenverwaltung stets beseelte, in dem Bestreben, Hamburg gegenüber anderen Häfen leistungs- und wettbewerbsfähig zu erhalten. A. Vierling VDI, Hannover.

NEUERSCHEINUNGEN.

Schoszberger, H.: Luftschutz durch Stahl. Eine Untersuchung über die Anwendung von Stahl im bautechnischen Luftschutz. Heft 2 der Folge „Stahl überall“. 105 Abb. Düsseldorf (Stahlhof, Bastionstr. 39) 1936. 64 S. DIN A 5. Kostenlos zu beziehen. 250 Jahre Eisenhüttenwerke Thale (Harz). 1686—1936. Zahlreiche Abbildungen. 80 S. DIN A 4.

Das Deutsche Handwerk und seine soziale Lage. Heft 3. Ergebnis der Betriebsbesichtigungen. Herausgeber: Sozialabteilung und Referat. Statistik der Reichsbetriebsgemeinschaft Handwerk. 50 S. DIN A 4. Stand vom 1. Mai 1936.

Ruhrverband Essen. Jahresbericht 1935. 20 Abb. 12 S. DIN A 4.

Schaffendes Volk. Die Große Deutsche Ausstellung Düsseldorf-Schlageterstadt 1937. Werbeschrift. Mit 50 Abb. und 1 Lageplan. 50 S. 20 × 21 cm.

Holz als Treibstoff. Schrift 11 der Schriftenreihe der Arbeitsgemeinschaft Holz. Herausgegeben von dem Ausschuß für Technik in der Forstwirtschaft und der Arbeitsgemeinschaft Holz. Mit 12 Abb. 26 S. DIN A 4. Preis RM 0,50.

Verzeichnis der in Deutschland bestehenden Holztankstellen. Mit einer Karte des Holztankstellennetzes. Bearbeitet und herausgegeben von der Arbeitsgemeinschaft Holz. Beiheft zu Schrift 11 der Schriftenreihe der Arbeitsgemeinschaft Holz. Mai 1936. 135 S. DIN A 4. Preis RM 0,90.

Beide Schriften zu beziehen von der Arbeitsgemeinschaft Holz, Berlin W 35, Groß-Admiral von Köster-Ufer 21.

Wasserbauliche Mitteilungen des kgl. ungar. Ackerbauministeriums Budapest. Ungarisch. 19 × 26 cm. Mit einer Zusammenfassung in deutscher und andern Sprachen. Heft 4 (Oktober-Dezember). 1935. 168 S. mit zahlr. Abb.

PATENTBERICHTE.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 25 vom 18. Juni 1936 und von demselben Tage an im Reichspatentamt ausgelegt.

Kl. 5 b, Gr. 41/30. I. 78 161. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck. Abraumförderbrücke. 16. IV. 31.

Kl. 5 c, Gr. 9/10. St 48 736. Max Stern, Essen. Grubenausbau aus ineinandergefügten und an den Stoßstellen durch Muffen zusammengehaltenen I-förmigen Profileisen-Segmenten. 19. XII. 31.

Kl. 19 a, Gr. 18. H 131 832. August Hahmann u. August Henkes, Hannover. Stoßverbindung von Eisenbahnschienen mit einer die

Schienenenden beiderseits der Stoßlücke stützenden Feder. 19. V. 32.

Kl. 19 f, Gr. 1. M 121 443. Malcolm McAlpine, London; Vertr.: Dipl.-Ing. Dr. D. Landenberger u. Dipl.-Ing. F. Hahn, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Verfahren zum Bauen und Verstärken der Wände von Tunnels, Stollen und ähnlichen Anlagen. 20. X. 32. Großbritannien 19. XI. 31.

Kl. 20 g, Gr. 4. M 131 724. Louis Lucian Marjollet, Paris; Vertr.: Dipl.-Ing. C. Clemente, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Transportwagen zur Kreisbeförderung von Schienenfahrzeugen oder anderen Fahrzeugen. 30. VII. 35. Frankreich 2. VIII. 34 u. 1. VI. 35.

