

KURVENTAFELN FÜR KREUZBEWEHRTE PLATTEN NACH MARCUS¹.

Von J. Wachsmann und S. Cytryn,
Zivilingenieure,
Public Works Department, Jerusalem.

Seitdem die Berechnung von kreuzbewehrten Eisenbetonplatten nach Dr.-Ing. Marcus in die Bestimmungen für Eisenbeton aufgenommen wurde, werden solche Platten immer häufiger ausgeführt. Man war daher bestrebt, durch Auswertung der Marcus-Formeln einfache Methoden zur Berechnung zu gewinnen. Die von Professor Löser in seinem Buche „Bemessungsverfahren“ veröffentlichten Tabellen bedeuten den letzten wichtigen Schritt auf diesem Wege. Immerhin blieb noch eine Menge zu rechnen übrig.

Die vorliegenden, zum ersten Mal veröffentlichten Tafeln schalten sämtliche Koeffizienten und fast jede Rechnung aus.

Für jeden der möglichen sechs Stützungsfälle ist je eine Tafel gezeichnet. Die Abszisse enthält die Momente $M_{x,max}$ in kgm, die Ordinate die Momente $M_{y,max}$, ebenfalls in kgm. Die sich kreuzenden zwei Kurvenscharen für l_x und l_y (in m) beinhalten den Bereich von 2 bis 6 m und sind in Intervallen von je 0,20 m gezeichnet. Außerdem befindet sich in der Tafel eine Geradenschar für die Berechnung des Lastanteils in einer Richtung: q_x . Der Lastanteil in die zu dieser senkrechten Richtung y ist natürlich gleich der Differenz der Gesamtlast und q_x . Die Tafeln sind für die Last $q = 1000 \text{ kg/m}^2$ gezeichnet. Die abgelesenen Werte $M_{x,max}$, $M_{y,max}$ und q_x müssen daher mit dem Faktor $\frac{q}{1000}$ multipliziert werden, was natürlich mittels einer einzigen Rechenschieberstellung durchgeführt werden kann. Dies ist auch die einzige Rechnung, die gemacht werden muß.

Die Anwendung ist äußerst einfach. Man stellt die Spitze des Bleistiftes auf den Kreuzungspunkt der betreffenden Kurven l_x und l_y und liest mit einem Mal $M_{x,max}$, $M_{y,max}$ und q_x ab.

Beispiel.
 $q = 760 \text{ kg/m}^2$.

Da die Lage der Stützung der auf der Tafel gezeichneten entspricht, so entsprechen einander auch die Bezeichnungen

