

DIE EINGESPANNTEN STAHLBÖGEN DER STOCKHOLMER WESTBRÜCKE ÜBER DEN MÄLARSEE.

Von Dr.-Ing. D. Fuchs, Dortmund.

Am 20. November 1935 übergab S. M. der König von Schweden die Stockholmer Westbrücke feierlich dem Verkehr. Damit ist ein Bauwerk vollendet, an dessen Gestaltung die Fachwelt des In- und Auslandes von Anfang an lebhaften Anteil genommen hat. Mit besonderem Erfolg beteiligten sich deutsche Ingenieure und Architekten an dem der Ausführung vorausgehenden internationalen Wettbewerb 1929—30. Der von der Brückenbauabteilung der Hafenverwaltung Stockholm aufgestellte Ausführungsentwurf (vgl. Abb. 1) ist hinsichtlich Konstruktion und Bauausführung schon an anderer Stelle beschrieben worden¹. Im folgenden sollen einige wichtige die Bogenhauptträger betreffende Fragen wie Systemwahl, Formgebung, Berechnung, Vorspannung und Ausrüstung behandelt werden².

1. Systemwahl.

Erstens hatte der Wettbewerb³ eine eindeutige Entscheidung über die Trägerform gebracht: Zwei ungleiche Bogen unter der Fahrbahn. Diese Lösung ist naturgegeben, da der Felsboden des Mälarsees an dieser Stelle eine kleinere und eine größere Mulde bildet, zwischen denen eine Felskuppe, die für einen Zwischenpfeiler wie geschaffen ist, bis nahe unter den Wasserspiegel emporragt. Der endgültige Pfeiler kam noch mehr auf den Abhang zur Hauptmulde zu stehen, wodurch die Stützweite des großen Bogens gegenüber den preisgekrönten Entwürfen noch etwas, nämlich auf 204 m verkleinert werden konnte.

Zweitens war eine Stahlbrücke billiger als eine solche aus Stampfbeton, Eisenbeton oder steif bewehrtem Beton.

In der Frage nach dem zweckmäßigen Bogensystem — ob 0-, 1-, 2- oder 3-Gelenkbogen — hat das Preisgericht durch die Prämierung eines Dreigelenkbogenentwurfes an erster Stelle die Entscheidung nicht vorweggenommen, vielmehr den weiteren Untersuchungen durch Hinweis auf die wichtige Frage der Bogensteifigkeit bereits eine andere Richtung gewiesen. Einer der preisgekrönten Entwurfsverfasser⁴ hatte als einziger die Zusatzspan-

nungen infolge der Bogenverformung berücksichtigt. Er fand, daß bei seinem eingespannten Betonbogen das Scheitelmoment aus Verkehrslast tatsächlich um 42% und die Durchbiegung um 46% größer ist als nach der klassischen Berechnungsweise mit unverformter Bogenachse. Die rechnerische Nachprüfung der prämierten Stahlbogenentwürfe hat nun ergeben, daß sie keine genügende Stabilität in der lotrechten Ebene aufwiesen und daher verstärkt werden mußten. Durch Vergrößerung der Bogenhöhen war die nötige Steifigkeit am besten zu gewinnen.

Bei einem Dreigelenkbogen sind die Zusatzspannungen durch Verformung am größten — die Biegelinie ist geknickt und durch

die Fesselung der Stützlinie in den Gelenken ist kein Ausgleich möglich —, beim Nullgelenkbogen am kleinsten. Allgemeine Beiträge zur Klärung dieser Frage lieferten in letzter Zeit Kasarnowsky⁵ und Fritz⁶, beide angeregt durch die Mälarseebrücke, der auch alle Zahlenbeispiele angepaßt sind. Fritz hat alle vier Bogensysteme theoretisch und zahlenmäßig miteinander verglichen.

Der Vorteil des gelenklosen Bogens — größte Steifigkeit — ist andererseits ein Nachteil hinsichtlich der Temperaturänderungen. Hier kehrt sich die Rangordnung um⁷. Jedoch ist bei den in Frage stehenden weitgespannten und verhältnismäßig schlanken Bogen dieser Einfluß nicht allzu groß, wie der Spannungsnachweis in Tab. 1 zeigt.

Zum Vorteil der größeren Bogensteifigkeit kommt hinzu die in der statischen Unbestimmtheit begründete hohe Spannungsreserve und nicht zuletzt der Umstand, daß überhaupt beim eingespannten Bogen — auch ohne Verformung — die Momentenflächen aus Verkehr (Abb. 2) am kleinsten sind.

Aus den angeführten technisch-wirtschaftlichen Gründen, denen schönheitliche Erwägungen zur Seite standen, wurden vollkommen gelenklose Bogen zur Ausführung bestimmt, ähnlich

⁵ Kasarnowsky: Beitrag zur Theorie weitgespannter Brückenbogen mit Kämpfergelenken. *Stahlbau* 4 (1931) S. 61.

⁶ Fritz: Theorie und Berechnung vollwandiger Bogenträger bei Berücksichtigung des Einflusses der Systemverformung. Berlin: Julius Springer 1934. — Hier findet sich auch ein vollständigeres Verzeichnis der in Frage kommenden Literatur.

⁷ Die von Fritz getroffene Feststellung, daß der achsverformende Einfluß der Temperatur und die dadurch entstehenden Zusatzspannungen beim Dreigelenkbogen von größerer Bedeutung sind als bei den statisch unbestimmten Systemen, mildert die Umkehrung, hebt sie jedoch nicht auf, da dies nur für die Zusatzspannungen gilt. Die Grundspannungen ohne Verformung sind natürlich beim Dreigelenkbogen Null, beim eingespannten Bogen am größten.

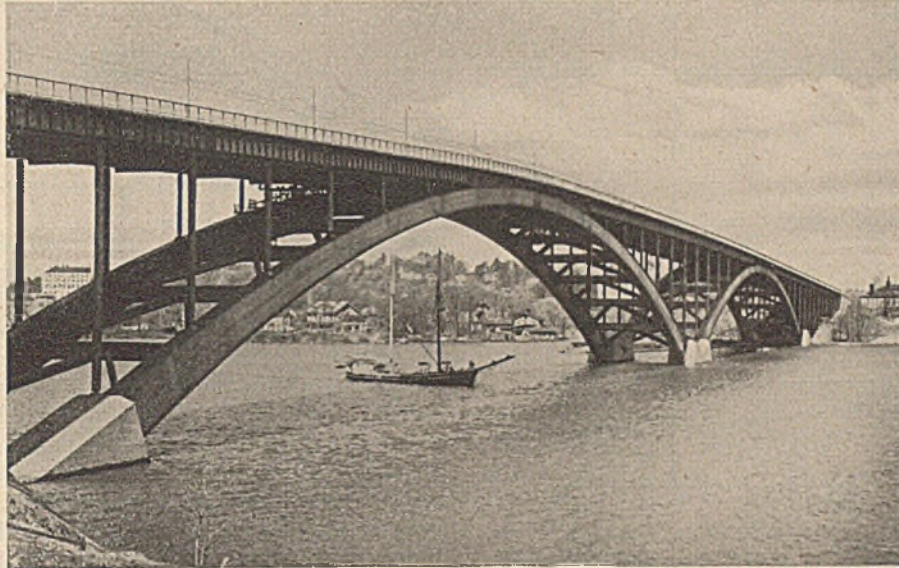


Abb. 1. Ansicht der fertigen Brücke.

¹ Nilsson: Eine neue Straßenbrücke über den Mälarsee in Stockholm. *Bautechn.* 12 (1934) S. 507.

² Die Bogenberechnung wurde unter Leitung des Herrn Ing. S. Kasarnowsky (Hafenbauamt Stockholm) vom Verfasser in Stockholm durchgeführt. Ihm und dem Oberingenieur der Brückenabteilung, Herrn Maj. E. Nilsson sei an dieser Stelle für die großzügige Unterstützung und die Erlaubnis zur Veröffentlichung herzlich gedankt.

³ Vgl. die Berichte von Gaber, *Zbl. Bauverw.* 50 (1930) S. 883, und von Kollmar, *Bautechn.* 8 (1930) S. 661.

⁴ Färber: Stahl u. Beton im Wettbewerb bei der Stockholmer Westbrücke über den Mälarsee. *Beton u. Eisen* 1931 H. 12 S. 217.

dem an 2. Stelle preisgekrönten Entwurf von Prof. G a b e r, jedoch ohne Scheitelgelenk im großen Bogen. Die Verspannung im Fels ist billig, da das Zwischenglied, die Pfeiler, einfach zu gründen waren. Ferner wurden ebenfalls zwei Hauptträger gewählt.

Die ausgeführten Bogen haben folgende Hauptabmessungen:

	Großer Bogen	Kleiner Bogen
Stützweite l	204 m	168 m
Pfeilhöhe f	24,65 m	20,30 m
Pfeilverhältnis f/l	1/8,3	1/8,3
Scheitelhöhe h_s	2,5 m	2,0 m
Kämpferhöhe h_k	4,6 m	4,0 m
Abstand der Kämpferlager	3,55 m	3,0 m

Den Verlauf der I und F im großen Bogen veranschaulicht Abb. 2.

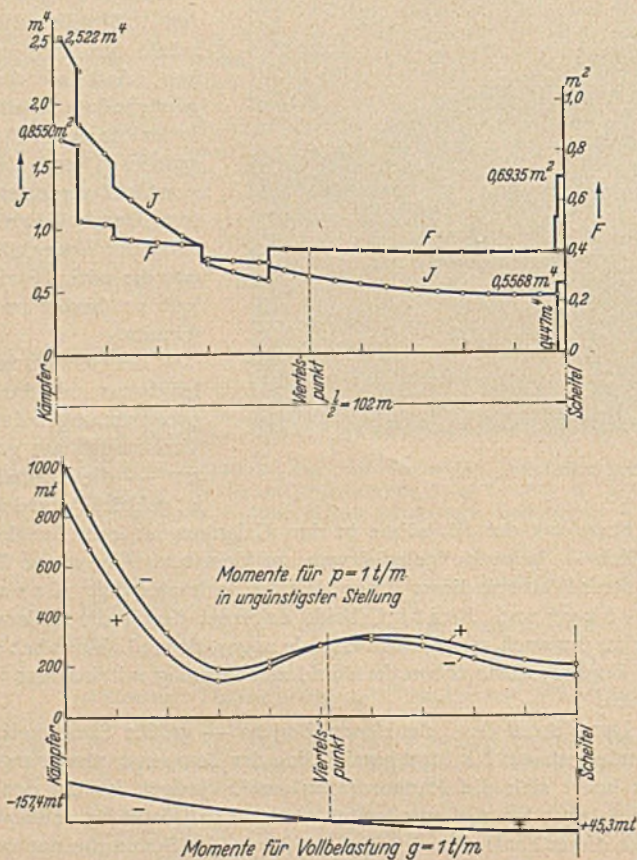


Abb. 2. Querschnittsflächen, Trägheitsmomente und Momentenflächen des 204 m-Bogens.

2. Formgebung, Vorspannung, Unterhöhung.

Die Bögen sind nach der quadratischen Parabel geformt. Die Bogenachse kann also nie genau mit der Stützlinie für g oder für $g + p/2$ übereinstimmen. Die ständige Hauptträgerbelastung des 204 m-Bogens schwilt — von örtlichen Unregelmäßigkeiten abgesehen — ungefähr von $g_s = 17 t/m$ im Scheitel bis zu $g_k = 20 t/m$ im Kämpfer an. (Die Verkehrslast beträgt etwa $p = 5,6 t/m$. Ein Stoßzuschlag war nicht zu berücksichtigen.) Die Zunahme ist also nicht sehr erheblich. Außerdem ist im Scheitel auf rd. 55 m Länge die Fahrbahn um $0,3 t/m$ schwerer gemacht, um die Zugkräfte im oberen Kämpferlager zu verringern. Auf besondere Feinheiten in der Festlegung der Bogenachse, wie sie beim Massivbogen üblich und notwendig sind, konnte um so mehr verzichtet werden, als die Spannungsverhältnisse durch die Art der Vorspannung viel zuverlässiger reguliert wurden.

Beim eingespannten parabolischen Bogen liegt bekanntlich die Stützlinie für gleichmäßig verteilte Belastung infolge der Bogen-

verkürzung im Kämpfer unter der Achse, im Scheitel darüber (Linie a, Abb. 3), oder: M_k ist negativ, M_s positiv. Dementsprechend sind infolge Verkehrslast im Kämpfer die negativen Momente die absolut größten, im Scheitel die positiven (Abb. 2). Bei symmetrischem, z. B. massivem Querschnitt kann also nur in einer Randfaser die zulässige Druckspannung ausgenutzt werden. Durch unsymmetrische Querschnittsausbildung erhält man eine bessere Ausnutzung, da sich dann Achse und Stützlinie nähern. Will man jedoch bei symmetrischen Querschnitten eine bessere Materialausnutzung erzielen, so muß der Stützlinie für ständige Last ein Verlauf aufgezwungen werden, der dem natürlichen entgegengesetzt ist (Linie b, Abb. 3). Der letztere Weg wurde hier ein-



Abb. 3. Natürliche und künstliche Stützlinie des eingespannten Bogens.

geschlagen. Breite, Dicke und Anzahl der oberen durchgehenden Kopfplatten und der unteren längsgeteilten Gurtplatten (Abb. 11 c) sind so aufeinander abgestimmt, daß Schwerachse und Mittellinie ungefähr zusammenfallen.

Für die Durchführung der genannten Stützlinienregulierung kam nur das erste Baustadium, die Bogenmontage, in Frage, bei welcher erst ein Teil, nämlich rd. 28% der ganzen ständigen Last vorhanden ist. Bei dieser geringen Belastung werden die zur Erreichung der gewünschten Endwirkung nötigen Scheitel- und Kämpferexzentrizitäten recht erheblich. Unter Mitberücksichtigung konstruktiver Gesichtspunkte werde im Scheitel der Durchgangspunkt für die Stützlinie aus Bogeneigengewicht mit Windverband durch ein Montagegelenk $0,5 m$ unter der Bogenachse festgelegt ($0,57 m$ beim kleinen Bogen), vgl. b_s in Abb. 3. Für die Lage der Stützlinie im Kämpfer wurde die Bedingung aufgestellt, daß die durch Anker aufzunehmenden Zugkräfte im oberen Lager bei ungünstigster Zusatzbelastung durch Temperatur und Wind $550 t$ nicht überschreiten sollen. Die Spannungen in den dafür vorgesehenen acht Ankern aus St 52 von $76 mm$ Kerndurchmesser sind mit rund $1400 kg/cm^2$ absichtlich niedrig gehalten, da kleine Veränderungen im Kräftespiel gerade auf die Zugkräfte von starkem Einfluß sind und da bei zu nachgiebigen Ankern die Rechnungsannahme starrer Einspannung nicht mehr genügend genau zutrifft. Die getroffene Festsetzung ergab, daß nach dem Freisetzen des Bogens im exzentrischen Scheitelgelenk ein Horizontalschub von $1210 t$ wirken muß, wodurch die Kämpferreaktion um $b_k = 2,24 m$ über der Achse, d. i. noch $0,47 m$ über dem oberen Kämpferlager liegt (Abb. 11 a, Zustand C). $H = 1210 t$, $M_k = + 2996 tm$, $M_s = - 594 tm$. Beim „natürlichen“ d. h. durch einfaches Ablassen vom festen Gerüst ausgerüsteten Nullgelenkbogen würde $H = 1004 t$, $M_k = - 1240 tm$, $M_s = + 256 tm$, infolgedessen Exzentrizitäten $a_k = 1,06 m$ und $a_s = 0,26 m$ eintreten. Die Vorspannung besteht also in einem durch die Belastung nicht begründeten zusätzlichen Bogenschub von $\Delta H = 206 t$ und zusätzlichen Momenten $\Delta M_k = + 4236 tm$, $\Delta M_s = - 850 tm$.

Wie dieser Zustand auf der Baustelle hergestellt wurde, wird später gezeigt. Zunächst sei noch angeführt, wie sich die Vorspannung auf die spannungslose Form der Bögen in der Werkstatt auswirkte. Der Bogen soll im Endzustand unter ständiger Last die der Berechnung zugrunde gelegte Parabelform besitzen. Da nun der zusätzliche Bogenschub von $206 t$ eine Hebung des Scheitels infolge gesamter ständiger Last um $195 mm$ bewirkt, so muß statt der üblichen Überhöhung der Bogenscheitel um $195 mm$ u n t e r h ö h t werden (Abb. 4), ferner müssen die Bogenpunkte im Unterhöhungsnetz waagrecht nach dem Scheitel zu versetzt werden, damit die Scheitelenden richtig zusammenkommen.

Die Berechnungsabschnitte für ständige Last der Fahrbahn,

Verkehrslast, Temperatur und Wind bieten nichts Außergewöhnliches, da zunächst mit der klassischen Rechnungsannahme (undeformierte Achse) zu Ende geführt. Die charakteristischen Ergeb-

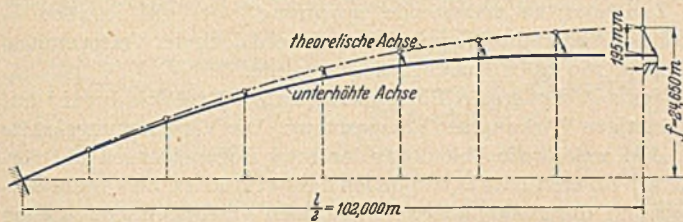


Abb. 4. Unterhöhung des 204 m-Bogens.

nisse für Kämpfer und Scheitel des 204 m-Bogens enthält die folgende Tab. I.

Tab. I. Auszug aus dem Spannungsnachweis des

Belastungsfall			Kämpfer				Scheitel			
			Achsmoment M tm	Normalkraft N t	Lagerkraft		Achsmoment M tm	Normalkraft N t	Randspannungen	
					O t	U t			σ_o kg/cm ²	σ_u kg/cm ²
I $\sigma_{zul} = 1800$	Ständ. Last g	1. Teil: Bogen + Windv.	+ 2996	- 1336	- 1512	+ 176	- 594	- 1210	- 143	- 468
		2. Teil: Fahrbahn	- 2415	- 2936	- 788	- 2148	+ 665	- 2633	- 851	- 487
		1. + 2. Teil = g Unsicherh. $\pm 0,015 \cdot Hg$	+ 581 ± 438	- 4276 —	- 2300 ∓ 123	- 1972 ± 123	+ 71 ∓ 9	- 3843 —	- 994 —	- 955 —
	Verkehrslast p	+ 4739 - 5738	- 833 — 380	- 1751 + 1427	+ 919 - 1807	+ 1306 - 835	- 582 - 538	- 509	—	- 363
	Temperatur $t/2 = \pm 17,5^\circ$	± 1345	∓ 65	∓ 412	∓ 346	∓ 432	∓ 72	- 99	—	- 133
ΣI			+ 7103 - 6940	- 5170 - 4587	- 4586 - 339	- 584 - 4249	+ 1809 - 1196	- 4353 - 4453	- 1605	- 1453
	II	Temperatur $t/2 = \pm 17,5^\circ$	± 1345	∓ 65	∓ 412	∓ 346	∓ 423	∓ 72	- 99	- 133
$\sigma_{zul} = 2250$		Wind w	∓ 698	± 484	± 439	± 45	∓ 165	∓ 70	- 28	- 63
	$\Sigma I + II$		+ 9146 + 7750 - 8983 - 7587	- 5719 - 4751 - 4038 - 5006	- 5436 + 511	— 193	+ 2397	- 4211	- 1732	- 1649



204 m-Bogens ohne Verformungseinfluß.

F = 3947 cm²
W_o = 361 200 cm³ (ohne Verstärkung)
W_u = 368 500 cm³

Als Ergebnis der künstlichen Vorspannung sind die oberen Lagerkräfte im Kämpfer und die oberen Randspannungen zwischen Kämpfer und Viertelpunkt absolut größer als die unteren. Im Scheitel hat die Montageexzentrizität nicht genügt, um zu verhindern, daß die oberen Druckspannungen größer werden als die unteren. Beim kleinen Bogen ist dies vollständiger gelungen.