- Kl. 20 i, Gr. 1. V 31 738. Vereinigte Eisenbahn-Signalwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Stelleinrichtung für Gleissperrsignale. 10. IV. 35.
- Kl. 20 i, Gr. 1. V 32 050. Vereinigte Eisenbahn-Signalwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Mechanisches Stellwerk; Zus. z. Pat. 622 803. 13. VIII. 35.
- Kl. 20 i, Gr. 4/05. O 21 728. Oberbau G. m. b. H., Frankfurt a. M., und Otto Jüdel, Bad Nauheim. Weichen mit durch das Herzstück durchlaufenden Federzungen; Zus. z. Pat. 617 607. 19. III. 35.
- Kl. 20 i, Gr. 4/05. O 22 007. Oberbau G. m. b. H., Frankfurt a. M. und Otto Jüdel, Bad Nauheim. Stellvorrichtung für auflegbare Kletterweichen; Zus. z. Anm. O 21 728. 19. III. 35.
- Kl. 20 i, Gr. 5/01. V 31 574. Joseph Vögele Akt.-Ges., Mannheim. Gehäuse für den Spitzenverschluß von aufschneidbaren Weichen; Zus. z. Pat. 602 449. 18. II. 35.
- Kl. 20 i, Gr. 35/01. F 79 112. Forges & Ateliers der Constructions Electriques de Jeumont S. A., Paris; Vertr.: Dipl.-Ing. E. Prinz, Pat.-Anw., Berlin-Charlottenburg. Einrichtung zur Wiedergabe von Streckenmarken, insbesondere von Signalen, auf fahrenden Lokomotiven. 29. III. 35. Frankreich 14. IX. 34.
- Kl. 20 i, Gr. 39. N 34 926. Naamlooze Venootschap Machinerieën-en Apparaten Fabrieken, Utrecht, Niederlande; Vertr.: Dr. G. Weissenberger, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Lampenwechsel-einrichtung für Überwegsignale. 21. II. 33.
- Kl. 20 k, Gr. 9/02. A 76 707. Aktiengesellschaft Brown, Boveri & Cie., Baden, Schweiz; Vertr.: Dr. H. Wirth, Rechtsanwalt, Berlin W 50. Flachkettenaufhängung von Fahrdrähten elektrischer Bahnen. 1. VIII. 35.
- Kl. 37 b, Gr. 3/03. P 69 081. Karl Prätorius, Dresden-Tolkewitz. Deckenbalken; Zus. z. Pat. 592 524. 7. III. 34.
- Kl. 37 c, Gr. 9/02. B 165 605. André Boudarel, Firminy, Loire, Frankreich; Vertr.: M. Abrahamsohn, Pat.-Anw., Berlin-Neutempelhof. Verschaltung zur Herstellung von Betontreppen. 25. IV. 34. Frankreich 30. I. 34.
- Kl. 80 a, Gr. 47/01. B 163 197. Blank & Stoll, Meck. Holzwarenfabrik, Calw, Württ. Verfahren zum Herstellen von Holzwollebauplatten. 18. XI. 33.
- Kl. 80 a, Gr. 51. St 52 920. Stauß & Ruff Akt.-Ges., Cottbus. Vorrichtung zum Umpressen der Kreuzungsstellen eines Drahtgewebes- oder geflechtes mit Ton, Zement oder irgendeiner anderen bildsamen Masse. 14. XII. 34.
- Kl. 80 b, Gr. 5/04. P 71 839. E. Pfaffmann, Velbert, Rhld. Bindemittel aus kohlen-saurem Kalk und Schlacke. 20. IX. 35.
- Kl. 81 c, Gr. 26/02. W 94 132. Hermann Wiemann & Co., Gevelsberg. Schutz von blanken Metallteilen, insbesondere in Neubauten. 17. IV. 34.
- Kl. 81 e, Gr. 22. E 46 534. Gebr. Eyckhoff Maschinenfabrik und Eisen-gießerei, Bochum. Verbindung für die Schüsse von Kratzerförderrinnen mit übereinander angeordneten Förder- und Rücklauftrum. 4. II. 35.
- Kl. 84 c, Gr. 2. H 136 274. Philipp Holzmann Akt.-Ges., Frankfurt a. M. Im Boden verbleibendes Vortreibrohr zur Herstellung von Ortpfählen aus Beton unter Wasser. 18. V. 33.