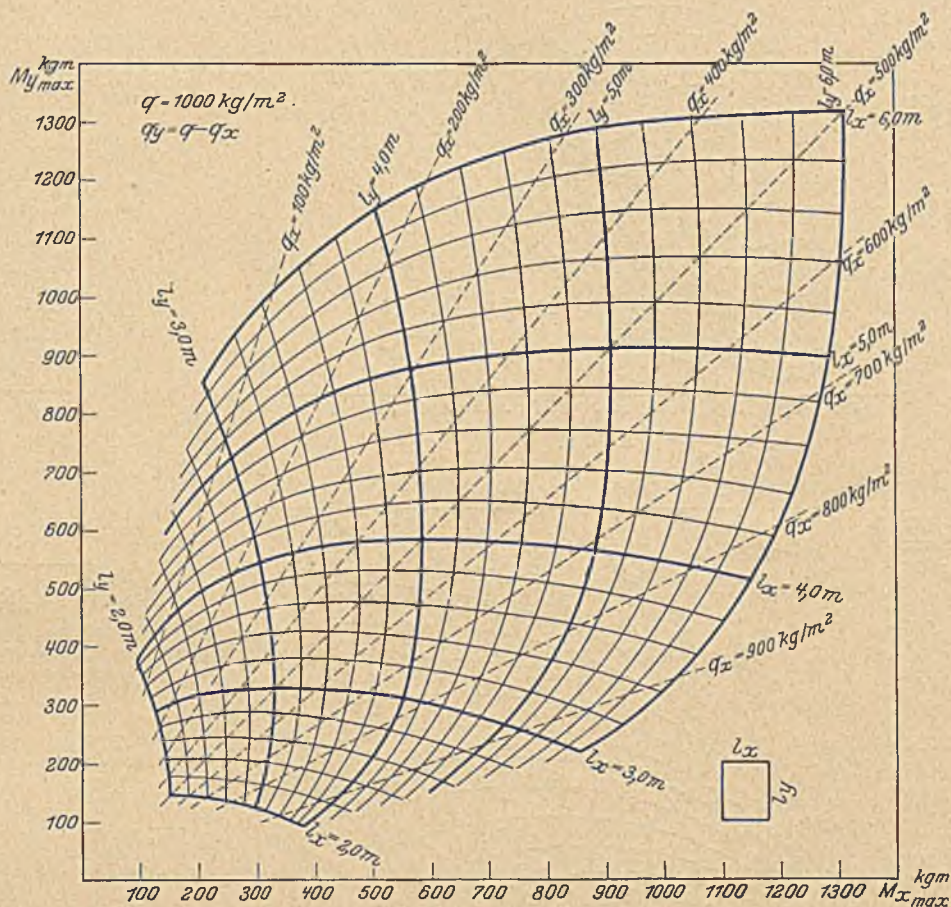


Abb. 1.

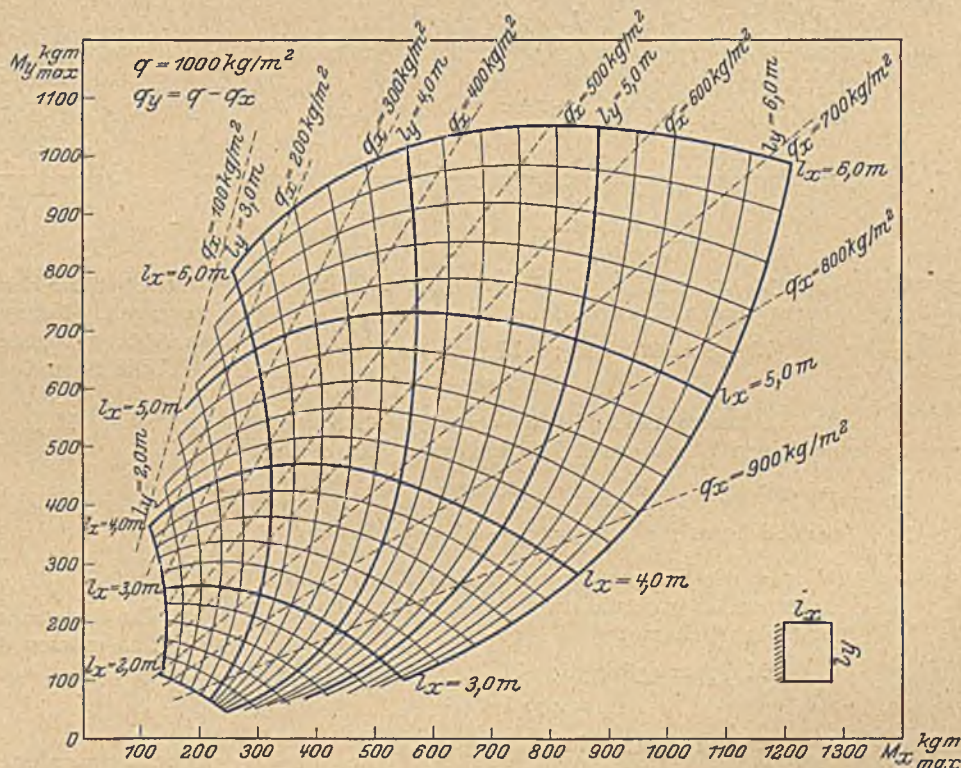


Abb. 2.

¹ Sämtliche Rechte vorbehalten. Copyright by J. Wachsmann, C. E. und S. Cytryn, C. E., Jerusalem.