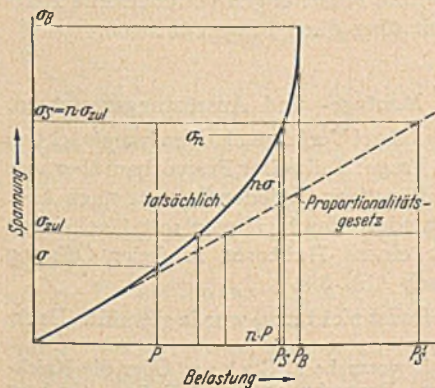


Abb. 5. Spannungsverlauf beim exzentrisch belasteten Druckstab.

3. Einfluß der Achsverformung.

Die Spannungszustände exzentrisch gedrückter, gerader oder gekrümmter Stäbe sind durch das Aufhören der Proportionalität zwischen Belastung einerseits und Spannung und Ausbiegung andererseits gekennzeichnet (Abb. 5).

Denn die ständige Last steigert sich nie auf das n-fache, wie dies bei Verkehrs- und anderen zufälligen Belastungen der Fall sein kann. Die Rechnung mit „Grenzkraften“ müßte also eigentlich für g, p, t... verschiedene Steigerungsfaktoren enthalten, wie dies Mayer in einer 1926 veröffentlichten Studie dargelegt hat⁸. Eine Zergliederung der Einzelwirkungen nach verschiedenen Wahrscheinlichkeitsgraden bereitet jedoch vorläufig noch erhebliche Schwierigkeiten verschiedener Art, so daß die alle möglichen, außerhalb der Belastung liegenden Unsicherheiten durch gleichmäßige Belastungssteigerung in Bausch und Bogen mitberücksichtigende Sicherheitsrechnung üblicher Art beibehalten wurde⁹.

Eine solche außerhalb der Belastungen liegende Unsicherheit wurde übrigens doch getrennt nachgewiesen und in den Spannungsnachweis mit einbezogen: Ein möglicher Fehler bei der künstlichen Vorspannung, angesetzt mit $\pm 1,5\%$ des künstlichen Bogenschubs von 1210 t (900 t beim kleinen Bogen) nach dem Freisetzen.

Untersucht wurden nun zwei typische Belastungsfälle: Halb-

⁸ Mayer, Max: Die Sicherheit der Bauwerke und ihre Berechnung nach Grenzkraften anstatt nach zulässigen Spannungen. Berlin: Julius Springer 1926.

⁹ Glaser: Die Sicherheit von Bogenbrücken aus Beton und aus Stahl. Bautechn. 13 (1935) S. 646 steigert nur die Verkehrslast.

seitige Verkehrslast nach Abb. 6 mit Temperaturänderung (ungünstig für die Kämpfer und Viertelpunkte) und symmetrische Scheitelbelastung auf 0,4facher Länge nach Abb. 7 mit Temperaturerniedrigung (ungünstig für den Scheitel). Der Gang der Berechnung ist bekannt: Im 1. Rechnungsgang werden nach der klassi-

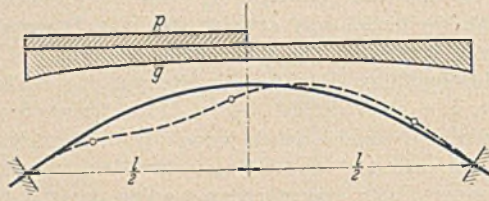


Abb. 6. Halbseitige Belastung.

schen Methode der unverformten Achse die Momente und Durchbiegungen bestimmt. Im 2. Rechnungsgang werden an der deformierten Achse die Überzähligen, Momente und Durchbiegungen neu ermittelt. Streng genommen muß die Rechnung so oft wiederholt werden, bis die ermittelte Biegelinie sich mit der der Momenten- und Durchbiegungsberechnung zugrunde gelegten Achse deckt. Hier wurden zwei Rechnungsgänge für ausreichend befunden.

Aus Raummangel beschränken wir uns darauf, in Tab. 2 die wichtigsten Ergebnisse für den Fall der Abb. 7 wiederzugeben.

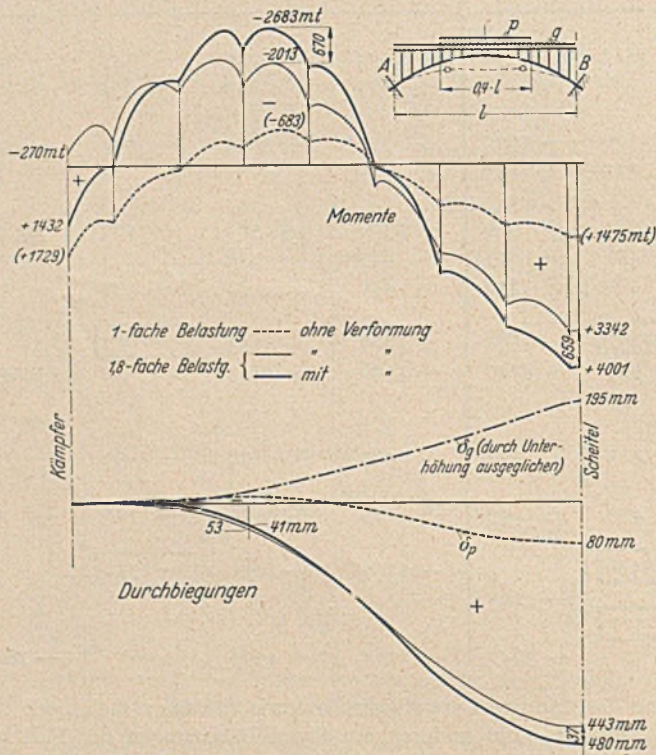


Abb. 7. Einfluß der Deformation bei ständiger Last + Verkehrslast im Scheitel + Temperaturdifferenz.

Tabelle 2 (zu Abb. 7).

1	2	3	4	5	6
	1fache Belastung	1,8fache Belastung			
		ohne Verformung	mit Verformung		
			Unterschied [3]—[2]		Unterschied [5]—[3]
Kämpferdruck O	- 3048 t	- 4452 t	+ 46%	- 5027 t	+ 13%
„ U	- 2074 t	- 4604 t	+ 122%	- 4221 t	- 8%
Scheitelspannung σ_0	- 1576 kg/cm ²	- 2991 kg/cm ²	+ 90%	- 3217 kg/cm ²	+ 7%
„ σ_u	- 768 kg/cm ²	- 1159 kg/cm ²	+ 51%	- 1023 kg/cm ²	- 12%

Die Formänderung vergrößert die Randspannung im Scheitel um 226 kg/cm² oder 7%. Der obere Kämpferlagerdruck steigt um 13% (Spalte 3, 5 u. 6). Über die ganze Länge und beide Belastungsfälle betrachtet war die absolut größte Zunahme 269kg/cm² oder 9% und die ungünstigste Randspannung in diesem Quer-

schnitt (1/3) $\sigma_0 = - 3265$ kg/cm² gegenüber einer Spannung von rd. 1800 kg/cm² = σ_{zul} bei einfacher Belastung. Nicht nur ist die Streckgrenze bei weitem nicht erreicht, sondern auch die bei linearer Zunahme zu erwartende Spannung von $1,8 \times 1800 = 3240$ kg/cm² ist kaum überschritten, obwohl doch der Verformungseinfluß zu 269 kg/cm² nachgewiesen wurde.

Dies auf den ersten Blick merkwürdige Ergebnis beruht auf der günstigen Wirkung der Vorspannung. Die Vorspannungskräfte $\Delta H, \Delta M$, welche die Ablenkung der unter Bogeneigengewicht vorhandenen inneren Kräfte von denen des natürlichen Zustandes darstellen und durch besondere Maßnahmen hineingebraucht worden sind, können weder verschwinden noch jeweils sich steigern. Die Spannungen infolge Steigerungsbelastung $o,8 (g, p, t)$ sind daher vollkommen natürliche. Im ganzen Spannungsverlauf tritt nur eine solche Verschiebung ein, daß Stützlinie und ungünstigste Randspannungen im Kämpfer nach unten, im Scheitel nach oben rücken. Die Zahlen der Tab. 2 (Spalte 2, 3 und 4) zeigen deutlich diese Umkehrung.

Das erhaltene Ergebnis rechtfertigt die Annahme, daß selbst bei 2facher Lastensteigerung nur geringe und örtlich beschränkte Überschreitungen der Streckgrenze eintreten würden und daß daher die Sicherheit tatsächlich 2fach ist.

4. Die Knicksicherheit.

Die geschilderte Formänderungsberechnung trägt bereits alle Merkmale einer Knickuntersuchung im unelastischen Bereich: Die Erfassung desjenigen Grenzzustandes, bei welchem der exzentrisch gedrückte Stab keine Lastensteigerung mehr erträgt, ohne daß örtliche Streckungen eintreten und bei weiterer Belastungssteigerung die Ausbiegungen immer mehr zunehmen, bis das Tragwerk seine Stabilität verliert. Formänderungsberechnung mit Lastensteigerung und Knickuntersuchung stimmen überein. Der Knickfall des vorliegenden eingespannten Bogens ist damit bereits gelöst.

Den bekannten theoretischen und experimentellen Untersuchungen liegt konstantes Trägheitsmoment und Vollbelastung d. i. zentrischer Bogendruck zugrunde. Die Knicklinie hat dabei drei Wendepunkte und der Druckstab zwischen zwei Wendepunkten hat die ungefähre Länge $s_k = 0,35 B$, wenn B die ganze Bogenlänge ist¹⁰.

Bei der Formänderungsuntersuchung für den unsymmetrischen Belastungsfall der Abb. 6 zeigen sich ebenfalls drei Wendepunkte. Verformung und Knickausrückung sind gleich gerichtet. Dagegen treten bei symmetrischer ständiger oder Verkehrsbelastung (Abb. 7) nur zwei Wendepunkte auf: Beide Tendenzen decken sich nicht, außerdem ist der mittlere Gelenkstab länger als der Knickstab der Theorie. Die Verformungsuntersuchung des außermittig gedrückten Bogens ist jedenfalls richtiger (weil ungünstiger) als die Knickuntersuchung am mittig gedrückten Bogen, obwohl dabei nicht mit dem Größtwert der Druckkraft gerechnet wird.

Eine überschlägliche Knickuntersuchung für Vollbelastung nach dem Ersatzstabverfahren mit durch den tatsächlichen I-Verlauf verlagerten Wendepunkten lieferte dementsprechend 2,4fache „Knikksicherheit“, während die „Verformungssicherheit“ nur 2fach ist. — Es ist zu hoffen, daß weitere Forschungen vollkommene Klarheit über diese Fragen bringen.

5. Montage- und Ausrüstungsverfahren

Zwei Verfahren kamen hauptsächlich in Frage: Teilweiser Freivorbau über vier Hilfsstützen in jeder Öffnung nach Abb. 8 a oder Einschweben mit Hochziehen an einem Hubturm in jeder Öffnung nach Abb. 8 b.

Das letztere Verfahren (es ist nicht neu) wurde gewählt. Es e

¹⁰ Über die neuesten Knickversuche s. G a b e r: Über die Knicksicherheit vollwandiger Bogen. Bautechn. 12 (1934) S. 644. G a b e r findet für flache Bogen $s_k = 0,36 l$. — Ähnliche Knickversuche wurden auch vom Hafengebäudeamt in Stockholm angestellt.

gab sich nämlich die Möglichkeit, für die neue Stockholmer Traneberg-Brücke (Eingespannter Eisenbetonbogen von 181 m Spannweite¹¹ eiserne Lehrbögen zu verwenden, diese durch Einschwimmen und Hochkippen an einem schwimmenden Hubturm zu montieren



Abb. 8 a. Montage durch Freivorbau.

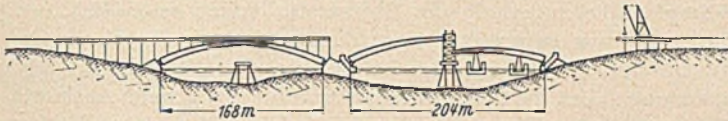


Abb. 8 b. Montage durch Einschwimmen.

(Abb. 9) und dasselbe Verfahren bei der Westbrücke anzuwenden, jedoch wegen der größeren Gewichte mit festen Hubtürmen (Abb. 10). So konnten die Vorrichtungen teilweise wieder verwendet werden.

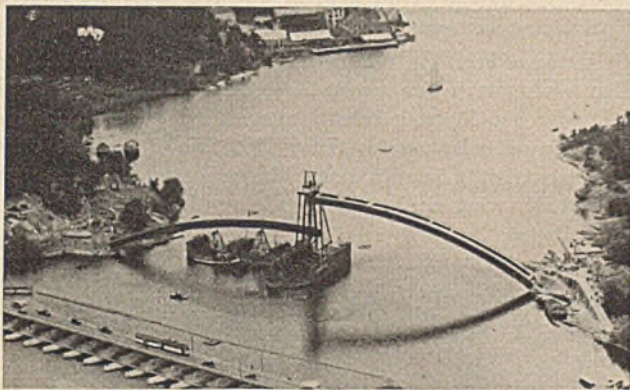


Abb. 9. Lehrbogenmontage der Tranebergbrücke.

Auf die ausführliche Beschreibung der Montageeinrichtungen und -vorgänge kann hier verzichtet werden¹. In diesem Zusammenhang interessiert vor allem die Frage, wie die Vorspannung der Bögen und die Ausrüstung im einzelnen vorstatten ging.

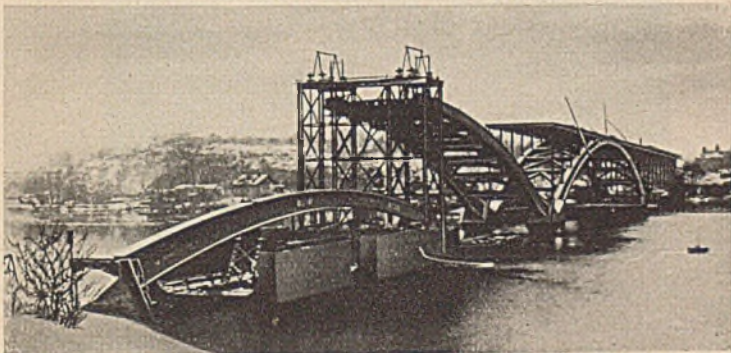


Abb. 10. Montage der Westbrücke.

Es gibt hauptsächlich folgende Freisetzungsmöglichkeiten:

1. Absenken der Rüstung unter dem spannungslos montierten Bogen, Absinken des Bogens. Dies Verfahren, das den „natürlichen“ Spannungszustand zur Folge hat, fällt hier aus, da die Bogenhälften nicht spannungslos montiert, sondern bereits stark durchgebogen sind, und da außerdem andere Spannungen gewünscht sind.

2. Hochheben der Bögen von der Rüstung durch waagerechte Pressen im Scheitel (Gewölbeexpansionsverfahren nach F ä r b e r und F r e y s s i n e t). Liegen die Scheitelpressen im geforderten Stützliniendurchgangspunkt, so ist außerdem durch Regulierung

des Horizontalschubs in den Pressen jede gewünschte Kämpferexzentrizität erreichbar.

3. Einschaltung von Montagegelenken im Kämpfer und Scheitel und Ausrüsten als Dreigelenkbogen durch Absenken der Rüstung und des Bogens, danach biegezugsfeste Schließung der Kämpfer- und Scheitellücken (Variante nach F r i t z ⁶: Durch hydraulische Entspannung auswechselbare Gelenklager). Hierbei kann die Stützlinie so weit verlagert werden, wie die Möglichkeit, Gelenke anzubringen, vorhanden ist.

Die bei der Mälarseebrücke angewandte Methode ist eine Abart des letztgenannten Verfahrens. Der Durchgangspunkt im Scheitel war durch die untenliegenden Montagegelenke festgelegt. Als provisorisches Kämpfergelenk konnte das obere Lager nicht unmittelbar benutzt werden, da die Stützlinie noch 0,47 m darüber liegen sollte. Der diese Exzentrizität erzeugende Bogenschub von 1210 t brauchte nun nicht direkt mit waagerechten Scheitelpressen wie beim Verfahren 2 hineingedrückt zu werden, sondern war auch mit Hilfe der Hubpressen für das Hochheben der Bogenhälften zu

Abb. 11 a. Schematische Darstellung der Ausrüstungsvorgänge.

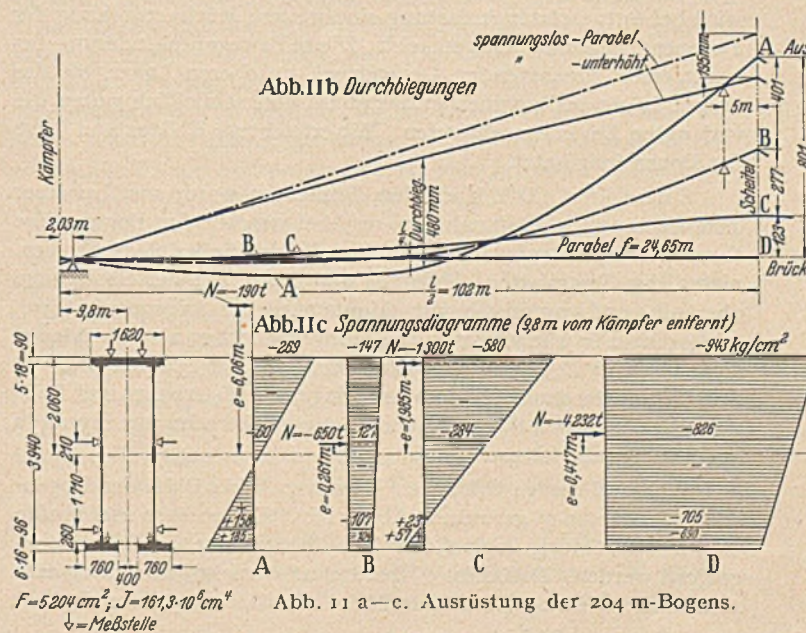
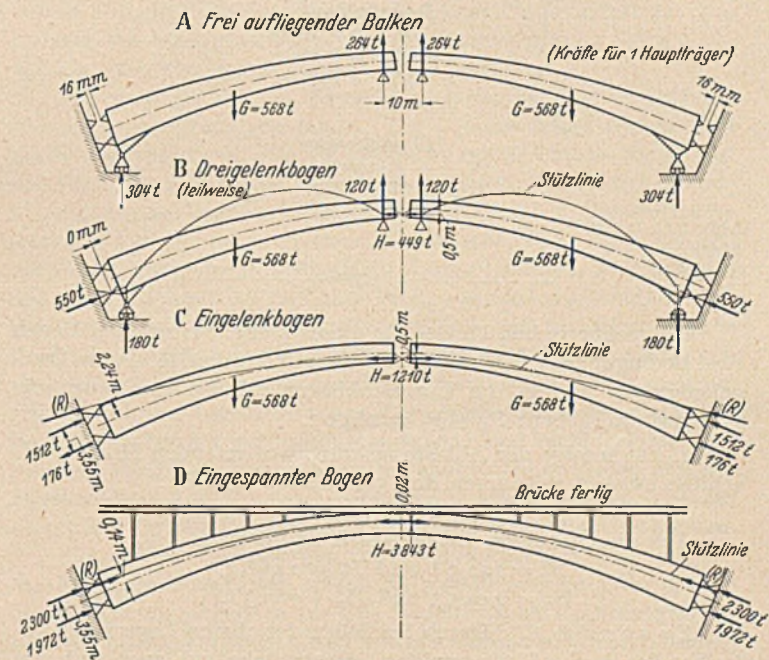


Abb. 11 a-c. Ausrüstung der 204 m-Bogens.

erreichen, wenn zunächst nur auf das untere Kämpferlager ausgerüstet und dann erst das obere in Wirksamkeit gesetzt wurde.

Die Vorgänge von Ausrüstungsbeginn bis Fertigstellung der Brücke sind in Abb. 11 a schematisch dargestellt. Das Kräfte-

¹¹ Vgl. Bauing. 14 (1933) S. 169 und Beton u. Eisen (1933) H. 19.

spiel wird am besten an den Verformungserscheinungen (Abb. 11 b) und den Spannungsdiagrammen (Abb. 11 c) veranschaulicht.

Zustand „A“: Nach dem Hochziehen sind die Bogenhälften als freiaufliegende Balken um 0,48 m durchgebogen und die Endquerschnitte entsprechend verdreht. Das untere Kämpferlager sitzt satt am Bogen an, ist aber noch ohne Druck. Im oberen Lager sind die Keile so weit zurückgezogen, daß mindestens 16 mm Bewegungsfreiheit vorhanden ist.