- Kl. 84 c, Gr. 4. D 70 109. „Delmag“ Deutsche Elektromaschinen & Motorenbau-Akt.-Ges., Eßlingen a. N. Als Kraftmaschine betriebene Ramme. 9. IV. 35.
- Kl. 84 d, Gr. 2. M 124 030. Maschinenfabrik Buckau R. Wolf Akt.-Ges., Magdeburg. Beschleunigungsfreier Turasantrieb für die Eimerkette von Eimerkettenbaggern. 2. VI. 33.
- Kl. 85 c, Gr. 3/01. Sch 103 080. Paul Schramm, Michelbach, Nassau. Vorrichtung zur biologischen Abwasserreinigung. 3. I. 34.
- Kl. 80 a, Gr. 47/20. V 31 555. Wilhelm Virk, Bremen, und Willy Fuchs, Bad Warmbrunn, Schles. Verfahren zum Herstellen von Röhren und Platten mit kreuzstreifiger Mantelwicklung aus Faserstoffen und hydraulischen oder sonstigen Bindemitteln. 9. II. 35.
- Kl. 80 b, Gr. 17/05. Sch 106 927. Gertrude Schließ, geb. Winkler, Berlin-Wilmersdorf. Verfahren zur Herstellung farbiger Platten aus Gemischen von hydraulischen Bindemitteln und Faserstoffen. 26. IV. 35.
- Kl. 81 e, Gr. 22. D 67 534. Demag Akt.-Ges., Dnisburg. Kratzförderer. 16. II. 34.
- Kl. 84 c, Gr. 2. R 90 786. Giovanni Rodio, Mailand, Italien; Vertr.: Dr. G. Lotterhos u. Dr. M. Eule, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Verfahren zur Herstellung von Preßbetonpfählen; Zus. z. Pat. 631 557. 9. VI. 34.
- Kl. 84 c, Gr. 2. S 87 499. Société Anonyme d'Ougrée-Marilhay, Ougrée-lez-Liège, Belgien; Vertr.: Dr. G. Weissenberger, Dipl.-Ing. M. Schulte-Kemminghausen, Dipl.-Ing. E. Heilmann, Dipl.-Ing. W. Langewiesche, Dipl.-Ing. F. Mathes u. Dipl.-Ing. K. Brose, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Wellenförmige Spundwand aus U-förmigen Bohlen. 22. IX. 28. Frankreich 29. II. 28.
- Kl. 84 c, Gr. 4. D 69 291. „Delmag“, Deutsche Elektromaschinen- & Motoren-Bau-Akt.-Ges., Eßlingen a. N. Pfahlramme mit auf dem Pfahl sich abstützendem Kolben und mit als Rammbar wirkendem Zylinder. 6. XII. 34.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 27 vom 2. Juli 1936 und von demselben Tage an im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 4 c, Gr. 38. B 173 325. Bamag-Meguini Akt.-Ges., Berlin. Vorrichtung zum Anzeigen eines zu geringen Wasserstands in den Tassen von Teleskopgasbehältern. 11. III. 36.
- Kl. 19 a, Gr. 11. B 167 671. Bochumer Verein für Gußstahlfabrikation Akt.-Ges., Bochum. Schienenbefestigung mit über dem Schienenfuß angeordneter Druckschraube. 19. XI. 34.
- Kl. 19 a, Gr. 21. I 52 674. International Latex Processes, Limited, St. Peter Port, Guernsey, Channel Islands; Vertr.: S. Goldberg, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Unterbettung für Straßenbahn- und ähnliche Schienen. 29. VI. 35. Italien 24. VII. 34.
- Kl. 19 a, Gr. 30/02. Sch 98 817. August Scheuchzer, Renens, Schweiz; Vertr.: Dipl.-Ing. A. Kuhn, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Fahrbares Gerät zum Verdichten der Bettung unter Bahnschwellen. 7. IX. 32. Schweiz 8. IX. 31 und 15. VIII. 32.
- Kl. 19 c, Gr. 9/20. W 89 370. Hans Waldvogel, Wollerau, Wylen, Schweiz; Vertr.: E. Lamberts, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Vorrichtung zum Verdichten von Beton oder ähnlichen Baustoffen für Straßendecken; Zus. z. Pat. 560 594. 2. VII. 32.