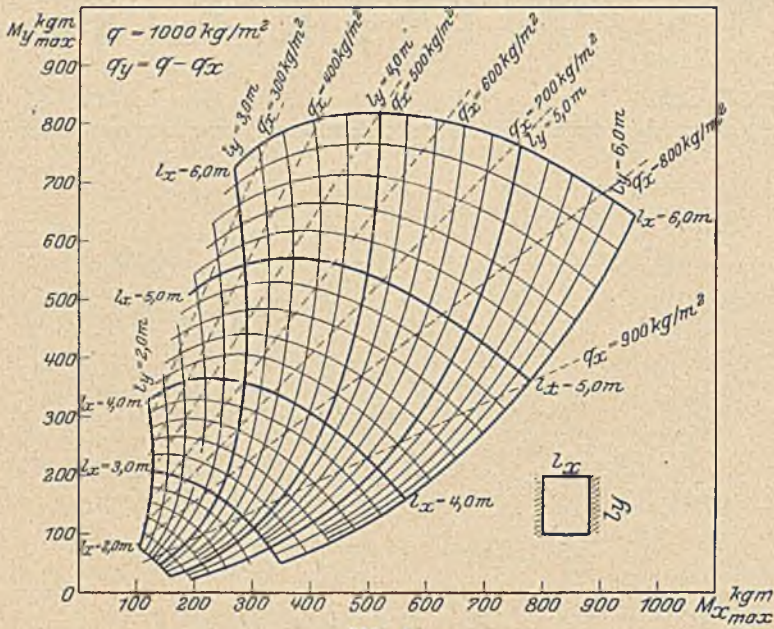


Abb. 3.

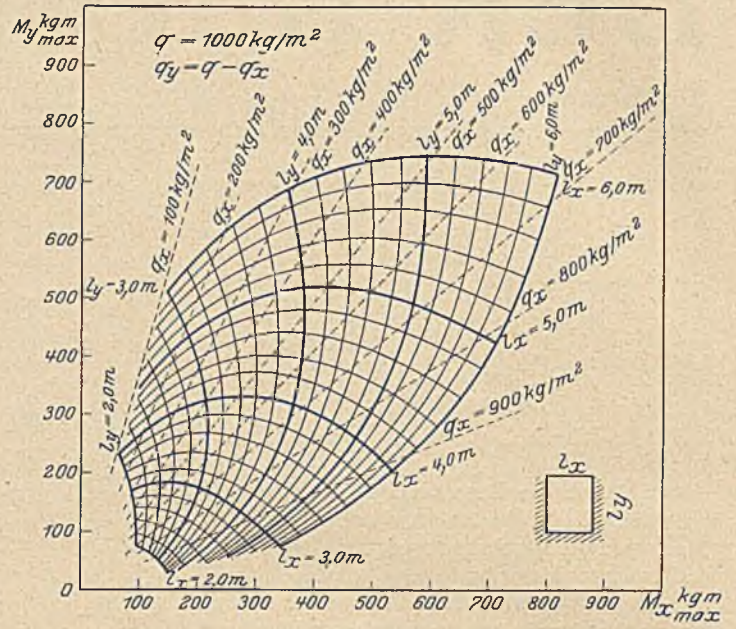


Abb. 5.