Zustand „B“: Nach Antreiben der Regulierungskeile im Scheitel werden die Druckwasserpressen wiederholt abgelassen, bis der Scheitel um 401 mm gesunken ist und jede Aufhängung um 144 t entlastet ist. Mit zunehmender Ablastung gehen dabei die Durchbiegungen zurück, das obere Kämpferende bewegt sich 16 mm gegen sein Lager und der Verdrehungswinkel zwischen den beiden Scheitellenden verkleinert sich ebenfalls.

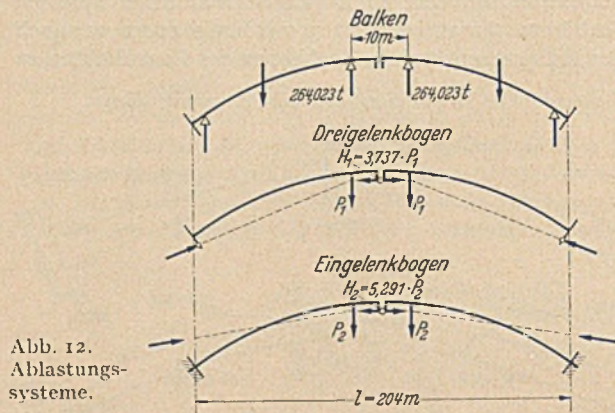


Abb. 12.
Ablastungs-
systeme.

Zur rechnerischen Festlegung dieses Zwischenstadiums dienen zwei Bedingungen (Abb. 12): 1. Die „Ablastungskräfte“ P_1 am Dreigelenkbogen und P_2 am Eingelenkbogen müssen zusammen die Hubkraft aufheben: $P_1 + P_2 = 264,0 \text{ t}$.

2. Die infolge der Ablastungskräfte auftretenden Horizontal-schübe müssen zusammen den geforderten ergeben:

$$3,737 P_1 + 5,291 P_2 = 1210.$$

Aus diesen beiden Bedingungen ergibt sich:

$$P_1 = 120,3 \text{ t und } P_2 = 143,8 \text{ t,}$$

$$H_1 = 449,5 \text{ t und } H_2 = 760,5 \text{ t.}$$

Zustand „C“: Durch Schließen der oberen Lagerfuge (Antreiben der in zwei Keile geteilten Gelenkstücke, vgl. auch Abb. 13) wird bei fortgesetzter Ablastung eine weitere Rückverdrehung der Bogenenden unmöglich gemacht. Diese Bewegungshinderung bewirkt einen zunehmenden Gegendruck im oberen Lager, bis das untere Lager vollkommen entlastet ist und schließlich unten die verlangten Zugkräfte auftreten. Mit erreichtem Endzustand C ist der Bogen freigesetzt.

Zustand „D“: Nach dem Freisetzen wurde nun bei einer Temperatur möglichst nahe an 10° , bei welcher der Bogen seine theoretische Höhenlage einnehmen soll, der Scheitel durch Vernieten der Gurtplatten (Paßstoß) und Einsetzen der Stegstücke oberhalb und unterhalb des Montagegelenks biegeunfähig geschlossen. Für alle weiteren Belastungen wirkt er als gelenkloser, eingespannter Bogen. Nach dem Aufstellen der Stützen und des Fahrbahnrostes und nach dem Aufbringen der Fahrbahn- und Fußwegabdeckung war dann die der Festigkeitsberechnung zugrunde liegende Parabelform erreicht.

Während der geschilderten Vorgänge A bis D ist der Bogenscheitel um 0,80 m gesunken (Abb. 11 b). Um eben so viel mußte er vor Ausrüstungsbeginn über die theoretische Endlage hochgekippt werden. Daß diese „Überdrehung“ nicht gleichzeitig eine zusätzliche Öffnung der Scheitellücke um das entsprechende Maß von ca. $2 \cdot 0,80 \frac{24,65}{102,0} = 0,39 \text{ m}$ bewirkte, beruht auf der Sehnenverlängerung der stark nach unten durchgebogenen Halbbogen.

Die gemessenen Scheitelsenkungen stimmten bis auf 1–2 cm mit den gerechneten überein. Dabei ist noch zu berücksichtigen,

daß ein Grad Temperaturunterschied bereits eine Höhenänderung von 5,1 mm am 3-Gelenkbogen, von 6,9 mm am 1-Gelenkbogen und von 5,0 mm am eingespannten Bogen verursacht, und daß die Stahltemperatur nicht immer einwandfrei zu bestimmen ist.

Außer den Höhenmessungen und außer genauen Manometerablesungen in der Hubvorrichtung zur einwandfreien Bestimmung von Zwischenstadium B (Verkeilen der oberen Kämpferlager) wurden noch Tensometer- und akustische Spannungsmessungen angestellt. Die Spannungsdiagramme für einen Meßquerschnitt in Kämpfernähe außerhalb der Stegverstärkungen zeigt Abb. 11 c. Besonders war zu prüfen, ob im Zustand C der rechnerische Zug am unteren Rand vorhanden ist. Wegen der Kleinheit der Zugspannung gaben die Spannungsmessungen keine genaue Auskunft. Bei ansteigender Temperatur konnte jedoch ein geringes Klaffen der Fuge zwischen Bogenende und Lager, verursacht durch Verformung der die Bogenwandungen mit dem Stahlgußkörper verbindenden Scherbolzen, beobachtet werden (vgl. hierzu Abb. 13). Die Montage brachte also die größten Zugkräfte im unteren Lager ($U_{R1} = +176 \text{ t}$, $U_1 = \pm 346 \text{ t}$ für $17,5^\circ$, ferner $U = \pm 123 \text{ t}$ für Unsicherheit, vgl. Tab. 1). Bei der fertigen Brücke kann unten überhaupt kein Zug auftreten, oben nur bei sehr unwahrscheinlicher Belastungskombination.

Die umständliche Spannungskontrolle würde natürlich dann wegfallen, wenn nach der reinen Dreigelenkmethode mit oberem Kämpferlager als Montagegelenk ausgerüstet und danach das untere Lager verkeilt würde. In Fällen, wo die dabei erzielte Kämpferexzentrizität bereits einen hinreichenden Spannungsausgleich darstellt, wird ein solches Verfahren vorzuziehen sein.



Abb. 13. Kämpfer des 204 m-Bogens vor dem Hochkippen.

6. Probelastung.

Nach Fertigstellung der Brücke wurde durch umfassende Probelastungen das Verhalten der Bögen geprüft¹². An Belastung wurden rd. 90% der rechnerischen Verkehrslast in ungünstigster Stellung aufgebracht. Hierzu wurden benötigt 50 Lastwagen in vier Längsreihen, Straßenbahnwagen mit Kiesanhängern auf zwei Gleisen sowie 650 Mann Militär auf den Gehwegen. Gemessen wurden die Durchbiegungen und Spannungen an verschiedenen Stellen mit Huggenberg-Dehnungsmessern, mit akustischem Maßhak-Gerät und mit Deformometern, ferner die Schwingungen im Scheitel mit Stoppani-Oscillograf und mit einem vom

¹² Alle Messungen und die Probelastung wurden vom Hafenausbauamt Stockholm durchgeführt. Die hier gemachten Angaben sind entnommen der von der Hafenverwaltung zur Einweihung der Brücke herausgegebenen Festschrift „Västerbroleden“, Stockholm 1935.

Hafenbauamt konstruierten Seismografen. Das Ergebnis war folgendes:

	204 m-Bogen	168 m-Bogen
Größte Durchbiegung im Scheitel (berechnet)	54 mm (69)	43 mm (55)
Größte Durchbiegung der Viertels- punkte (berechnet)	84 mm (87)	61 mm (70)
Schwingungszahl lotrecht	1,7 Hertz	2,1 Hertz
Schwingungszahl waagrecht	0,55 „	0,7 „

Die Durchbiegungen waren also durchweg kleiner als berechnet. Kurz nach Entfernung der Belastung wurden bleibende Durchbiegungen von höchstens 2 mm festgestellt.

Die Stahlkonstruktion wurde ausgeführt von den drei Firmen A.-B. Lindholmen-Motala in Motala (Schweden), Dortmunder Union Brückenbau A.-G. in Dortmund (die u. a. alle Zeichnungen und Berechnungen ausarbeitete) und A.-B. Ekensbergs Varf in Stockholm.

ÄHNLICHKEITSBEDINGUNGEN BEI STRÖMUNGSVORGÄNGEN UND IHRE ÜBERPRÜFUNG DURCH MODELLVERSUCHE.

Von Dipl.-Ing. Fred Kartenbeck.

Untersuchungen aus dem Flußbaulaboratorium der Technischen Hochschule zu Karlsruhe.

Übersicht: Der Aufsatz zeigt inwieweit Wirbelablösungen, Pfeilerstau und Wellenbildungen am Modell und der Natur ähnlich sind. Mit Hilfe von Messungen und Lichtbildaufnahmen an verschieden großen Modellen wird nachgewiesen, daß die physikalisch bedingten Abweichungen sehr gering sind, und meist außerhalb der Meßgenauigkeit liegen.

Übersicht der wichtigsten Bezeichnungen.
(Die Dimensionen sind im technischen Maßsystem angegeben.)

- B = Rinnenbreite (m)
- l = Länge (m)
- t = Wassertiefe (m)
- d = Rohrdurchmesser (m)
- u = Geschwindigkeit (m s⁻¹)
- c = Fortpflanzungsgeschwindigkeit der Welle (m s⁻¹)
- T = Zeit (Zeitintervall) (s)
- g = Erdbeschleunigung (m s⁻²)
- Q = Abflußmenge (m³ s⁻¹)
- k = Kraft (kg)
- B', l', t', u', k' usw. entsprechende Bezeichnungen an der Naturausführung
- λ = Längenmaßstab
- τ = Zeitmaßstab
- κ = Kräftemaßstab
- ρ = Dichte der Flüssigkeit (m⁻³s²kg)
- γ = Gewicht der Raumeinheit der Flüssigkeit (m⁻³kg)
- η = Zähigkeit (m⁻²s kg)
- ν = η/ρ = kinematische Zähigkeit (m²s⁻¹)
- θ = Kapillarkonstante (m⁻¹kg)
- σ = Schubspannung (m⁻²kg)
- a = Zahlenwert
- ψ = Beiwert in $\Delta P = \psi \frac{u^2 l}{2gd}$
- ℱ = Newtonsche Kenngröße
- ℱ = Froudesche Zahl
- ℜ = Reynoldssche Zahl
- ℱ = Webersche Zahl

I. Zweck der wasserbaulichen Versuche.

Die Bemühungen des verstorbenen Präsidenten des Ingenieurvereins in U.S.A. John Freeman um die Drucklegung „Die Wasserbaulaboratorien Europas“¹ und die unverzügliche englische Übersetzung und Erweiterung dieses Werkes² dürfen wohl als bester Beweis der volkswirtschaftlichen Bedeutung des wasserbaulichen Versuchswesens gewertet werden. Die heute fast 100 an der Zahl in aller Welt stehenden Wasserbaulaboratorien zeugen

von dem durchschlagenden Erfolg deutscher Pionierarbeit auf dem Gebiete des wasserbaulichen Versuchswesens durch: Engels, Koch, Krey und Rehbock.

Die wasserbaulichen Versuche werden von immer weiteren Kreisen in Anspruch genommen. Die Gründe mögen einerseits in der Erwartung liegen, durch Änderungen des Entwurfes auf Grund der Versuche Ersparnisse zu erzielen, andererseits in der Erkenntnis, daß eine sichere Berechnung oft unmöglich ist. Besonders im letzteren Fall, wenn die mathematische Behandlung nicht gelingt, die Praxis aber eine zahlenmäßige Lösung benötigt, wird der Modellversuch unumgänglich. Aber auch, wenn keine besonderen Bedenken vorliegen, kann es sich bei großen und wichtigen Bauten doch lohnen, die erwartete Zweckdienlichkeit des Bauwerkes noch vor dem Bau durch den Versuch zu überprüfen. Die Fälle, in denen selbst erfahrene Ingenieure nach Fertigstellung des Bauwerkes in ihren Erwartungen sich getäuscht sahen, sind nicht selten.

Der Wert der Versuche besteht hauptsächlich darin, daß unzuverlässige Anordnungen rechtzeitig erkannt werden und auf Grund der Versuchsergebnisse durch bessere ersetzt werden können.

Obwohl die Bedingungen für die dynamischen Vorgänge bei der Flüssigkeitsbewegung präzise aufgestellt werden können, sind der Einhaltung derselben für den Modellversuch Grenzen gesetzt. Denn nicht alle Vorgänge lassen sich mechanisch exakt nachahmen, da es bis auf einige Sonderfälle nicht gelingt, den Modellversuch so anzustellen, daß die Ähnlichkeitsbedingungen für die Trägheits-, Schwere-, inneren Reibungs- und Kapillarkräfte gleichzeitig erfüllt sind. Bei den Untersuchungen müssen stets kleine Vernachlässigungen gemacht werden. Es ist daher bei allen wasserbaulichen Versuchen streng genommen nur eine angenäherte mechanische Ähnlichkeit vorhanden. Sie ist jedoch, soweit Erfahrungen aus Vergleichsmessungen vorliegen, sehr gut.

Die Tatsache, daß bei den wasserbaulichen Versuchen mit mathematischer Strenge nur eine „angenäherte“ Ähnlichkeit vorhanden ist, war der Anlaß, um auf Grund systematischer Untersuchungen den Einfluß der vernachlässigten Kräfte für wenig erforschte hydrodynamische Vorgänge quantitativ festzustellen.

Dies erschien um so wichtiger, als einige erschienene allgemeine Betrachtungen über die nicht berücksichtigten Kräftearten geeignet sind, die Einflüsse der bei wasserbaulichen Versuchen vernachlässigten Kräftearten weit größer erscheinen lassen, als sie tatsächlich sind und so Zweifel an dem Wert wasserbaulicher Versuche aufkommen lassen können.

Durch die angestellten Untersuchungen an verschieden großen Modellen soll gezeigt werden, inwieweit eine Ähnlichkeit bei Wirbelbildungen, Pfeilerstau und Wellenerscheinungen vorhanden ist.

II. Die Versuchsanordnungen für die Ähnlichkeitsuntersuchungen.

Für die Ähnlichkeitsuntersuchungen beim Auftreten von Walzen, Wirbelablösungen usw. wurden vier Modelle angefertigt, die auf Abb. 1 im Maßstab 1:125 wiedergegeben sind. Die Abmes-

¹ Thierry, G. de und C. Matschoss: Die Wasserbaulaboratorien Europas. Berlin: VDI-Verlag 1925.

² Freeman, John R.: Hydraulic Laboratory Practice. Am. Soc. of Mech. Engineers. New-York 1929.

sungen der Modelle gehen aus der Tabelle der gleichen Abbildung hervor.

Jedes Modell bestand aus einer geraden Rinne von rechteckigem Querschnitt, deren Breite 0,80 m, 0,32 m, 0,16 m und 0,08 m betrug. Das Sohlengefälle der Rinne war bei allen Modellen 1 : 350. Etwa auf der halben Länge der Rinne war seitlich eine quadratische Erweiterung angebracht, deren Seite gleich der doppelten Rinnenbreite war. Diese Erweiterung ließ sich durch Einlagestücke auf ein beliebiges Maß vermindern. Die Wände der Rinne sowie der Erweiterungen waren lotrecht.

Bezeichnung d. Rinne Modell	Breite B in m	Länge d. Rinne mit Einlauf in m	Einlauf in m	Skizzen der Modelle 1:125
1:1	0,80	12,0	10,0	
1:2,5	0,32	9,5	8,0	
1:5	0,16	9,5	8,0	
1:10	0,08	9,5	8,0	

Abb. 1. Skizzen der Modelle.

Um die Modelle auseinander zu halten, werden ihre Bezeichnungen im Maßstabsverhältnis zum großen Modell eingeführt; sie werden mit Modell 1 : 1, 1 : 2,5, 1 : 5 und 1 : 10 bezeichnet.

Damit die Vorgänge beim Ablösen der Wirbel genauer beobachtet und besser auf der photographischen Platte festgehalten werden konnten, erhielten die Modelle 1 : 2,5, 1 : 5 und 1 : 10 unter der seitlichen Erweiterung und der anschließenden Strecke des Kanales einen Glasboden. Die Abmessungen der verwendeten Spiegelglasscheiben sowie ihre Lage zur Erweiterung gehen aus der Zeichnung Abb. 2 hervor. Die Gesamtansicht der Modelle 1 : 2,5,

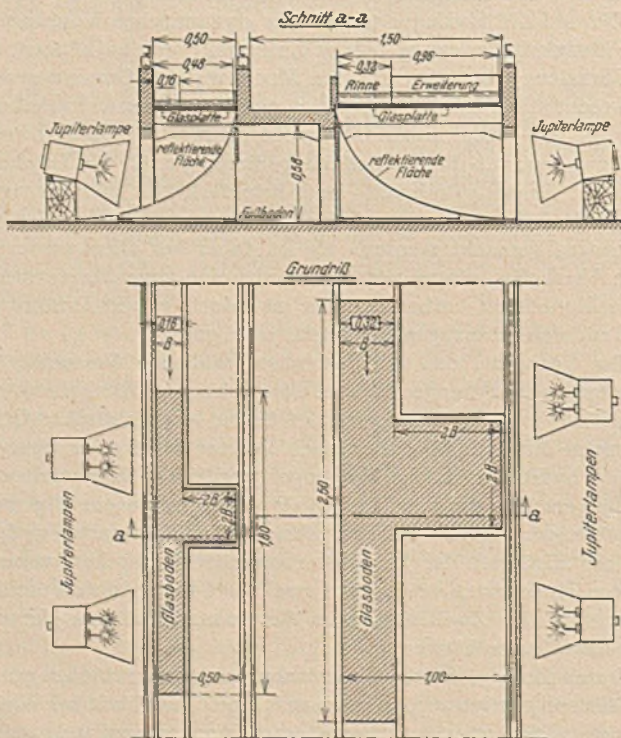


Abb. 2. Die Versuchsanordnung.

und 1 : 5 auf der Abb. 3 läßt ebenfalls den Spiegelglasboden unter der Erweiterung erkennen.

Für die Durchleuchtung wurden zwei Jupiterlampen von je

15 000 Kerzen benutzt, welche das Licht auf eine nach einer Parabel geformten, mit weißem Fließpapier bespannten Fläche unter dem Glasboden warfen. Die reflektierten Strahlen durchleuchteten das Modell. Den Schnitt durch die Versuchsanordnung zeigt die Abb. 2.

Die Wassermessung erfolgt über scharfkantige Meßwehre. Vor

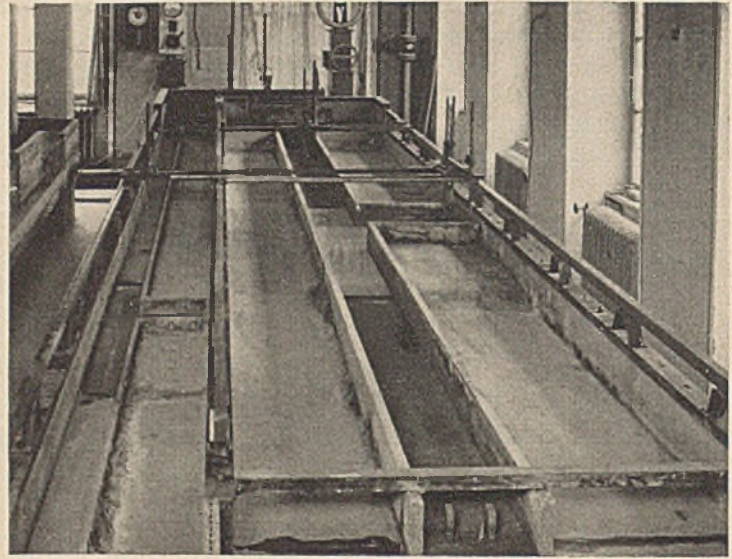


Abb. 3.

dem Eintritt des Wassers ins Modell wurde es durch mehrere hintereinander gestellte Siebe beruhigt.