- Kl. 20 h, Gr. 5. F 79 766. Karl Frese u. Heinrich Schnell, Witten. Vorrichtung zum Bremsen von Schienenfahrzeugen. 6. VIII. 35.
- Kl. 20 i, Gr. 4/02. V 27 685. Vereinigte Stahlwerke Akt.-Ges., Düsseldorf. Verfahren zur Herstellung von überhöhten Flügel- oder Knieschienen für Herzstücke in Weichen und Schienenkreuzungen. 7. I. 32.
- Kl. 20 i, Gr. 31. V 31 902. Vereinigte Eisenbahn-Signalwerke, Berlin-Siemensstadt. Kontakteinrichtung für Radtaster; Zus. z. Pat. 566 458. 7. VI. 35.
- Kl. 37 b, Gr. 5/01. F 77 210. Hermann Fuchs, Berlin-Tegel. Verbindung von Tragwerkhölzern. 2. III. 34.
- Kl. 37 b, Gr. 6. M 121 767. Johann-Hinrich Müller, Altona-Groß-Flottbek. Isolierbaumatte. 14. XI. 32.
- Kl. 37 c, Gr. 10/01. M 104 426. Vereinigte Deutsche Metallwerke Akt.-Ges., Einsal b. Altena. Dachrohr oder Dachrinne aus Kupfer oder einer hochkupferhaltigen Legierung. 16. IV. 28.
- Kl. 67 a, Gr. 14. K 134 847. Nikolaus Krings, Aachen. Vorrichtung zum Scharieren von Steinen. 21. VI. 33.
- Kl. 80 b, Gr. 12/01. K 140 262. Keramchemie-Berggarten G. m. b. H., Siershahn, Westerwald. Verfahren zur Entgasung und Verdichtung keramischer Massen. 7. XII. 35.
- Kl. 80 d, Gr. 1. H 134 772. Fa. Gebrüder Heller, Schmalkalden. Steinbohrer. 20. V. 35.
- Kl. 81 e, Gr. 127. Sch 105 987. Schenck & Liebe-Harkort Akt.-Ges., Düsseldorf, u. Hermann Hellberg, Halle, Saale. Verbindungsförderer zwischen Abwurfgerät und Baggern. 9. I. 35.
- Kl. 84 c, Gr. 2. S 115 549. Nikolaus Spieß, Mannheim. Sicherungsvorrichtung bei einem Vortreibrohr zur Herstellung von Preßbetonpfählen. 28. IX. 34.
- Kl. 84 c, Gr. 4. K 137 791. Fritz Kruse, Berlin-Steglitz. Freifallramme für Spundbohlen und Pfähle. 30. IV. 35.
- Kl. 85 e, Gr. 4. M 130 925. Josef Möhrung, Köln-Brück. Reinigungseinrichtung der Wandung einer dem Entschlammern von Abwässern dienenden Siebtrommel. 4. V. 35.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 26 vom 25. Juni 1936 und von demselben Tage an im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 5 c, Gr. 10/01. B 167 691. August Brockmann, Dortmund. Hebelartige Lüftvorrichtung für Grubenstempel; Zus. z. Pat. 614 098. 20. XI. 34.
- Kl. 19 a, Gr. 19. Sch 100 504. Karl Schellig, Berlin-Charlottenburg. Schienenstoßverbindung mittels Laschen und eines durch Aussparungen der Laschen unterhalb der Stoßfuge eingetriebenen Keils. 23. II. 33.
- Kl. 19 a, Gr. 19. Sch 102 440. Karl Schellig, Berlin-Charlottenburg. Schienenstoßverbindung; Zus. z. Pat. 588 585. 18. X. 33.
- Kl. 37 a, Gr. 4. B 166 424. Leo Bloch, Budapest; Vertr.: Dr. G. Döllner, E. Maemcke, Dr. W. Kühl u. Dipl.-Ing. M. Ruffle, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Freitragende Scheidewand aus Steinen und mit lotrechten Bewehrungseisen. 4. VIII. 34. Ungarn 7. VIII. 33.
- Kl. 37 c, Gr. 11/01. O 21 295. Karl-Adolf Oesterheld, Eichwiede b. Wunsdorf i. Hann. Kappe zum Schutz der Befestigungsbolzen von Dachplatten gegen Witterungseinflüsse. 26. V. 34.