III. Strömungsuntersuchungen in offenen Gerinnen.

Nach den Widerstandsuntersuchungen in geschlossenen Leitungen unter Druck, bei welchen die Schwere für den Bewegungsvorgang ausgeschaltet ist, ergeben sich, falls von den Versuchen mit ungewöhnlicher Wandbeschaffenheit (glatt und zugleich wellig) abgesehen wird, folgende zwei Gruppen:

1. Die Strömungsvorgänge verlaufen unter alleiniger Wirkung der inneren Reibungskräfte, falls die Wandungen der Leitungen sehr glatt, wie bei Glas und Messing sind und der Durchmesser der Leitungen nur wenige Zentimeter beträgt. Derartigen Modellversuchen muß das Ähnlichkeitsgesetz für Reibungsvorgänge zugrunde gelegt werden, d. h. die Reynoldsschen Zahlen $\frac{u d}{\nu}$ der Vergleichsvorgänge müssen gleich sein, da der Widerstandsbeiwert ψ in der Formel $\Delta p = \psi \frac{u^2 l}{2 g d}$ mit $\frac{u d}{\nu}$ veränderlich ist. (Siehe Blasius³, Hopf⁴ und Schiller⁵.)

2. Der Einfluß der inneren Flüssigkeitsreibung im Sinne des Reynoldsschen Ähnlichkeitsgesetzes und somit die Veränderlichkeit des Widerstandsbeiwertes ψ verschwindet bei genügend hohen Reynoldsschen Zahlen, falls die Leitungswandungen rauh sind. Für kleine Reynoldssche Zahlen hat die Wandbeschaffenheit auf den Strömungsvorgang noch keinen Einfluß. Erst wenn die Reynoldssche Zahl etwa den vierfachen Wert der kritischen Zahl, bei der die Turbulenz einsetzt, erreicht hat, verschwindet, wie aus den Untersuchungen von Hopf⁵ und Fromm⁶ hervorgeht, der Einfluß der inneren Flüssigkeitsreibung und die Strömungsvorgänge werden entscheidend von der Wandbeschaffenheit bestimmt. Für ähnliche Vorgänge muß das Verhältnis der Rauigkeitserhebungen zum Rohrdurchmesser oder zur Wassertiefe (relative Rauigkeit) gewahrt sein.

³ Blasius: Das Ähnlichkeitsgesetz bei Reibungsvorgängen in Flüssigkeiten. Mitteilungen für Forschungsarbeiten, Heft 131. Berlin 1913.

⁴ Hopf, L.: Die Messung der hydraulischen Rauigkeit. Z. angew. Math. Mech., Bd. 3 (1923), S. 329—339.

⁵ Schiller, L.: Strömung in Röhren. Wien-Hauns, Handbuch der Experimentalphysik, Bd. IV, Teil 4.

⁶ Fromm, K.: Strömungswiderstand in rauhen Röhren. Z. angew. Math. Mech. Bd. 3 (1923), S. 339—358.

Da die wasserbaulichen Modellversuche sich stets auf Gerinne mit gewisser Rauhgigkeit erstrecken und die Reynoldsschen Zahlen fast immer das vierfache der kritischen Zahl überschreiten, dürfte auch bei diesen Untersuchungen der Einfluß der inneren Flüssigkeitsreibung im Sinne der Reynoldsschen Ähnlichkeit nicht vorhanden sein. Es wurde daher an verschiedenen großen, mit maßstäblicher Rauhgigkeit versehenen Rinnen geprüft, ob bei Zugrundelegung des Froudeschen Ähnlichkeitsgesetzes die Meßergebnisse so ähnlich ausfallen, daß eine R -Abhängigkeit verneint werden muß.



Abb. 4.

Auf Abb. 4 ist die gerade Rinne des Modells 1 : 1 ersichtlich. Die Ergebnisse der Abflußuntersuchungen in den geraden Rinnen sind auf Abb. 5 wiedergegeben, auf der die Wassertiefen t_1 bzw. $t_2 \lambda_2$; $t_3 \lambda_3$ und $t_4 \lambda_4$, bezogen auf die Abflußmengen Q_1 bzw. $Q_2 \lambda_2^{5/2}$;

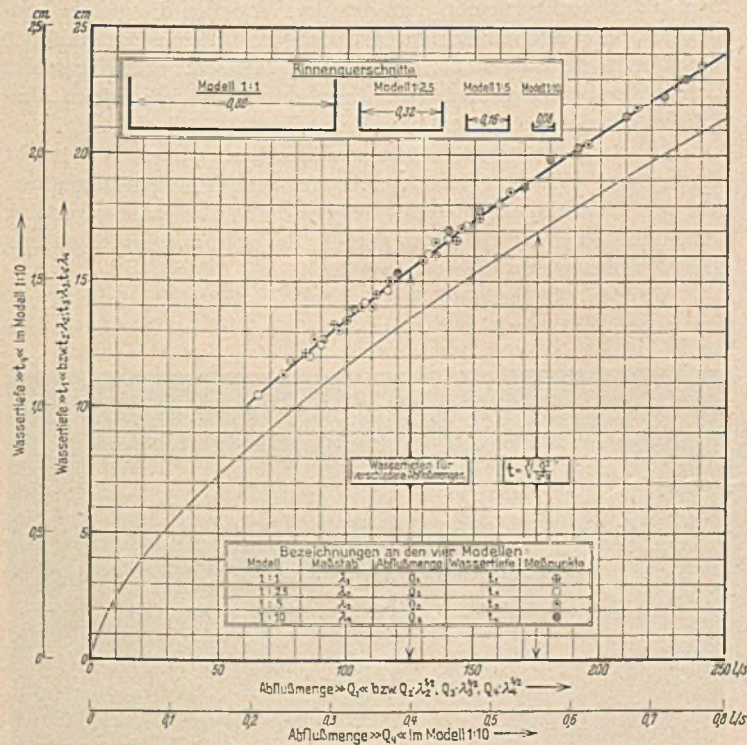


Abb. 5. Wassertiefen bei gleichförmigem Abfluß in geraden Rinnen von 8, 16, 32 u. 80 cm Breite.

$Q_3 \lambda_3^{5/2}$ und $Q_4 \lambda_4^{5/2}$ aufgetragen sind. Die Abbildung zeigt, daß bei der gewählten Auftragung die Linien durch die an den einzelnen Modellen gemessenen Punkte sich decken, woraus geschlossen werden kann, daß eine R -Abhängigkeit nicht besteht oder zumindest nicht feststellbar ist.

IV. Die Strömungsvorgänge in seitlichen Erweiterungen.

Die mannigfaltigen Erscheinungen im Strömungsbild wie Wirbel, Schwingungen usw., die in solchen Erweiterungen auftreten, wurden an vier verschieden großen Modellen an sechs Formen der Erweiterung, wie sie die Abb. 6 zeigt, beobachtet.

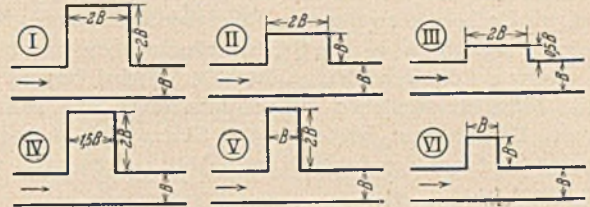


Abb. 6. Skizze der in vier Maßstäben 1 : 1, 1 : 2,5, 1 : 5 und 1 : 10 untersuchten Modellformen.

Die physikalischen Ursachen der Entstehung von Trennungsf lächen und Wirbeln sind von Prof. Prandtl⁷ weitgehendst erklärt. Der Wirbel entsteht über der Trennungsf läche, die Trennungsf läche wiederum bei un stetiger Änderung der Geschwindigkeit von der einen Seite der Fläche auf die andere um eine endliche Größe Δu . Die Trennungsf läche kann am besten als flächenhafte Schar von Wirbelfäden aufgefaßt werden. Sie sind sehr labil und rollen sich bei geringfügiger Wellung der Strömung zu Wirbeln auf. Der Werdegang von der Trennungsf läche zum Wirbel ist in der Abb. 7 angegeben.

Infolge des größeren Durchflußquerschnittes in der Erweiterung werden die Geschwindigkeiten im Flüssigkeitsstrom vermindert, der Flüssigkeitsdruck in der Erweiterung im Sinne der Bernoullischen Gleichung aber erhöht. Die Energiezufuhr vom Flüssigkeitsstrom zur reibenden Wandschicht wird sinngemäß geringer. Die an und für sich mit geringer Bewegungsenergie behafteten Flüssigkeitsteilchen der unterbrochenen „Reibungsschicht“ müssen, um abfließen zu können, aus dem Gebiet niederen Druckes an der stromaufwärts gelegenen Ecke kommend, das Gebiet höheren Druckes der Erweiterung durchdringen. Die Flüssigkeitsteilchen der Reibungsschicht gelangen nur so weit in das Gebiet höheren Druckes der Erweiterung, bis ihre Energie aufgezehrt ist und werden dann durch das vorhandene Druckgefälle zur Umkehr gezwungen. Es ist verständlich, daß ein solcher Strömungsvorgang nicht stationär sein kann. Nachdem eine genügende Menge Flüssigkeitsteilchen aus der Reibungsschicht und der Erweiterung den Druckausgleich herbeigeführt haben, gerät die Trennungsf läche in Wellung, rollt zu einem Wirbel auf und schwimmt ab. Solche Wirbel können überall an ähnlichen Stellen, wo Trennungsf lächen sich ausbilden, beobachtet werden.

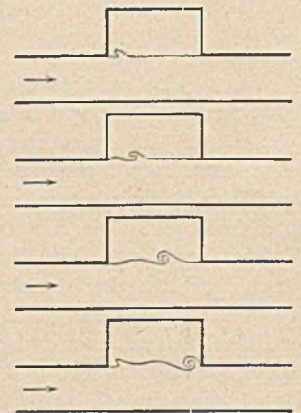


Abb. 7. Die Entstehung der Wirbel.

Den an den Modellen beobachteten Wirbel zeigt die Abb. 8. Der Wirbel ist stark ausgeprägt, weil jeder abschwimmende Wirbel auf die stromabwärts gelegene Ecke aufprallt und durch den, im gleichen Rhythmus erzeugten Staudruck, den an der stromaufwärts gelegenen Ecke neu sich bildenden Wirbel über die sich fort pflanzenden Schwingungswellen anfacht. Die Schwingungshöhen sind ihrerseits sehr groß, weil der Wasserspiegel sich nahe der „Grenze“ zwischen Strömen und Schießen (Abb. 5) befindet, bei welchem Fließzustande geringe Energieunterschiede starke



Abb. 8.

⁷ Prandtl, L.: Strömende Bewegung der Flüssigkeiten und Gase. Müller-Puillets Lehrbuch der Physik, Bd. I, Teil 2, 1929.

Änderungen des Wasserspiegels zur Folge haben. Beim Anstauen des Wasserspiegels nehmen die Schwingungshöhen stark ab.

Die sich fortpflanzenden Schwingungen bringen entlang den Wänden der Erweiterung aus dem Gebiet des Staudruckes Flüssigkeitsteilchen in schwach ausgeprägten Wirbelballen nach der stromaufwärts gelegenen Ecke der Erweiterung und speisen gemeinsam mit den zur Umkehr gezwungenen Flüssigkeitsteilchen den Wirbel, der sich im Augenblick, in dem der Schwingungsberg die stromaufwärts gelegene Ecke erreicht, ablöst. Der Wirbel besteht hälftig aus den Flüssigkeitsteilchen des Hauptstromes und hälftig aus denen der Erweiterung, wie es in der Skizze Abb. 8 angegeben wurde und auch aus den Lichtbildern Abb. 9 a und 9 b erschen werden kann.

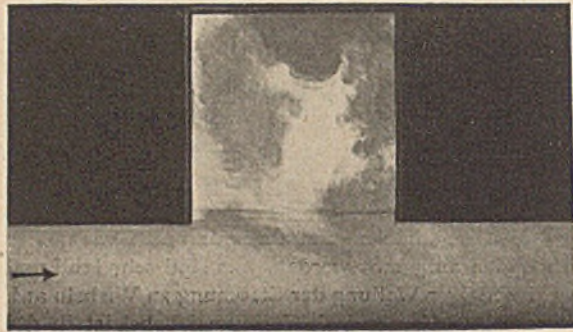


Abb. 9 a.

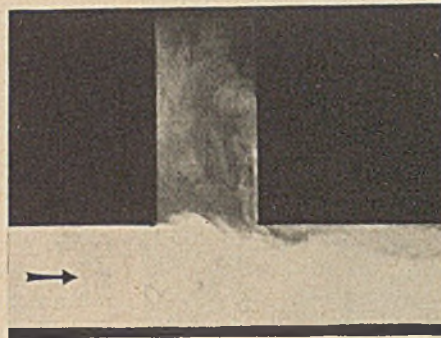


Abb. 9 b.

Der Wirbel wächst bis zu seinem Zerfall ständig, indem er Flüssigkeitsteilchen von beiden Seiten der Trennungsschicht aufrollt. Durch die Aufrollung mischen sich im Wirbel die Flüssigkeitsteilchen von beiden Seiten der Trennungsfläche; durch den Zerfall des Wirbels kommt aus Gründen der Kontinuität die Hälfte des Gemisches in die Erweiterung bzw. in die „Walze“ oder das „Totwassergebiet“. Auf diese Weise bewirkt der Wirbel den Austausch der Flüssigkeitsteilchen zwischen dem Hauptstrom und der Erweiterung. Auf die gleiche Weise vollzieht sich der Austausch der Flüssigkeitsteilchen zwischen Wassermassen, die durch Wirbelflächen geschieden sind und zwar auch dann, wenn die einzelnen Wirbel nur schwach ausgeprägt sind.

V. Untersuchungen über die Ähnlichkeit der Strömungsvorgänge.

A. Die Ähnlichkeit bei Wirbelbildungen.

Die Ähnlichkeitsuntersuchungen in Erweiterungen hat der Verfasser Ende des Jahres 1928 durchgeführt. Über die hier behandelte Ähnlichkeit bei Wirbelablösungen wurde bereits auf der Tagung der Vorstände der Wasserbaulaboratorien in Berlin — Sommer 1929 — kurz berichtet.

Auf den Abb. 10 und 11 sind jeweils drei Lichtbildaufnahmen zusammengestellt. Die zusammengestellten Aufnahmen stammen von drei verschiedenen großen Modellen 1 : 2,5, 1 : 5 und 1 : 10 gleicher Form. Durch Änderung der Entfernung zwischen Objektiv und Objekt ist stets die gleiche Bildgröße erreicht. Die Modellmaßstäbe, die Abmessungen, die Abflusmengen die Froude'schen Zahlen, sowie die gemessene Zeit für 100 Wirbelablösungen sind auf den entsprechenden Lichtbildern angeschrieben.

Die Lichtbilder Abb. 10 und 11 sind an Modellen, an denen der Boden der Rinne und der Erweiterung aus Glas bestand, aufgenommen. Bei der Aufnahme wurde das Modell von unten durchleuchtet. In der Erweiterung wurde die Flüssigkeit durch Einschütten konzentrierter Lösung von übermangansaurem Kali gefärbt. Obschon das Einschütten des Farbstoffes über eine Verteilungs-

vorrichtung erfolgte, war es doch nicht zu vermeiden, daß geringe Störungen durch das Einschütten des Farbstoffes auch noch bei der Aufnahme vorhanden waren. Das ist zum Teil ein Grund, weshalb in der Erweiterung nicht noch ähnlichere Strömungsbilder auftreten. Durch eine technisch vollkommeneren Färbungsmethode wäre es möglich gewesen, eine noch bessere Übereinstimmung zu erzielen.

Die Lichtbilder sind bei 1/250 sec Belichtungszeit aufgenommen. Es ist recht schwierig, an den drei Modellen die gleiche Aufrollungsphase des Wirbels zu erhalten. Bei kinematographischen Aufnahmen wäre es sicherlich möglich gewesen, weit ähnlichere Lichtbilder gegenüberzustellen. Immerhin kann die erzielte Ähnlichkeit der Wirbelformen sehr befriedigen.

Auf der Abb. 10 ist bei den drei Modellen (Form I) versucht worden, den Wirbel in einer vorgeschrittenen Phase festzuhalten. Auf dem Lichtbild des Modelles 1 : 5 ist die Wirbelphase gegenüber der vom Modell 1 : 2,5 etwas zurück, dagegen auf dem Lichtbild des Modelles 1 : 10 etwas vorgeeilt.

Auf der Abb. 11 sind die Lichtbilder der Modellform II zusammengestellt. Auch bei dieser Abbildung ist bei der Aufnahme

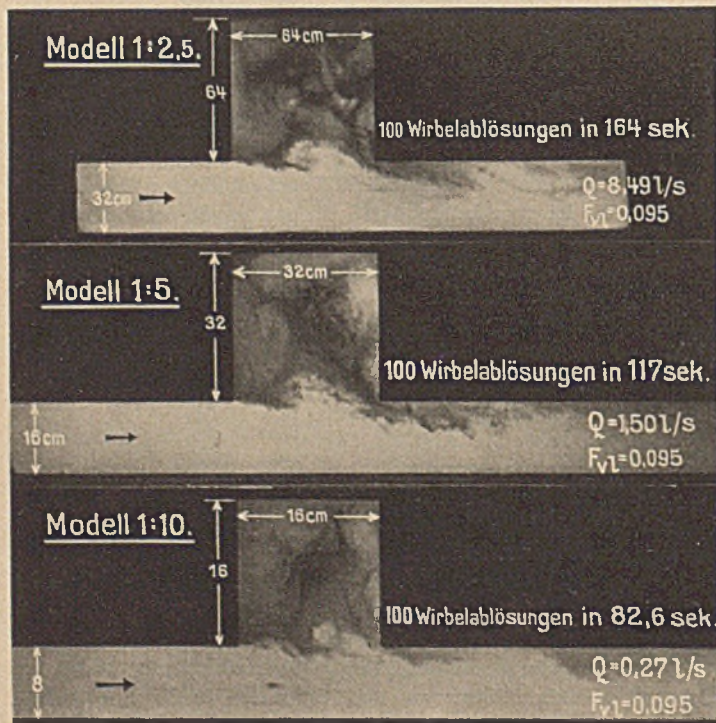


Abb. 10.

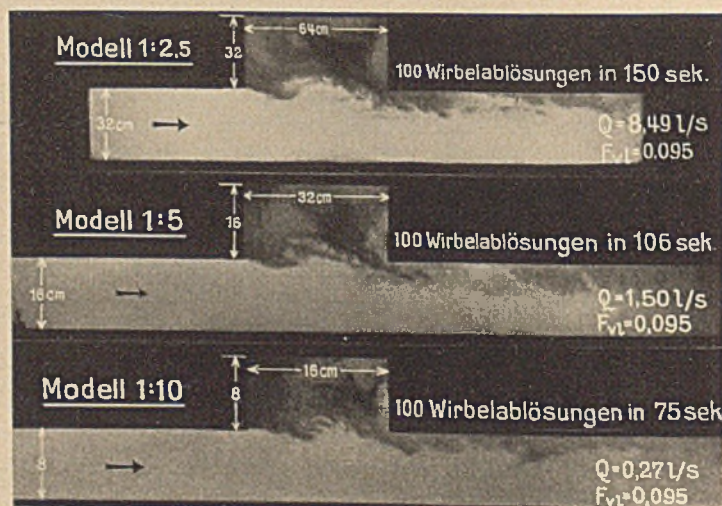


Abb. 11.

am Modell 1 : 10 die Belichtung gegenüber den zwei anderen Aufnahmen zu spät erfolgt.

Trotz dieser kleinen Abweichungen beweisen die Aufnahmen überzeugend, daß die Strömungsvorgänge bei der Wirbelaufröhlung genau ähnliche Bilder zeigen, wenn den Versuchen das Froudesche Ähnlichkeitsgesetz zugrunde gelegt wird.

Auch die an verschiedenen großen Modellen gemessenen Zeiten zwischen zwei Wirbelablösungen sind ähnlich, denn sie verhalten sich, wie es das Froudesche Ähnlichkeitsgesetz erfordert, wie die Wurzeln aus den entsprechenden Maßstäben:

$$T_1 : T_2 : T_3 : T_4 = \lambda_1^{1/2} : \lambda_2^{1/2} : \lambda_3^{1/2} : \lambda_4^{1/2},$$

wenn mit $T_1, T_2 \dots$ usw. die Zeiten und mit $\lambda_1, \lambda_2 \dots$ usw. die Maßstäbe der Modelle bezeichnet werden. Die Nachprüfung, auf Grund obiger Gleichung, der auf den Abb. 10 und 11 eingetragenen Zeiten für 100 Wirbelablösungen zeigt, daß auch die größten Abweichungen unter 1% bleiben.

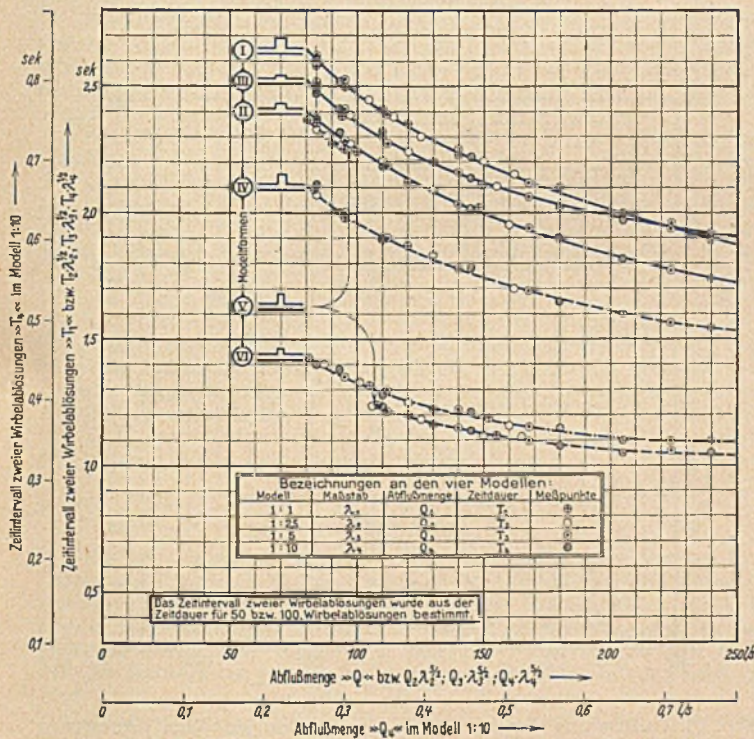


Abb. 12. Auftragung der an fünf Modellformen in Maßstäben 1 : 1, 1 : 2,5, 1 : 5 und 1 : 10 gemessenen Zeitintervalle zweier Wirbelablösungen für den Ähnlichkeitsvergleich.

Auf der Abb. 12 sind für die Modellformen I bis VI die beobachteten Zeitintervalle für die Wirbelablösungen T_1 bzw. $T_2 \cdot \lambda_2^{1/2}$; $T_3 \cdot \lambda_3^{1/2}$; und $T_4 \cdot \lambda_4^{1/2}$ als Ordinaten über die Abflußmengen Q_1 bzw. $Q_2 \cdot \lambda_2^{3/2}$; $Q_3 \cdot \lambda_3^{3/2}$ und $Q_4 \cdot \lambda_4^{3/2}$ als Abszissen aufgetragen. Die für die gleiche Form an den Modellen in verschiedenen Maßstäben ermittelten Punkte liegen auf der gleichen Linie, wodurch die vorhandene Ähnlichkeit für die Ablösungszeit der Wirbel deutlich zum Ausdruck kommt.

Es kann ferner aus den Linien für die Modellformen III und V der gleichen Abbildung entnommen werden, daß die Zeitintervalle der Wirbelablösungen nicht als stetige Funktionen der Abmessungen der Erweiterung auftreten, sondern, daß durch Überlagerung der Schwingungen eine weitere Abhängigkeit hineingebracht wird. Besonders beachtenswert ist die sprunghafte Unstetigkeit der Zeitintervalllinie für die Form V.

Für die angestellten Ähnlichkeitsuntersuchungen war die Feststellung von Wichtigkeit, daß auch solche sprunghaften Unstetigkeiten bei den Untersuchungen, welchen das Froudesche Ähnlich-

keitsgesetz zugrunde gelegt war, in sämtlichen vier Modellen beobachtet werden konnten.

Auf Grund der bei diesen Untersuchungen erzielten Ergebnisse ist anzunehmen, daß die Übereinstimmung der Vergleichsvorgänge in ähnlichen Fällen, d. h. mit stark ausgebildeter Turbulenz und bei Strömungsvorgängen, an denen die Ablösungsstelle eindeutig festliegt, eine ebenso gute sein wird.

B. Die Ähnlichkeit beim Pfeilerstau und Oberflächenwellen.

Die Ähnlichkeitsversuche für den Pfeilerstau wurden an vier Modellen 1 : 1, 1 : 2, 1 : 4 und 1 : 8 vorgenommen. Die Rinnenbreiten betragen 50, 25, 12,5 und 6,25 cm. In der Rinnenmitte wurde jeweils ein Pfeiler von 10, 5, 2,5 bzw. 1,25 cm eingebaut. Die untenstehende Lichtbildaufnahme Abb. 13 zeigt die bei den Untersuchungen verwendeten Brückenpfeiler.

Auf Grund der früheren Untersuchungen im Karlsruher Flußbaulaboratorium über den Brückenstau konnte gesagt werden, daß die an den einzelnen Modellen gemessenen Stauhöhen eine gute Übereinstimmung aufweisen werden. Wenn dennoch Messungen vorgenommen wurden, so geschah dies, um hauptsächlich Ähnlichkeitsbetrachtungen über die auftretenden Wellen anzustellen.

Es muß erwähnt werden, daß die hier gefundenen Ergebnisse bezüglich der Kapillarwellen auch auf die im ruhenden Wasser geschleppten Pfeiler sinngemäß übertragen werden dürfen, nicht aber die Ergebnisse bezüglich der Größe des Pfeilerstaues. Die geschleppten Pfeiler müssen durch ihre Schleppgeschwindigkeit im Bereiche des Pfeilers die Turbulenz erzeugen, während die in eine Rinne fest eingebauten Pfeiler von dem Strom turbulent angeströmt werden. In der Grenzschicht sind in den beiden Fällen die Bedingungen wesentlich verschieden.

Die Abb. 16, auf der die gemessenen Stauhöhen bzw. die Werte „Stauhöhe \times Modellmaßstab“ über die Froudeschen Zahlen $\frac{u^2}{g l}$ aufgetragen sind, läßt erkennen, daß der Rückstau proportional mit dem Quadrat der Geschwindigkeit wächst, denn bei der gewählten Auftragung liegen alle Meßpunkte mit guter Annäherung auf einer ansteigenden Geraden. Auch diejenigen Punkte, welche bei kleineren Anströmungsgeschwindigkeiten als der Mindestwellengeschwindigkeit gemessen sind und in den Abbildungen besonders hervorgehoben sind, lassen keine andere Gesetzmäßigkeit erkennen.

Die an den vier verschiedenen großen Modellen ermittelten Stauhöhen stimmen gut überein. Wenngleich bei flüchtiger Betrachtung die Meßpunkte kleine Streuungen aufweisen, so ist diese doch sehr gering. Für eine leichtere Beurteilung des Grades der Übereinstimmung der Stauhöhen sind in der Abb. 16 oben links für die Meßpunkte aus den verschiedenen großen Modellen, die Auftragsmaßstäbe für 0,1 mm gemessener Stauhöhe am Modell angegeben. Wird eine Verschiebung des Meßpunktes um 0,1 mm, der Grenze der Meßgenauigkeit, zugelassen, so können sämtliche Meßpunkte zur Deckung gebracht werden.

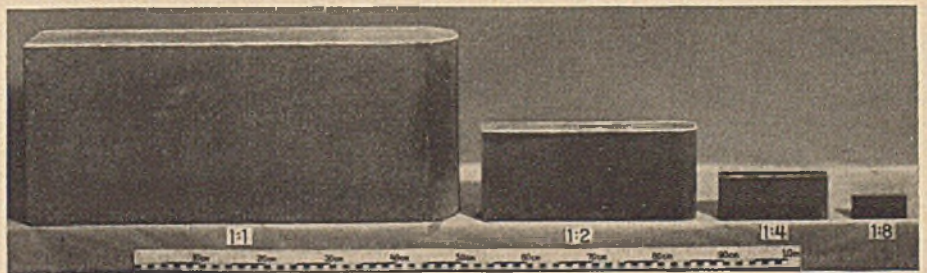


Abb. 13.

Es ist daher außerordentlich schwierig, eine Aussage über den Einfluß der nicht berücksichtigten Kapillarkräfte auf die Stauhöhen zu machen. Obwohl auf Grund der Auftrags geschlossen werden kann, daß am kleineren Modell etwas größere Stauhöhen festgestellt wurden, so ist dem entgegenzuhalten, daß der kleinste Pfeiler übertrieben kleine Abmessungen besaß und,

daß andere, infolge Unvollkommenheit der Versuchsanordnung hineingetragene Einflüsse viel mehr ins Gewicht fallen dürften, als der Einfluß der Kapillarkwirkung. Es muß daher auf Grund der Untersuchungen der Einfluß der Kapillarkräfte auf die Stauhöhen auch bei den kleinsten Modellen als vollkommen unbedeutend erachtet werden.

Wird das Oberflächenbild des Abfluvorganges an verschiedenen großen Modellen in der gleichen Verkleinerung zum Modell im Lichtbild festgehalten, wie dies auf der Abb. 14 für angeströmte

treten würden. Eine solche Übertragung wäre ein grundsätzlicher Fehler. Die Übertragung der gleichzeitig auftretenden Schwerewellen muß aber maßstäblich erfolgen und zeigt eine gute Übereinstimmung.

Aus den Untersuchungen geht hervor, daß die auftretenden Kapillarwellen keinesfalls den Rückstau beeinflussen, sondern nur einen Teil der Strömungsoberfläche der bildlichen Ähnlichkeit entziehen. Der Einfluß der Kapillarkräfte auf die Gesamtkräfteähnlichkeit ist nicht feststellbar.



Modell 1 : 1.



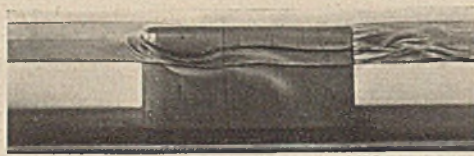
Modell 1 : 2.



Modell 1 : 4.

Modell 1 : 8.

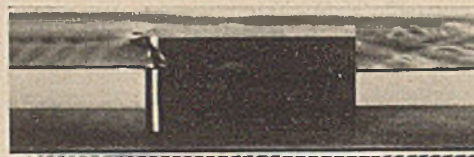
Abb. 14. Lichtbildaufnahmen von vier verschiedenen großen Modellen eines angeströmten Brückenpfeilers. Bilder und Modelle stehen untereinander im gleichen Größenverhältnis. Froudesche Zahl = 0,384.



Modell 1 : 2.



Modell 1 : 4.



Modell 1 : 8.

Abb. 15. Vergrößerungen der Aufnahmen der Modelle 1 : 2, 1 : 4 und 1 : 8 auf die Bildgröße des Modelles 1 : 1.

Brückenpfeiler geschehen ist, so kann man feststellen, daß die Länge der kapillaren Wellen mit dem Modellmaßstab zunimmt, wie es auf Grund der Wellengleichung unter Berücksichtigung des zugrunde gelegten Ähnlichkeitsgesetzes auch sein muß.

In der untenstehenden Tabelle sind die Abmessungen der einzelnen Modelle zusammengestellt. Die Tabelle enthält ferner Angaben über die Abflussmengen, die Wassertiefen und Geschwindigkeiten, welche bei den vier Modellen während der Aufnahmen der Lichtbilder vorhanden waren.

Modell	Rinnenbreite in cm	Strompfeiler- Stärke in cm	Strompfeiler- Länge in cm	Abfluß- menge in l/sec	Wasser- tiefe in cm	Geschwin- digkeit in cm/sec	Frou- desche Zahl	Stauhöhe für M. 1:1 in cm
1:1	50,0	10,0	66,6	73,7	24,0	61,4	0,384	0,58
1:2	25,0	5,0	33,3	13,0	12,0	43,4	0,384	0,60
1:4	12,5	2,5	16,66	2,3	6,0	30,7	0,384	0,60
1:8	6,25	1,25	8,33	0,407	3,0	21,7	0,384	0,64

Wollte man die Bilder der Strömungsoberfläche durch maßstäbliche Vergrößerung übertragen, so ergäbe sich das Bild der Abb. 15. Bei maßstäblicher Übertragung der Kapillarwellen ergeben sich ganz bedeutende Wellen, die in der Natur nie auf-

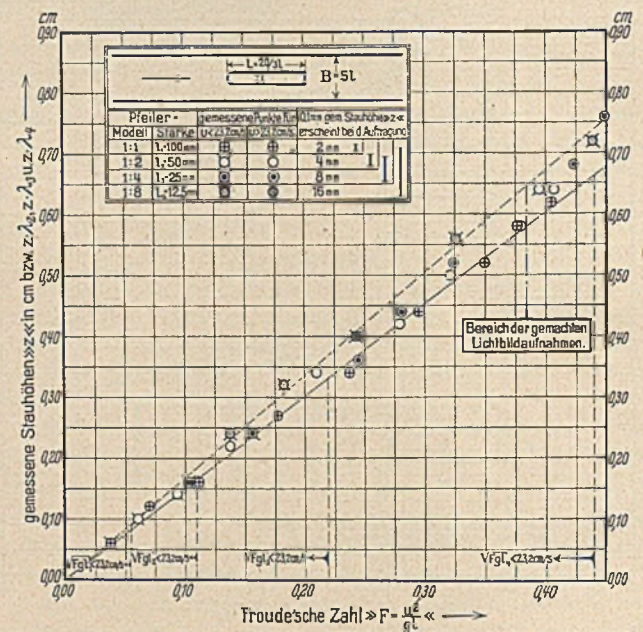


Abb. 16. Auftragung der an verschiedenen großen Modellen gemessenen Stauhöhen für den Ähnlichkeitsvergleich.

VI. Schlußfolgerung.

Da bei flußbaulichen Versuchen mit freier Oberfläche die Schwerewirkung eines jeden Wasserteilchens beim Beschleunigungsvorgang beteiligt ist, mußte den Versuchen das Froudesche Ähnlichkeitsgesetz zugrunde gelegt werden.

Trotz der Vernachlässigung der inneren Flüssigkeitsreibung konnten nicht einmal abweichende Bilder in den Wirbelformen festgestellt werden. Die Ähnlichkeit der Strömungsvorgänge, insbesondere der Wirbel und Wirbelablösungszeiten, war bei den Modellen in verschiedenen Maßstäben eine überraschend gute.

Aber auch bei den Untersuchungen über den Einfluß der Kapillarkräfte konnten keinesfalls meßbare Abweichungen in den Stauhöhen festgestellt werden, doch bestätigen die Untersuchungen, wie es aus den theoretischen Betrachtungen hervorgeht, daß Kapillarwellen nicht maßstäblich übertragbar sind. Die Stellen der Strömungsoberfläche, die frei von kapillaren Wellen sind und Schwerewellen aufweisen, müssen maßstäblich übertragen werden und zeigen sehr ähnliche Oberflächenbilder. Bei Ähnlichkeitsbetrachtungen müssen daher die kleinen Gebiete, in denen Kapillarwellen auftreten, ausgeschaltet werden.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Dauerfestigkeit von Brückendrähten.

Der Zwischenfall beim Bau der Mount Hope-Brücke in Rhode Island und der Ambassador-Brücke in Detroit (USA.) ist noch lebhaft im Gedächtnis. Die bereits fertiggestellten Paralleldrahtkabel dieser beiden Hängebrücken mußten abgebrochen und durch neue ersetzt werden¹. Die Ursache des Bruches zahlreicher Drähte vor allem in der Nähe der Verankerungen konnte damals nicht gleich voll aufgeklärt werden. In der Zwischenzeit wurden nun vom Bureau of Standards zahlreiche Untersuchungen durchgeführt, darunter solche zur Bestimmung der Dauerfestigkeit der Drähte. Mit einer neuen Versuchsvorrichtung gelang es (sonst wurden nur abgedrehte und polierte Proben geprüft) die natürlichen Drähte zu prüfen, so daß man auch den Einfluß der natürlichen Oberfläche erfassen konnte.

Die geprüften Stücke bestanden aus galvanisch verzinkten Drähten von 4,9 mm Durchmesser, die im Ölbad gehärtet und getempert waren. Die Dauerfestigkeit betrug 3,5 t/cm², d. h. nur 0,22 der statischen Zerreißfestigkeit. Proben aus denselben Drähten, jedoch nach Entfernung des Zinküberzuges, hatten eine Dauerfestigkeit von 4,2 t/cm² oder 0,27 der statischen Zugfestigkeit. Diese Werte sind für Stahl von 15,8 t/cm² Zugfestigkeit ungewöhnlich niedrig. Sie sind wohl in erster Linie durch die Oberflächenbeschaffenheit der betreffenden Drähte begründet, wie sich aus den nachstehenden Vergleichswerten ergibt.

Bei bearbeiteten Proben, die aus den Drähten durch Abdrehen und Polieren hergestellt wurden, ergab sich eine Dauerfestigkeit von 7,7 t/cm², entsprechend 0,49 der statischen Bruchfestigkeit. Die wärmebehandelten natürlichen Drähte hatten also eine Dauerfestigkeit von nur 0,45 des Wertes der bearbeiteten Proben.

Auf übliche Weise kaltgezogene Drähte aus Flußstahl mit 4,8 mm Durchmesser hatten mit der natürlichen Oberfläche eine Dauerfestigkeit von 3,2 t/cm², d. h. 0,50 der betreffenden Zugfestigkeit von 6,5 t/cm². Die entsprechenden Zahlen für sorgfältig geglättete Proben aus demselben Baustoff sind 3,9 t/cm² bzw. 0,60, d. h. die Dauerfestigkeit der natürlichen Drähte betrug in diesem Falle 0,82 der Dauerfestigkeit von an der Oberfläche fein geglätteten Proben.

Durch die Wärmebehandlung der bei den eingangs erwähnten Brücken zuerst verwendeten Kabel wurde die Streckregung zwar auf 0,85 der Bruchfestigkeit gehoben, gegenüber einer durchschnittlichen Verhältniszahl von 0,65 bei den gewöhnlichen kaltgezogenen Drähten. Die Dauerfestigkeit der wärmebehandelten Drähte wurde dagegen durch die Unvollkommenheiten der gehärteten Oberfläche (Kerbwirkungen) und den Zinküberzug in ungewöhnlich starkem Maße herabgesetzt. (Nach Engng. News Rec. 115 (1935) S. 534.)

Ferd. Schleicher, Hannover.

Radfahrwege.

Der Herr Generalinspektor für das deutsche Straßenbauwesen hat Länder und Provinzen aufgefordert, sich dem Vorgehen des Reiches anzuschließen und auch ihrerseits den Bau von Radfahrwegen in großzügiger Weise in Angriff zu nehmen. Es seien deshalb hierzu einige auf praktischer Erfahrung gegründete Anregungen gegeben, für den Fall, daß der Radfahrweg unmittelbar neben der Straßenfahrbahn angelegt wird.

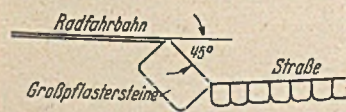
Bisher erstreckte sich die Planung solcher Wege meist im wesentlichen auf die Befestigung der Decke. Daß die Ausbildung des Querschnitts für den Radfahrer ebenso wichtig ist, scheint oft nicht genügend beachtet.

Die Breite eines Radfahrweges muß mindestens so groß sein, daß sich zwei Radfahrer bequem überholen können. Nur wenige Fahrer sind so fahrsicher, daß sie dabei mit engstem Raume auskommen. Das Gefühl der Gefahr muß ihnen genommen werden; dafür sind zwei Meter Breite erforderlich, bei Verkehr in beiden Richtungen drei Meter, also drei bequeme Bahnen. Darunter liegende Maße sind nicht voll verkehrssicher.

Einschnürungen durch Bäume, Masten, Säulen usw. vermindern den Wert des Weges ganz bedeutend. Und nicht nur die volle Breite der Bahn, sondern auch noch — wegen der Lenkstange — 50 cm beiderseits sollten davon freibleiben. Man kann doch dann, wenn ein wesentlicher Grund an der Erhaltung eines Hindernisses besteht, den Weg leicht teilen und ihn beiderseits vorbeiführen.

Eine noch ernstere Gefahrenquelle aber ist die Bordkante, die Straße und Radfahrbahn trennt. Jedes kleinste Abgleiten des Rades von der Bahn führt unweigerlich zu einem Sturz. Deshalb wird der Randteil entlang des Bordes meist gar nicht befahren. Wenn dann doch einmal eine Verstopfung des Weges eintritt, muß der Radfahrer auf die Straße hinunterfahren und kann dann nicht wieder zurück. Das ist der zweite Nachteil.

Alle diese Übel vermeidet die Lösung einer norddeutschen Stadt, die die Vorderkante der Bordsteine nicht, wie üblich, fast lotrecht anordnet, sondern (s. Abb.) in einem Winkel von 45° zur Waagerechten geneigt. Die Erfahrung zeigt, daß das Fahrrad auf diesen Steinen ohne Rutschen leicht und sicher auf- und abwärts fährt, so daß ein Sturz ausgeschlossen



¹ Vgl. Bauing. 10 (1929) S. 322 u. 432.

ist. Dieses Bewußtsein gibt jedem Fahrer das Gefühl einer großen Sicherheit. Er hat ja im Notfall immer noch die breite Straßenfahrbahn zur Verfügung, auf die er schnell mal ausweichen kann.

Reg.-Bauführer R. Franke, Heidenau a. E.

Neue Wege auf dem Gebiete des Flammenschutzes.

Einen wesentlichen Teil des allgemeinen Brandschutzes stellt der vorbeugende Brandschutz dar, an dessen Vervollkommnung mit stetiger Zähigkeit gearbeitet wird, denn je weiter der vorbeugende Brandschutz verbessert wird, um so mehr wird sowohl der geschulte, als auch der Laienlöschschutz entlastet und um so größer ist die Werterhaltung unsres Nationalvermögens.

Außer vielen vorbeugenden Maßnahmen im Brandschutz war bisher dem Flammenschutz weniger Aufmerksamkeit gewidmet, da einerseits wohl qualitative Flammenschutzmittel vorhanden waren, deren Einführung aber im großen Stile oft an der Kostenfrage scheiterte und andererseits war die verhältnismäßig beschränkte Haltbarkeit der Schutzanstriche ein wichtiger Hinderungsgrund. Beweisführend für diesen letzten Punkt sind die Zulassungsbestimmungen des Preuß. Finanzministeriums, das eindeutig vorschreibt, daß der Schutzanstrich mindestens alle sechs Monate erneuert werden muß, wobei besonders betont werden soll, daß Holzkonstruktionen durch solche Schutzanstriche nicht feuerbeständig gemacht werden können, sondern nur „schwer entflammbar“.

Zum tieferen Verständnis für das Wesen solcher Flammenschutzwirkungen und zur Beseitigung vielfach herrschender Unklarheiten, die leicht verhängnisvoll werden können, ist es unerlässlich einige grundlegende Ausführungen zu machen.

Das Holz wird seit altersher als Baumaterial besonders gern verwendet, da es einerseits verhältnismäßig billig und leicht zu bearbeiten ist, andererseits besitzt es eine beträchtliche Stabilität und ist Witterungseinflüssen gegenüber außerordentlich widerstandsfähig. Diesen Vorteilen steht jedoch der Nachteil der leichten Brennbarkeit gegenüber, so daß das Suchen nach einem Mittel zur Beseitigung dieses Nachteiles berechtigt war, da man das Holz als Baumaterial nicht entbehren wollte und konnte.

Vielfach besteht nun die irrige Auffassung, daß im Brandfalle, d. h. wenn das Holz seine Entzündungstemperatur erreicht hat, dieses selbst brennt. Dies ist jedoch nicht der Fall, denn das Holz entwickelt bei ca. 500° bekanntlich ein intensives Gas, welches nach Erreichung der Entzündungstemperatur mit heller Flamme brennt. Das Holz zersetzt sich während dieses Prozesses in reine Holzkohle.

Diese Verbrennungerscheinungen bilden demzufolge auch den Wegweiser für die Entdeckung eines brauchbaren Schutzanstriches, der ein Entflammen des Holzes unmöglich macht. Die Hauptforderungen sind demzufolge damit gegeben: Einerseits muß ein homogener Oberflächenabschluß erreicht werden um den Zutritt von Sauerstoff an das Holz zu unterbinden, andererseits muß unter Hitze einwirkend ein Gegengas erzeugt werden können, das eine evtl. durchgebrochene Holzgasflamme sofort löscht.

Durch ausgedehnte Versuche wurden verschiedene alkalische Salzlösungen gefunden, die nach dem Auftragen und Trocknen einen homogenen Farbfilm bilden, der durch Flammeneinwirkung ein verhältnismäßig kräftiges Löschgas erzeugt, das an einem intensiven Aufblähen des Schutzanstriches zu erkennen ist. So ist durch die Einführung alkalischer Flammenschutzlösungen eine hinreichende Schutzwirkung erzielt worden.

Leider stellten sich in der Praxis aber sehr bald unerwartete Nebenerscheinungen ein, die eine Anwendung im großen Stile erschwerten. Diese Nebenerscheinungen bestehen darin, daß man bei den oft farblosen Lösungen keine homogene Oberflächenbindung erreicht, weil man einzelne Stellen beim Auftragen leicht übersehen kann. Ferner besteht die Gefahr des Auskristallisierens infolge der Atmungsaktivität des Holzes. Jedes Holz wird im Herbst und Winter beträchtliche Mengen von Feuchtigkeit aus der Luft aufnehmen und diese mit dem beginnenden Sommer wieder ausschwitzen. Außerdem wird für Neubauten vielfach zu frisches Holz verarbeitet, das ebenfalls noch genügend natürliche Feuchtigkeit besitzt. Durch das Ausschwitzen der Feuchtigkeit tritt aber gleichzeitig eine Sättigung der aufgetragenen alkalischen Lösung ein, die bei einem gewissen Sättigungsgrad unbedingt zur Kristallisation des gelösten Salzes führen muß, wodurch eine vollkommene Zerstörung der erforderlichen homogenen Oberflächenbindung erfolgt, die praktisch die erstrebte Schutzwirkung aufhebt. Diese kann nur durch einen erneuten Anstrich wiederhergestellt werden, der infolgedessen mindestens alle sechs Monate erfolgen muß, was eingangs schon durch die Zulassungsbestimmungen des Preuß. Finanzministeriums angeführt wurde.

Erst in jüngster Zeit wurde ein neuer Weg im Flammenschutzwesen beschritten, indem ein Schutzanstrich in die Praxis eingeführt wurde, der im wesentlichen aus Nebenprodukten der Zellstofffabrikation hergestellt wird und demzufolge aus rein organischen, inländischen Bestandteilen zusammengesetzt ist. Erst durch die Einführung dieses Flammenschutzmittels konnte man an eine ernstliche, demnächst vielleicht auch zwangsweise Durchführung von Schutzanstrichen aller sichtbaren Holzkonstruktionen denken, da dieser Flammenschutz alle Voraussetzungen für die Durchführung der Imprägnierung im großen Stile erfüllt und außerdem noch einen wesentlichen wirtschaftlichen Faktor in unserem Aufbauprogramm insofern darstellt, als früher große Mengen dieser Ligninrückstände achtlos und wertlos beiseite geräumt wurden, aus denen jetzt

der Flammenschutz hergestellt wird, wodurch große Werte dem deutschen Wirtschaftskörper wieder zugeführt werden können.

Für die Verarbeitung kommen hauptsächlich folgende Verfahren zur Anwendung:

Auftragen mittels Pinsel oder Quaste, das Spritzverfahren und die Tauchimprägnierung. Im Gegensatz zu den alkalischen Schutzmitteln, die meistens in Wasser nach bestimmten Erfahrungen und für verschiedene Verwendungszwecke verschieden stark gelöst werden müssen, ist der organische Flammenschutz streichfertig, von hellbrauner Farbe, die nach dem Auftragen etwas nachdunkelt und erhärtet im Laufe der Jahre immer stärker, so daß die Haltbarkeit der Schutzwirkung nahezu unbegrenzt ist. Da keine Salzlösungen vorhanden sind, kann auch keine Kristallisation stattfinden, so daß eine gleichbleibende, homogene Oberflächenbindung erreicht ist. Das Auftragen muß stets zweimal erfolgen, wobei besonders darauf zu achten ist, daß der vorherige Anstrich gut trocken ist.

Während man bei schon bestehenden Holzkonstruktionen meistens den Flammenschutz mit Pinsel oder Streichquaste aufträgt, kann man bei besonderen Fällen auch das Spritzverfahren anwenden, wenn ein Betriebsdruck von mindestens 3 Atü und eine Spritzdüse vorhanden ist, die die erforderliche lichte Weite von 4 mm besitzt.

Einfacher dagegen ist der Flammenschutz bei Neubauten anzubringen, indem man in diesem Falle am zweckmäßigsten das Tauchimprägnierungsverfahren anwendet. Die fertig vorgearbeiteten Holzbalken, Sparren, Bretter, Säulen usw. werden in einem Flammenschutzbad einige Tage liegen gelassen, dann schräg aufgerichtet, damit der überflüssige Flammenschutz gut ablaufen kann und so getrocknet. Während dieser Zeit haben sich die Holzfasern und Gewebezellen genügend vollgesaugt, so daß eine überraschende Flammenschutzwirkung erzielt wird.

Diese Verfahren können auf Grund der erstaunlichen Haftfähigkeit von jedem Laien angewendet werden, die sogar ein Auftragen ohne vorherige Vorsäuberung gestattet, sodaß nicht nur die Anschaffung äußerst billig ist, sondern durch den Fortfall der oft sehr kostspieligen Vorsäuberungsarbeiten auch die Verarbeitungskosten denkbar niedrig gehalten sind, wodurch der organische Flammenschutz erstmalig den Anlaß gibt, diesem Gebiet in Zukunft etwas mehr Aufmerksamkeit zu widmen. Außerdem trägt man durch Anbringung eines solchen Schutzanstriches zur Werterhaltung bei, indem einerseits große Brandkatastrophen nur noch der Vergangenheit angehören werden und andererseits schützt man die Holzkonstruktionen durch Gesundhaltung der Holzfasern vor natürlichem Verfall.

Will man z. B. in Kesselhäusern einen helleren Anstrich erreichen, so kann man bedenkenlos den Flammenschutzanstrich mit einer helleren Ölfarbe, Lack usw. überstreichen, ohne daß die Schutzwirkung nur im geringsten beeinträchtigt wird. Umgekehrt kann man aber auch den Schutzanstrich auf Leimfarben, Ölfarben, Membranit, sogar auf neuen Carbolinemanstrich auftragen, ohne daß die Haftfähigkeit leidet.

Diese Zeilen sollen nicht erschöpfend das Wesen des modernen Flammenschutzes behandeln, sie sollen aber Anregungen geben für neue Wege und Ziele, die zur Erhaltung unseres Nationalvermögens führen, denn Brandschutz ist Landschutz! (Nachdruck nur mit Genehmigung des Verfassers gestattet.)
F. Müller, Jena.

Die Kirche St. Jeanne d'Arc in Nizza.

Für den Aufbau dieser Kirche sind Eisenbetonschalen verwendet worden, die als Rotationsellipsoide mit verschiedenen Halbmessern regelmäßig im Grundriß angeordnet sind. Insbesondere das Hauptschiff wird umschlossen von drei halben Rotationsellipsoiden mit rd. 17 m Durchmesser im Grundrißkreis. Die beiden äußeren Grundrißkreise berühren sich. Das dritte mittlere Ellipsoid hat sein Zentrum in diesem Berührungspunkt. Um diese drei rd. 24 m hohen Hauptschalen des Mittelschiffes sind acht kleinere, rd. 14 m hohe ellipsoidische Schalen angeordnet und zwar je drei seitlich und am Längsabschluß je eine. Der Grundrißkreis der Ellipsoide der Seitenschiffe hat überall einen Halbmesser von 5 m. Ihre Mittelpunkte liegen auf den Grundrißkreisen des mittleren Hauptgewölbes.

Die Durchdringungen dieser Schalen umschließen einen Raum von ganz eigenartiger Wirkung. In Abb. 1 erkennt man, daß sich die Hauptpfeiler ganz von selbst aus den sich überschneidenden Ellipsoiden ergeben. Der im Gesamten umschlossene Raum ist rd. 60 m lang und 37 m breit.

Die seitlichen Schalen sind mit großen Türöffnungen versehen, die zu einer Art Nebenschiff führen. Diese Anbauten sind flach gedeckt und reichen bis zu den kleinen Fenstern in den Seitenellipsoiden, die ziemlich hoch liegen (Abb. 2). Das Hauptschiff wird durch große senkrechte rechteckige Fenster in den eigentlichen Kuppeln beleuchtet, die durch dünne Eisenbetonplatten mit der Gewölbeschale verbunden sind.

Der ganze Bau ist in Eisenbeton ausgeführt auf Pfahlgründung. Die gesamte, von den Kuppeln überdeckte Fläche beträgt 900 m². Die elliptischen Kuppelschalen haben im Scheitel eine Stärke von 8 cm und an der Basis von 45 cm. Die Lasten werden einerseits auf die Außenmauern und andererseits auf die vier Pfeiler übertragen. Die Belastung beträgt 300 t pro Stütze. Die Bewehrung der Gewölbeschalen ist die übliche. Die Eisen der äußeren und inneren Schalenleibung sind am Kuppelansatz durch Bügel verbunden. Viele Eisen wurden des kleinen Krümmungshalbmessers wegen warm gebogen.

Die Schalung für die Eisenbetonkuppeln (rd. 2000 m²) bestand aus kurzen aneinandergesetzten Brettern. Der äußere Beton dient gleichzeitig als Putz und hat deshalb einen wasserabweisenden Zusatz. Ur-



Abb. 1.



Abb. 2.

sprünglich war Kupferdeckung vorgesehen, auf die aber der Kosten wegen verzichtet werden mußte, so daß die Dehnungsfugen sichtbar sind.

Getrennt von der eigentlichen Kirche steht der 60 m hohe Glockenturm, der in rechteckige, sternförmig im Fünfeck angeordneten Eisenbetonstützen von 0,40 × 1,00 m Querschnitt aufgelöst ist. Der Durchmesser des einbeschriebenen Kreises ist 6,20 m. Die Turmspitze selbst setzt sich aus fünf Spitzbögen entsprechend der fünf Stützenpaare des Turmes zusammen, die sich überschneiden und dadurch gegenseitig versteifen, und oben in eine fünfeckige Pyramide auslaufen.

Der an sich einheitliche Charakter des Bauwerkes wird in der äußeren Erscheinung wesentlich gestört durch die unregelmäßig angelegten Nebengebäude wie Nebenschiffe, Taufkapelle, Leichenhalle, Sakristei, Büroräume usw., durch welche zwar das zur Verfügung stehende Gelände bis zum äußersten ausgenutzt wurde. Das Innere der Kirche ist wegen der strengen Klarheit seiner Formen und der Sparsamkeit der Ausgestaltung recht eindrucksvoll.

(Nach „La Technique des Travaux“ 11 [1935] S. 531.)

Dipl.-Ing. G. Föhringer, Hannover.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Mitteilungen des Deutschen Normenausschusses.

Neue Prüfnormen für Bitumen und Teer.

Der gewaltige Aufschwung des Straßenbaues in Deutschland hat es erforderlich gemacht, die im Rahmen des deutschen Normenwerkes bisher herausgegebenen Richtlinien für die Prüfung der wichtigsten Straßenbaustoffe und -bindemittel zu überarbeiten, um sie dem gegenwärtigen Stande der Technik und Forschung anzupassen.

Bereits 1934 erschien das Normblatt DIN 1995. Es enthält im 1. Teil u. a. die Mindestanforderungen, die heute an folgende Bindemittel gestellt werden müssen:

Bitumen für Oberflächen- und Innenbehandlung (einschließlich Bitumenemulsion) und als Zusatz zum Straßenteer
Straßenteer ohne und mit Bitumen

a) reiner Straßenteer

b) Straßenteer mit Bitumen

Bitumen- und Teer-Emulsionen

Kaltteere

Verschnittbitumen

Im 2. Teil wird die Vorbereitung der Bindemittel für die Untersuchung beschrieben, außerdem jedes einzelne Untersuchungsverfahren genau festgelegt, damit die Untersuchungsstellen in der Lage sind, die Prüfungen einheitlich vorzunehmen.

Das soeben veröffentlichte Normblatt DIN 1996 behandelt Bitumen und Teer enthaltende Massen für Straßenbau und ähnliche Zwecke. Im 1. Teil werden wiederum Vorschriften für die Probenahme und Beschaffenheit gebracht. Im Teil „Beschaffenheit“ werden Begriffe und Güteeigenschaften für folgende Massen festgelegt:

Gußasphalt

a) für Fahrbahnbeläge

b) für Beläge ohne Fahrzeugverkehr

c) für säurefeste Beläge

d) als Unterlage für Linoleumböden

Asphaltmastix für Gußasphalt

Sandasphalt

Asphaltbeton

Asphaltfeinbeton

Asphaltgrobbeton

Teerbeton

Fugenvergußmasse für Steinpflaster

Bitumen-Pflasterfugenvergußmasse

Teer-Pflasterfugenvergußmasse

Mineralstoffe als Zuschlagstoffe für Bitumen und Teer enthaltende Massen.

Der 2. Teil bringt Vorschriften für die Untersuchung von Belagmassen und Mineralstoffen, soweit sie nicht bereits im Normblatt DIN 1995 erfaßt sind.

Die Kenntnis und Beachtung dieser Normen wird künftig nicht nur für das Straßenbaugewerbe und die Hersteller der Baustoffe, sondern auch für die Auftraggeber unerlässlich sein.

Die erwähnten Normblätter sind durch den Beuth-Verlag, Berlin SW 19 zu beziehen; DIN 1995 zum Preise von RM 2,—, DIN 1996 zum Preise von RM 1,25 je Stück (ausschl. Versandkosten).

Richtlinien für Hausanschlußleitungen und Hausanschlußkeller.

Die Ausführung der technischen Einrichtungen im Hause erfolgt durch verschiedene, meist getrennt arbeitende Unternehmer und Handwerker. Dementsprechend wurden in der Vergangenheit die Zuleitungen für Gas, Wasser, Elektrizität und Fernsprecher sowie die Ableitungen für Schmutzwasser und Regenwasser durch verschiedene Versorgungsbetriebe und öffentliche Verwaltungen unabhängig voneinander ausgeführt. Abgesehen von den Unzuträglichkeiten bei der Ausführung der Arbeiten selbst führt diese planlose Nebeneinanderarbeit häufig zu technischen Fehlern oder Nachteilen für den Hausbesitzer und Benutzer.

Um die Möglichkeit einer zusammenfassenden Planung für die Ausführung von Hausanschlußleitungen und Hausanschlußkellern zu prüfen, führt die Fachstelle Haustechnik beim Verein deutscher Ingenieure mit Unterstützung der Stiftung zur Förderung von Bauforschungen in der Versuchssiedlung Berlin-Haselhorst Untersuchungen durch¹. Auf Grund

¹ Vgl. Mengerlinghausen: Planarbeit bei der Ausführung von Hausanschlußleitungen und Hausanschlußkellern. Dtsch. Bauztg. 1934 Heft 7.

der Ergebnisse dieser Untersuchungen wurden Richtlinien entwickelt, die die Zustimmung aller beteiligten Fachkreise fanden. Diese Richtlinien sind in Form eines Merkblattes niedergelegt worden. Das Merkblatt ist 1935 im Beuth-Verlag, Berlin, erschienen.

Es ist beabsichtigt, dahin zu wirken, daß bei neuen Bauten die Baugenehmigung nur dann erteilt wird, wenn die im Merkblatt niedergelegten Richtlinien befolgt sind. Ferner ist nach Ablauf einer längeren Bewährungszeit die Aufnahme der Richtlinien in die bautechnische Normung vorgeschlagen worden.

Das Stahldach im Luftschutz.

Die Bauweise des Daches und die Wahl des Baustoffes der Dachdeckung spielen im bautechnischen Luftschutz eine wichtige Rolle. Durch eine geeignete Ausführung der Dachhaut kann der Schaden, der durch den Abwurf von Fliegerbomben entsteht, eingeschränkt werden. Aus Wirtschaftlichkeitsgründen wird man darauf verzichten, neue Sonderbauweisen anzuwenden und besser unter den vorhandenen langjährig erprobten Dachdeckungen diejenige auswählen, welche den Forderungen des Luftschutzes am besten zu entsprechen scheint. Eine eingehende Untersuchung dieser Frage führt zu der Feststellung, daß das Stahldach eine Reihe von Eigenschaften besitzt, welche seine Anwendung vom Standpunkt des Luftschutzes empfehlen.

Besonders in der Landwirtschaft, wo es sich darum handelt, wertvolle Erntevorräte vor feindlichen Fliegerangriffen zu schützen und die Versorgung der Front und des Hinterlandes im Ernstfalle sicher zu stellen, wird das Stahldach im bautechnischen Luftschutz noch eine Rolle spielen.

Hat eine Brandbombe die Dachhaut durchschlagen, so wird die Hausfeuerwehr vor allem bestrebt sein, eine Ausbreitung des Brandes zu verhindern. Versuche haben ergeben, daß ein Stahldach sowohl Innenfeuer als auch Flugfeuer gut widersteht. Das Übergreifen eines Brandes von einem Haus auf das andere wird durch eine Stahleindeckung wesentlich erschwert. Dadurch wird die Arbeit der Hausfeuerwehr erleichtert, da sie sich auf die Brandbekämpfung im Dachgeschoß beschränken kann, die Verhinderung der Brandausdehnung auf die Nachbarhäuser aber vom Stahldach gewährleistet wird. Auch ist die Hausfeuerwehr nicht durch herabfallende Einzeltrümmer, wie Dachziegel oder brennende Pappstücke gefährdet und dadurch in ihrer Löschfähigkeit behindert.

Stahldächer sind gegen Flugfeuer unempfindlich. Dadurch wird eine weitere Gefahrenquelle eines Brandbombenangriffes ausgeschaltet. Hat eine Brandbombe den Dachboden eines Hauses in Brand gesteckt, so wird voraussichtlich ein erheblicher Teil der Brandübertragung durch Flugfeuer stattfinden. Dächer, die mit Stahl eingedeckt sind, werden dieser Art von Brandstiftung mit Erfolg widerstehen.

Die oberste Geschosßdecke soll in jedem Haus als „versteifende Branddecke“ ausgebildet werden. Sie hat die Aufgabe, die Ausbreitung eines Dachstuhlbrandes auf die unteren Geschosse zu verhindern. Die Decke soll das Durchdringen von Brandbomben und das Durchschlagen von einstürzenden Schornsteinen und brennendem Dachgebälk verhindern. Man kann annehmen, daß durch eine stählerne Dachhaut die Brandbombe abgebremst wird und durch das geringe Gewicht des mit Stahl gedeckten Dachstuhles eine geringere Beanspruchung der versteifenden Branddecke stattfindet, als dies bei anderen Eindeckungen der Fall ist. Dies wird sich in einer sparsameren Bemessung und damit in einer Verbilligung der Deckenherstellung zeigen.

Auch hinsichtlich der Einwirkung von seßhaften Kampfstoffen weist das Stahldach einige Vorteile auf. Während Lost (Gelbkreuz) in andere Baustoffe eingesaugt wird, bleibt er bei einem Stahldach an der Oberfläche liegen und kann leicht mit Wasser abgespült werden. Stahldächer lassen sich allein mit Wasser vollständig entgiften. Der übliche Entgiftungsvorgang und die Anwendung von Chlorkalkbrei sind nicht notwendig. Dadurch wird die Tätigkeit des Entgiftungsstrupps sehr erleichtert. Nach amerikanischen Militärversuchen konnte eine Verrostung von Stahl durch die Einwirkung von Lost nicht festgestellt werden. Die Forderung nach einer leichten Entgiftung der Dachfläche ist um so wichtiger, als bei einem Abregen von flüssigem Kampfstoff das Dach der am stärksten betroffene Bauteil ist und unter Umständen bei einem ungeeigneten Eindeckungsstoff eine dauernde Gefahrenquelle darstellen kann. Bei stark luftgefährdeten Bauten, die mit häufigen Gasangriffen rechnen müssen, sollte daher auf die leichte Entgiftung durch Vorsehen eines Stahldaches Rücksicht genommen werden.

Ein Stahldach kann als dichte Dacheindeckung bezeichnet werden,

da der flüssige Kampfstoff nicht durchdringen kann. Eine Begiftung des Dachinnern kann kaum stattfinden.

Die Trümmerwirkung ist die Wirkung der durch den Zerknall von Springbomben fortgeschleuderten Bautrümmer. Um die Trümmerwirkung herabzusetzen, empfiehlt es sich, diejenigen Bauteile, welche voraussichtlich durch die unmittelbare Sprengwirkung der Bomben zerstört werden, möglichst leicht zu machen, so daß sie beim Fortschleudern keinen weiteren Schaden an Nachbargebäuden anrichten. Man bevorzugt daher zum Beispiel im Luftschutz den Gerippebau mit leichten Ausfachungstoffen.

Eine leichte Dachdeckung wird gleichfalls die Trümmerwirkung herabsetzen. Eine Eindeckung aus Stahldachpfannen gehört bei einem Gewicht von 20 kg/m² zu den leichtesten Eindeckungsarten. Wird durch unmittelbare Zerknallwirkung einer Sprengbombe die Dachhaut abgehoben, so werden die leichten Stahldachpfannen im Gegensatz zu anderen Dachdeckungsstoffen nur geringen Schaden durch Anschleudern hervorgerufen.

Der tragende Dachstuhl kann wegen des geringen Gewichtes der Eindeckung schwächer bemessen werden. Die Bauteile eines Dachstuhls, der mit Stahl eingedeckt ist, werden daher gleichfalls eine geringere Trümmerwirkung zur Folge haben als bei einer anderen schwereren Eindeckung.

Auf Grund einer eingehenden Untersuchung und des Ergebnisses verschiedener Luftschutzversuche, die mit Stahldächern vorgenommen wurden, kann heute schon festgestellt werden, daß das Stahldach eine Dachdeckung ist, die den Forderungen des Luftschutzes vollkommen entspricht. Hinsichtlich des Schutzes gegen Brandbomben, der Entgiftung und Herabsetzung der Trümmerwirkung besitzt das Stahldach luftschutztechnische Vorteile gegenüber anderen Dacheindeckungen. Da Stahldächer nicht teurer sind als andere Eindeckungsarten und ihre Eignung durch jahrelange Anwendung im Bauwesen bereits bewiesen haben, kann ihre breite Anwendung vom Standpunkt des Luftschutzes nur empfohlen werden. („Stahlkorrespondenz.“) Dr.-Ing. Hans Schöberger, Berlin.

Die Zementindustrie im Jahre 1935.

Der Zementversand hat im Jahre 1935 gegenüber dem vorhergehenden Jahre eine beträchtliche Steigerung erfahren. Der Jahresversand der gesamten deutschen Zementindustrie hat 8 632 000 t gegenüber 6 541 402 t im Jahre 1934 betragen. Damit ist der Umfang des besten Versandjahres der Nachkriegszeit, nämlich des Jahres 1928, um ein Geringes übertroffen. Der Zementversand der syndizierten Industrie betrug im Jahre 1928 7,5 Millionen t, den man um etwa 10% erhöhen muß, um den Versand der gesamten Zementindustrie zu erfassen. Der Anteil der nicht syndizierten Industrie wurde im Jahre 1928 statistisch noch nicht erfaßt.

Die Versandsteigerung stellt im wesentlichen eine Auswirkung der

bekannteren Bauvorhaben der öffentlichen Hand dar, so daß also die derzeitige Versandlage zu einem guten Teil das Ergebnis einer ausgesprochenen Sonderkonjunktur ist.

Erfreulich ist, daß die Ausfuhr eine starke Steigerung erfahren hat, und zwar von 330 276 t im Jahre 1934 auf 531 089 t im Jahre 1935. Diese Exportsteigerung ist in erster Linie den Anstrengungen der deutschen Zementindustrie zu danken, die trotz der handelspolitischen Schwierigkeiten und trotz unzureichender Erlöse alles in ihren Kräften Stehende getan hat, um sich auf den Auslandsmärkten zu behaupten. Mit einer Ausfuhr von 531 089 t ist zwar nicht annähernd die Ausfuhr der Jahre 1927, 1928 und 1929 erreicht, in denen sie über 1 Million t betragen hat, doch ist immerhin eine beträchtliche Besserung festzustellen.

Trotz der verhältnismäßig günstigen Beschäftigung im Jahre 1935 war die vorhandene Kapazität der deutschen Zementindustrie bei weitem nicht voll ausgenutzt. Der zur Feststellung der Leistungsfähigkeit der deutschen Zementindustrie vom Reichswirtschaftsministerium eingesetzte Sachverständigen-Ausschuß hat diese Leistungsfähigkeit auf etwa 16 Millionen t eingeschätzt und damit die von der Zementindustrie früher aufgestellten Schätzungen in weitem Umfange bestätigt. Daraus ergibt sich, daß noch starke Leistungsreserven vorhanden sind und daß die im Jahre 1935 in einzelnen Gebieten aufgetretenen Lieferungsschwierigkeiten — die überdies in kurzer Zeit behoben worden sind — auf andere Ursachen zurückzuführen waren. In erster Linie sind hier zu nennen, die vordringliche Deckung des Bedarfs wichtiger öffentlicher Bauvorhaben und häufig zu kurzfristige Dispositionen. Es ist unerlässlich, daß die gerade in der Zementindustrie übliche stoßweise Auftragsvergebung durch rechtzeitige Disponierungen abgemildert wird bzw. entsprechende Lieferfristen in Kauf genommen werden.

Die deutsche Zementindustrie hat im Hinblick auf die obengenannte Leistungsfähigkeit eine Verlängerung des Ende Februar 1935 abgelaufenen Neubauberbots gefordert. Eine Entscheidung ist indessen vom Reichswirtschaftsministerium noch nicht ergangen.

Die Aussichten für das Jahr 1936 werden zuversichtlich beurteilt, da ein großer Teil der öffentlichen Bauvorhaben erst im Jahre 1936 zur Vollendung kommt. Wenn auch der Zementindustrie diese zusätzliche Beschäftigung nur erwünscht sein kann, so muß doch darauf hingewiesen werden, daß die Zementindustrie auf eine gleichmäßige Beschäftigung besonders Wert legt, weil die Eigenart des Zementbetriebs eine rentable Ausnutzung nur dann gestattet. Deshalb hat die Zementindustrie auch seit längerem sich Gebiete der Zementverwendung erschlossen, die diesem Ziele dienen. Neben dem Wohnungsbau sind es vor allem der landwirtschaftliche Bau und der Straßenbau, die neuerdings einen größeren Teil der Erzeugung aufnehmen. Allerdings sind die gelegentlich veröffentlichten Mitteilungen über den Anteil des Straßenbaues am Zementverbrauch übertrieben. Der gesamte Straßenbau einschließlich aller dazugehörigen Bauwerke hat nämlich im Jahre 1935 noch nicht 10% der Zementherzeugung beansprucht.

PATENTBERICHTE.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 5 vom 30. Januar 1936 und von demselben Tage an im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 4 c, Gr. 35. K 130 903. Karl Knauf, Duisburg-Hamborn. Trockener Gasbehälter. 22. VII. 33.
- Kl. 5 b, Gr. 41/20. A 69 403. Mitteldeutsche Stahlwerke Akt.-Ges., Riesa. Verfahren zum Aufschließen und Betrieb von Tagebauen, insbesondere Braunkohletagebauen, mittels Abraumförderbrücke. 6. V. 33.
- Kl. 19 a, Gr. 11. F 76 426. Oskar Feldmann, Zürich, Schweiz; Vertr.: Dr. W. Haaga, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Schienenbefestigung auf beliebiger Unterschwellung mit gleichzeitiger Spurregelung. 24. X. 33.
- Kl. 19 a, Gr. 11. V 29 946. Vereinigte Hüttenwerke Burbach-Eichdüdelingen Akt.-Ges., Luxemburg; Vertr.: Dr. P. Ferchland, Pat.-Anw., Berlin-Schöneberg. Schienenbefestigung auf eisernen Querschwellen mittels Keilklemmplatten. 21. IX. 33. Luxemburg 10. III. 33.
- Kl. 19 a, Gr. 19. N 35 672. Walter Springer, Berlin. Schienenstoßverbindung mittels beiderseits der Stoßfuge angeordneter Kopflaschen. 1. IX. 33.
- Kl. 19 c, Gr. 9/20. W 93 466. Karl Witte, Barby, Elbe. Stampfvorrichtung mit zwei in der Bewegungsrichtung hintereinander liegenden, abwechselnd heb- und senkbaren Stampfeinheiten; Zus. z. Pat. 549 816. 17. I. 34.
- Kl. 19 d, Gr. 1. L 79 170. Herold Caesar Liebold, Dresden. Verstärkung für gewölbte Brücken. 24. VIII. 31.
- Kl. 19 e, Gr. 1. E 45 446. Eisenwerk Weserhütte Akt.-Ges., Bad Oeynhaus i. W. Selbsttätige Einrückvorrichtung für die Windenkuppelung von Stampfgeräten mit frei fallender Stampfplatte. 29. III. 34.
- Kl. 20 a, Gr. 12. B 169 400. Bleichert-Transportanlagen G. m. b. H., Leipzig. Drahtseilbahn mit zwei Teilstrecken und Antrieb in der Zwischenstation. 13. IV. 35.
- Kl. 20 k, Gr. 9/01. K 137 619. Dipl.-Ing. Otto Kobold, München. Fahrdraht für elektrische Bahnen. 6. XI. 34.
- Kl. 20 k, Gr. 9/01. S 110 639. Siemens-Schuckertwerke Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Fahrleitung für elektrische Bahnen. 18. VIII. 33.
- Kl. 84 a, Gr. 2. S 99 277. Société des „Pioux Simplex Super“ Chabot & Cie., Paris; Vertr.: Dipl.-Ing. H. Brüggemann, Pat.-Anw., München. Bühne mit einem gewölbten Oberteil und einem Pfahlunterbau. 19. VI. 31. Frankreich 29. V. 31.
- Kl. 84 b, Gr. 1. A 65 987. Oskar Albl u. Fa. Louis Eilers, Hannover-Herrenhausen. Stemm- und Drehtor, insbesondere für Schleusen. 17. V. 32.
- Kl. 84 b, Gr. 1. I 48 352. Ilseder Hütte, Peine. Kammerschleuse mit aus Spundbohlen hergestellten Wänden. 15. XI. 33.
- Kl. 84 b, Gr. 2. S 114 459. Siemens-Schuckertwerke Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Einrichtung zur Steuerung der Antriebsvorrichtungen für den Trog von Schleusen oder Schiffshebwerken; Zus. z. Pat. 596 166. 23. VI. 34.
- Kl. 84 d, Gr. 2. H 135 931. Albert Hoepfener, Grefrath, Post Frechen, Bez. Köln. Antriebsvorrichtung für Bagger. 6. VII. 32.
- Kl. 84 d, Gr. 2. M 112 639. Maschinenfabrik Buckau R. Wolf Akt.-Ges., Magdeburg. Schwenkwerk für Bagger mit einem den Abwurförderer tragenden Mittelteil und einem die Eimerleiter tragenden Oberteil. 13. XI. 29.
- Kl. 84 d, Gr. 5/02. M 121 972. Maschinenfabrik Buckau R. Wolf Akt.-Ges., Magdeburg. Abwurförderband für Abbaugeräte, insbesondere Bagger. 30. XI. 32.
- Kl. 85 d, Gr. 12. P 68 054. Fa. Polte, Magdeburg. Entwässerungsvorrichtung an Wasserpfosten. 17. VIII. 33.

BUCHBESPRECHUNGEN.

Schumacher, Fritz: Strömungen in deutscher Baukunst seit 1800. Mit 247 Abb. Leipzig: E. A. Seemann 1935. 296 S. Format DIN B 5. Preis geh. RM 10,—, geb. RM 12,50.

Die geistigen Wandlungen in Volk, Wirtschaft und Technik, wie sie seit der Jahrhundertwende durch den Beginn des Baues der Eisenbahnen, durch die Reichsgründung und die Folgen des Weltkrieges äußerlich gekennzeichnet sind, gelten dem Verfasser als Rhythmus der zeitlichen Betrachtung. Aus der ersten Epoche, in der das architektonische Schaffen durch den Ausklang des barocken Raumgefühls und die Auseinandersetzung des Griechentums mit den nationalen Strömungen als Folge der Befreiungskriege bedingt ist, weisen zwei Männer von überragendem Format, Weinbrenner und Schinkel in die Zukunft, Weinbrenner durch die Ansätze eines soziologisch-organischen Städtebaues, Schinkel durch die Erfassung neuer, zeitbedingter Ausdeutung der Antike. Die Folgezeit von 1840 über 1870 bis 1900 steht im Anfang unter dem Andrang neuer baulicher Forderungen, die die wirtschaftliche und verkehrstechnische Umlagerung ihr stellt. Während das Auftauchen völlig neuer Bauprobleme und Konstruktionen zur Entwicklung neuartiger Bautypen drängt, steht der künstlerische Ausdruck unter der lähmenden Auffassung Schopenhauers, dem die Kunst seit der besten griechischen Zeit abgeschlossen und keiner Bereicherung fähig erscheint. Selbst einer so ungewöhnlichen Persönlichkeit wie Gottfried Semper, der die neuen Grundbegriffe der gestaltenden Aufgabe der Architekten klar erkennt, war es nicht vergönnt, die Schinkelsche Forderung zu erfüllen, daß ein Bauwerk seinem Zwecke in allen Teilen und im ganzen in geistiger und physischer Richtung entsprechen müsse. Die Weiterentwicklung ist gekennzeichnet äußerlich durch den Einfluß der kunstwissenschaftlichen Betrachtung der Baukunst, unter der die Unbefangenheit des architektonischen Schaffens zugrunde geht, innerlich durch die liberalistische Einstellung, als deren markantester Wendepunkt die Einführung der Gewerbefreiheit zu werten ist, und als deren Folgeerscheinung das völlige Versagen des Städtebaues auf soziologischer Grundlage ein bis in unsere Zeit hereinragendes Verhängnis geworden ist. Die Wendung zu einer neuen Auffassung der Bauaufgabe aus ihren eigensten Bedingungen, abgelöst von der Bindung an lebensfremde, eklektische Ausdrucksformen, bereitet sich um die Jahrhundertwende vor. Sie nimmt ihren Ausgang im Kunstgewerbe und findet ihren geistigen und organischen Ausdruck in der Gründung des Deutschen Werkbundes, ihren kulturellen ethischen Mittelpunkt in den Gründungen des Bundes Deutscher Architekten und der Freien Deutschen Akademie des Städtebaues, die die wissenschaftlichen Grundlagen schafft für die lebendige, organische Durchdringung des städtischen Lebensraumes. Hier beginnt der Architekt in die Aufgabe des Organisators des menschlichen Siedlungsraumes hineinzuwachsen. Auf diesem Gebiete reichen sich Architekt und Ingenieur die Hand im weitesten Sinne. Das Bauwerk wird unter dieser Einstellung nicht mehr als Einzelobjekt beurteilt, sondern nach seinem Werte als Teilstück einer organisch wachsenden und geordneten Siedlung. Der Künstler wird damit zur Einfügung in die gemeinsamen Aufgaben des Städtebaues und der Landesplanung gezwungen. Der Gedanke des Volksstaates, der sich in diesem Strom nach Gemeinsamkeit unter der Zielsetzung durch Gemeinde und Reich lebendig bekundet, ist der Schlüssel zum Verständnis für die Entstehung einer echten, völkischen Baukultur, die, in ihren Ansätzen erkennbar, die Aussicht auf einen lebendigen, deutschen Baustil eröffnet.

Die äußerst fesselnde Darstellung des Verfassers wird von seiner umfassenden Kenntnis der geistigen Vorgänge, an denen er selbst aktiv beteiligt ist, und von seinen reichen, praktischen Erfahrungen getragen. Die Einsicht in die Folgerichtigkeit aller Vorgänge, bewahrt ihn vor ungerechtem Urteil. Der Optimismus seines Blickes in die Zukunft muß jeden Leser mit Zuversicht zu der baukünstlerischen Gestaltung des wachsenden Volksstaates erfüllen.

Kanold, Hannover.

Volquards, G. und H.: Feldmessen. Mit 209 Abb. Leipzig-Berlin: B. G. Teubner 1935. 130 S. Format gr. 8°. Preis geb. RM 5,80.

Das Buch ist zunächst für Tiefbautechniker bestimmt und enthält dementsprechend mehr als sein Titel vermuten läßt. Die ersten Abschnitte beschäftigen sich mit den Geräten und Verfahren zur Ausführung von kleinen Lagemessungen und von Höhenbestimmungen durch Nivelieren; dem Flächennivellement ist dabei eigentümlicherweise ein besonderer Abschnitt gewidmet. In den folgenden Abschnitten werden der Theodolit und seine Verwendung zur Messung von Horizontal- und Vertikalwinkeln, die zugewiesene Punktbestimmung, Absteckungsarbeiten, die trigonometrische Höhenbestimmung und die Tachymetrie behandelt. Trotzdem daß im ersten Abschnitt gesagt wird, daß die Behandlung der mechanischen Hilfsmittel zur Flächenbestimmung über den Rahmen dieses Leitfadens hinausgehe, werden diese in einem der letzten Abschnitte besprochen.

Die Behandlung des Stoffes läßt an verschiedenen Stellen zu wünschen übrig; dies gilt z. B. von dem über die Röhrenlibelle Gesagten. An Einzelheiten mögen die folgenden erwähnt werden: Flächenberechnungen auf Grund von Feldmaßen führt man nicht in der Weise aus, wie dies an Hand der Abb. 44 geschehen ist. Die Kanalwaage bietet heute nur noch geschichtliches Interesse. Auch beim Fernrohr mit innerer Einstelllinie muß der Abstand zwischen Fadenkreuz und Okular veränderlich sein.

Die Beseitigung der Parallaxe beim Fernrohr geschieht anders als wie dies angegeben ist. Die Bussole wird verhältnismäßig ausführlich behandelt, ohne daß auf ihre Verwendung z. B. zum Messen von Bussolenzügen näher eingegangen wird. Unter einer Planimeterharfe hat man früher etwas anderes verstanden als ein Stück Pauspapier mit Parallelen in gleichem Abstand.

An verschiedenen Stellen des Buches kann man sich des Eindrucks nicht erwehren, daß den Verfassern die eigene praktische Erfahrung fehlt.
P. Werkmeister, Dresden.

Bericht über den XIV. Kongreß für Heizung und Lüftung. Berlin 1935. Herausgegeben vom ständigen Kongreßausschuß. Verlag R. Oldenbourg. München 1935. 175 S. gr.-8°. Preis RM 8,—.

Deutschlands politische und wirtschaftliche Verhältnisse brachten es mit sich, daß der 1933 fällige Kongreß für Heizung und Lüftung um zwei Jahre verschoben wurde, weil man glaubte, daß das Heizungsfach seit dem Dortmunder Kongreß von 1930 noch nicht genügend Stoff zur Erörterung geliefert habe. Die rege Beteiligung der Fachwelt zeigte jedoch, daß die Abhaltung eines Kongresses im verflossenen Sommer keineswegs verfrüht war.

Die von Ministerialrat Schindowski geleitete Tagung eröffnete Dipl.-Ing. Möhrli mit dem Vortrag „Wirtschaftspolitische Verhältnisse im Zentralheizungsbau“ in ihrer Entwicklung nach dem Kriege, besonders seit 1929 und bis zum Zusammenbruch 1933. Vor dem Kriege gab es in Deutschland rd. 1000 Heizungsfirmen mit 300—400 Mill. Mark Jahresumsatz; nach dem Kriege aber rd. 11 000 Firmen mit nur ca. 250 Mill. RM Umsatz im besten Jahre 1929 und mit sogar nur 20 Mill. RM Umsatz i. J. 1932 bei wesentlich gesunkenen Preisen! Dadurch ist das Heizungsfach in unerhörte Schwierigkeiten geraten, die so bald nicht zu beheben sind.

Nach dem derzeitigen Stand und der Entwicklungsrichtung des Heizungswesens fordert Stadtbaurat Dr. Wahl die wirtschaftlich höchste Ausnutzung der natürlichen Brennstoffe und Energiequellen. Eingehender behandelt Prof. Marcard „Natürliche Brennstoffe, ihre Bedeutung, Bewirtschaftung und Verfeuerung“, denen Prof. Draue „Künstliche Brennstoffe und ihre Erzeugung“ gegenüberstellt und auf den Wert der Veredelung des Grundstoffes hinweist, indem z. B. aus Holz die Holzkohle mit doppeltem Heizwert, aus Steinkohle Gas und Gaskoks gewonnen wird oder Schmelzkoks, wobei soviel flüssiger Treibstoff verbleibt, daß wir vom Ausland unabhängig werden können. Dipl.-Ing. Albrecht betrachtet die Verbrennung und Abführung der Verbrennungserzeugnisse als Arbeitsproblem des Schornsteinzuges, der durch den Wind beeinflusst wird, aber auch bei Windstille „ziehen“ muß. Den Einfluß des Windes auf den Kaminzug behandelt der Oberbaurat Dr. Meuthan Hand theoretischer Erwägungen und praktischer Erfahrungen.

Weiter sprachen Dr. Raich über Wärmeverlust und Wärmeschutz in der Heizungstechnik, Dr. Reschke über allgemeine hygienische, technische und wirtschaftliche Fragen der Sammelheizung und Dipl.-Ing. Reiser verheißt der Städteheizung eine bessere Zukunft, wenn sie mehr in die Energiewirtschaft eingegliedert wird und wie in USA. ihren Wärmebedarf aus der Abwärme des Kraftbetriebes deckt.

Dr. Allmenröder eröffnet mit fesselnden Ausführungen über „Heißwasserheizung und Wärmespeicherung“ für die etwas vernachlässigte Heißwasserheizung neue Entwicklungsmöglichkeiten von großem Umfang und großer Bedeutung.

Dipl.-Ing. Körtig tritt für die neuerdings erheblich verbesserte Gasheizung ein, die nicht mehr die kleine Aushilfeheizung ist, sondern auch für Großanlagen der Heizung und Warmwasserbereitung als ebenbürtiges Gegenstück zu den übrigen Zentralheizungen mit bestem Erfolge verwendet wird.

Nach Regierungsrat Neugebauer sind die Kosten der Wärmelieferung durch von der Familie bediente Einzelöfen nicht geringer als bei Zentralheizung, die nur in angenehmerer Weise heizt. In Mietshäusern mit mehreren Wohnungen und gemeinschaftlicher Zentralheizung müßte nur die tatsächlich bezogene Wärme nach Maß bezahlt werden; aber die Berechnung nach der benutzten Wohnfläche ist nicht durchführbar, weil der Wärmebedarf der Mieter verschieden ist, und die „Zähler“ zu teuer sind. — Die auf Grund praktischer Erfahrung durch Dr. Raich und Baurat Berlit ermittelten Sätze lassen am besten erkennen, wie notwendig die Zumessung der gelieferten Wärme wäre.

Der zweite Verhandlungstag war dem Lüftungswesen gewidmet und stand unter der Leitung des im VDI gegründeten Fachausschusses für Lüftungstechnik, der dem ständigen Kongreßausschuß angegliedert ist.

Zunächst sprach Regierungsrat Liese über die hygienische Bedeutung der Lüftung, bedingt durch die chemische und physikalische Veränderung der im geschlossenen, von Menschen benutztem Raum enthaltenen Luft. Der Wert einwandfreier Luft muß sich noch mehr vertiefen, und die Ergebnisse der Forschung müssen beim Bau von Lüftungsanlagen noch gründlicher verwertet werden.

Ministerialrat Neuhäus spricht über „Lüftung und Baupolizei“ und fordert, daß die Lüftungsanlagen nicht nur richtig gebaut, sondern auch richtig im Betriebe gehalten sein müßten; die Baupolizei müsse befugt sein, den Betrieb der Anlagen zu überwachen und die Betriebs-

vorschriften müßten in eine Form gebracht werden, die sich zur Aufnahme in die Bauordnung eigne.

Zum Schluß wurde noch eine Übersicht über die vom Lüftungsausschuß geleisteten Vorarbeiten gegeben.

Prof. Dr. W. Schleyer, Geheimer Baurat.

Vorläufige Vorschriften für geschweißte vollwandige Eisenbahnbrücken. Mit dem Einföhrungserlaß. Verlag W. Ernst u. Sohn. Zbl. Bauverw. 1935, Heft 50. Preis geh. RM 0,80.

Diese ab 20. November 1935 gültigen Vorschriften treten im Bereich der Deutschen Reichsbahn und der Reichsautobahnen an die Stelle der DIN 4100 (2. Ausgabe 1933). Sie gelten dort bis zum Abschluß der bereits eingeleiteten Vorarbeiten auch für geschweißte vollwandige Straßenbrücken. Im letzten Falle sind die γ -Werte für die Hauptträger nach einer besonderen Tafel einzusetzen.

Ferd. Schleicher, Hannover.

Kommerell, O.: Erläuterungen zu den Vorschriften für geschweißte Stahlbauten mit Beispielen für die Berechnung und bauliche Durchbildung. II. Teil: Vollwandige Eisenbahnbrücken. Mit 92 Textabb. und 2 Anlagen. 4. neubearbeitete und erweiterte Auflage. Berlin: W. Ernst u. Sohn 1936. X/128 S. DIN A 5. Preis geh. RM 5.—.

Die früheren Auflagen der „Erläuterungen“ und auch der I. Teil: Hochbauten der 4. Auflage sind im „Bauingenieur“ ausführlich besprochen worden¹, worauf hier verwiesen werden kann.

Die Geschichte der vom Verfasser aufgestellten Entwürfe für geschweißte Stahlbrücken ist kurz gestreift. Ebenso sind die wichtigsten Ergebnisse der Dauerfestigkeitsversuche nochmals kurz dargestellt. Die Wahl der zulässigen Spannungen nach der neuen Vorschrift² ist eingehend erläutert und begründet. Gerade diese Ausführungen werden besonderes Interesse beanspruchen, da die Vorschriften selbst die Gründe und die Entstehung nicht mehr erkennen lassen und auch die verschiedenen Veröffentlichungen über die Versuchsergebnisse nicht über alles genügenden Aufschluß geben. Die im 3. Teil enthaltenen Beispiele sind neu. Sie vermitteln ein gutes Bild der Berechnung von geschweißten vollwandigen Eisenbahnbrücken nach den sehr vielgestaltigen Gesichtspunkten der neuen Vorschriften.

Ferd. Schleicher, Hannover.

Magnel, G.: Pratique du calcul du béton armé. 2^e partie. Poutres continues, Plaques hyperstatiques. Flexion gauche composée. 3. Auflage, Verlag Rombaut-Fécheyr, Gent 1936. 1. Teil: Text 17 × 25,5 cm, 183 S. mit 92 Abb. und Anhang mit LXXX Seiten und 8 Abb. 2. Teil: 26 Zeichnungen. Preis brosch. 150 frs. Geb. 170 frs.

Es liegt im Wesen des Eisenbetons, daß die tragenden oder flächenfüllenden Platten, Träger und Stützen fugen- und gelenklos zu einem einheitlichen ungeteilten Raumgebilde zusammengefügt werden. Es entstehen so hochgradig statisch unbestimmte Tragwerke. Die für das Entwerfen von Bauwerken zur Verfügung stehende Zeit und wirtschaftliche Rücksichten machen in der Regel die genaue Durchführung der erforderlichen schwierigen und umfangreichen statischen Berechnungen unmöglich. Der entwerfende Ingenieur muß schnell und mit mäßigem Arbeitsaufwande zu einem Ergebnis kommen. Grobe Vereinfachungen oder Faustformeln sind ein unbefriedigender Ausweg. Die Praxis verlangt deshalb nach Hilfsmitteln, die möglichst streng richtig, dabei aber leicht übersehbar sind und schnell genug zum Ziele führen.

G. Magnel, Professor an der Universität in Gent, Direktor des dortigen Eisenbeton-Laboratoriums, löst diese Aufgabe in seinem Werke „Béton armé“, von dem jetzt der zweite Teil vorliegt, in der Weise, daß er die Ergebnisse der genauen Berechnung in fertigen Formeln, Kurven- und Zahlentafeln dem entwerfenden Ingenieur zum Gebrauche zur Verfügung stellt. Nur in kurzen Darlegungen wird die Grundlage der mitgeteilten Ergebnisse angedeutet, vor allem aber die Anwendung der gegebenen Hilfsmittel erläutert. Der erste Abschnitt behandelt den Balken auf mehreren Stützen mit besonderer Berücksichtigung des Falls der mehr oder weniger steifen Einspannung in den Stützen. Einem umfangreichen Tafelwerk können die Ordinaten aller wichtigen Einflußflächen entnommen werden.

Der zweite Abschnitt bringt die Ergebnisse der Plattentheorie und der Theorie der Pilzdecken.

Der letzte Abschnitt behandelt die Frage der schiefen Biegung eines rechteckigen Eisenbetonquerschnitts mit oder ohne Normalkraft und bringt auch hierfür Kurventafeln, die eine schnelle Lösung dieser Aufgabe gestatten. Die Deutschen Eisenbetonvorschriften und die Ergebnisse der deutschen Forschung werden eingehend gewürdigt und vielfach benutzt.

Im Anhang sind die belgischen Eisenbetonvorschriften abgedruckt mit eingehenden Begründungen und Erläuterungen.

Das Werk wird auch von deutschen Ingenieuren beim Entwerfen schwieriger Eisenbetontragwerke mit Nutzen verwandt werden können. Es enthält manche Hilfsmittel, die in deutscher Bearbeitung nicht zur Verfügung stehen.

Prof. Dr. K. G a e d e, Hannover.

¹ Bauing. 16 (1935) S. 116.

² Bauing. 17 (1936) S. 66.

Loos, W.: Praktische Anwendung der Baugrunduntersuchungen bei Entwurf und Beurteilung von Erdbauten und Gründungen. Mit 95 Textabb. Berlin: Julius Springer 1935. VIII, 148 S. 16 × 23,5 cm. Preis geh. RM 11.—.

Nachdem vor kurzem von der Deutschen Gesellschaft für Bauwesen und dem Deutschen Ausschuß für Baugrundforschung die neuen „Richtlinien für Bodenuntersuchungen“ der Öffentlichkeit übergeben worden sind, soll das obengenannte Buch — es bildet z. T. gleichsam Ausführungsbestimmungen zu den „Richtlinien“ — eine Übersicht über die Anwendung der Bodenuntersuchungen auf praktische Fälle geben.

Das Buch wendet sich an die Allgemeinheit der Ingenieure, die sich mit der Baugrunduntersuchung nicht befaßt haben oder nicht so befassen können wie der Sonderbearbeiter. Es soll dem Praktiker den Gang der Untersuchungen nahebringen ohne ihm hiermit eine „neue Wissenschaft“ vorzusetzen. Der Verfasser bringt wohl mit Absicht mehr praktische, als theoretische Beiträge aus dem einschlägigen Schrifttum. An Hand von Beispielen aus der Baupraxis soll das Buch helfen, „langjährige Erfahrungen“ richtig in die Erkenntnis einzuordnen und damit für andere praktische Fälle verwendbar zu halten.

Nach einer allgemeinen Beschreibung des Bodens als Baugrund und Baustoff wird über die Vorarbeiten zur Klärung der Bodenverhältnisse berichtet, wobei Vorschläge für die Reihenfolge der Untersuchungen und Anweisungen für die Entnahme von Proben gegeben werden. Die Darstellung wird vervollständigt durch eine Besprechung der im Laboratorium der Degebo üblich angewandten bodenphysikalischen Versuche und von statischen und dynamischen Belastungsversuchen auf der Baustelle. Anschließend werden für die Beziehung Bauwerk — Baugrund Beispiele aus dem Bauwesen gebracht, deren Nutzenanwendung der Praktiker auf seine eigenen Fälle beziehen soll. Es folgt eine Erklärung der heute in der Bodenmechanik gebräuchlichen Ausdrücke und ein Auszug aus dem bisher veröffentlichten Schrifttum.

Die Baugrundforschung auf dem Gebiete des Erddruckes und Erdwiderstandes ist nicht erwähnt. In Deutschland wurden auf diesem Gebiet schon seit langer Zeit Untersuchungen durchgeführt, durch Müller-Breslau in der Technischen Hochschule Berlin schon etwa um 1905 und in der Hannoverschen Versuchsanstalt für Grundbau und Wasserbau etwa seit 1922.

Einige allgemeine Ausführungen können nicht genug unterstrichen werden: Der Verfasser vertritt die Ansicht, daß es dringend erforderlich ist, der Bodenmechanik auf den Schulen künftig die Beachtung zu schenken, die ihr auf Grund der bisherigen wichtigen Erkenntnisse unbedingt zukommt. Die Ausbildung auf den Schulen allein genügt aber nicht, sie muß vielmehr durch die Praxis unterstützt werden. Daher ist die Forderung des Verfassers nach Offenheit in der Berichterstattung um so mehr begründet, als wir heute noch gezwungen sind, in der Erdbaumechanik auf empirischem Wege zu arbeiten. Es besteht also die Bemerkung zu Recht, „daß es schade sei, daß man in den technischen Zeitschriften meist nur die Beschreibung geglückter Arbeiten antreffe und nur äußerst selten das erläutert werde, was mißglückt sei oder Anlaß zu großen Sorgen gegeben habe“.

Es wäre zu wünschen, daß der vom Verfasser an die in der Praxis stehenden Ingenieure gerichtete Ruf zur Mitarbeit in der Baugrundforschung den beabsichtigten, dringend notwendigen Erfolg habe. Durch technisch richtige Beobachtung an ausgeführten Bauten und eine klare Berichterstattung kann der Forschung reiches Material zur Ausbeute zur Verfügung gestellt werden. Dr.-Ing. H. P e t e r m a n n, Hannover.

NEUERSCHEINUNGEN.

Wasserbauliche Mitteilungen des kgl. ungar. Ackerbau ministeriums Budapest. (Ungarisch.) 19 × 26 cm. Mit einer Zusammenfassung in deutscher und andern Sprachen. 2. Heft (April—Juni) 1935. 175 S. m. zahlr. Abb. 3. Heft (Juli—September) 1935. 184 S. mit zahlr. Abb.

Ramshorn, Dr.-Ing.: Die Emschergenossenschaft im Rechnungsjahr 1934 (vom 1. April 1934 bis 31. März 1935). Mit 14 Abb. Emschergenossenschaft Essen. 17 S. DIN A 4.

Die deutsche Reichsbahn im Jahre 1935. Vorläufiger Jahresrückblick. Sonderdruck aus „Die Reichsbahn“ vom 1. Jan. 1936. Pressedienst der Deutschen Reichsbahngesellschaft, Hauptverwaltung. 1936. 37 S. DIN A 4.

Ost-Europa-Markt. Organ des Wirtschaftsinstitutes für Rußland und die Oststaaten. 15. Jg. Nov. 1935 Heft 11. Inhalt unter anderm: Heidrich, K.: Deutsch-Polnischer Wirtschaftsvertrag, Rußlands Asienhandel. Swart, I.: Der Straßenbau in Polen. 60 S. 17 × 24 cm. Ost-Europa-Verlag Königsberg/Pr. — Berlin W 35. Einzelheft RM 1,50.

Stahl unter und über Tage. Reihe „Stahl überall“ der Beratungsstelle für Stahlverwendung. Heft 4. Mit 97 Abb. Düsseldorf (Stahlhof, Bastionstr. 39) 1935. 56 S. DIN A 5. Kostenlos zu beziehen.

Deutsche Technik. Technopolitische Zeitschrift der Architekten, Chemiker, Ingenieure und Techniker. Herausgegeben in Verbindung mit dem „Amt für Technik“ der NSDAP. Mit den Beilagen: Mitteilungen des „Amt für Technik“ der NSDAP, Monatsbericht des NSBDI und ab 1936 mit der neuen Beilage „Betrieb und Wehr“. Verlag Theodor Weicher, Leipzig-Berlin. Viertelj. RM 3.—.