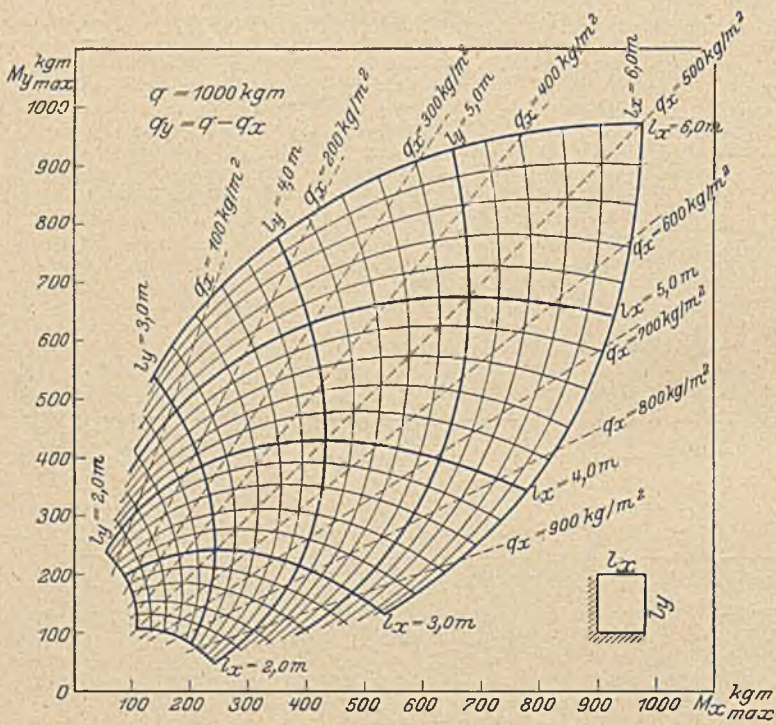


Abb. 4.

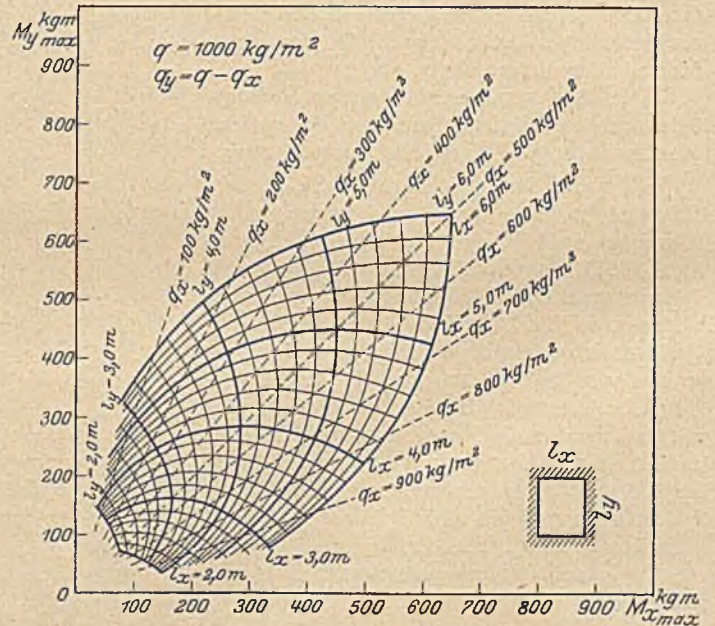


Abb. 6.



$l_x = 3,6$ m und $l_y = 4,8$ m. Im Schnittpunkt dieser beiden Kurven findet man:

$$M_{x\max} = 618 \text{ kgm}; \quad M_{y\max} = 273 \text{ kgm}; \\ q_x = 880 \text{ kg/m}^2.$$

Abb. 7

Da in unserem Beispiel $q = 760 \text{ kg/m}^2$, so erhält man die endgültigen Werte durch Multiplikation mit 0,76:

$$M'_{x\max} = 470 \text{ kgm}; \quad M'_{y\max} = 208 \text{ kgm}; \\ q' = 668 \text{ kg/m}^2; \quad q'_y = q - q'_x = 92 \text{ kg/m}^2.$$



Abb. 8.

Würde die Einspannung der Platte nach Abb. 8 aussehen, so wäre natürlich $l_x = 4,8$ m und $l_y = 3,6$ m und man bekäme:

$$M_{x\max} = 458 \text{ kgm}; \quad M_{y\max} = 670 \text{ kgm}; \\ q_x = 440 \text{ kg/m}^2$$

und

$$M'_{x\max} = 349 \text{ kgm}; \quad M'_{y\max} = 508 \text{ kgm}; \\ q'_x = 334 \text{ kg/m}^2; \quad q'_y = 426 \text{ kg/m}^2.$$

Über die Herstellung der Tafeln wäre folgendes zu sagen. Nehmen wir z. B. die Stützung, wie sie in Abb. 9 angedeutet ist.

Die Formeln für die Momente lauten:

$$(1) \quad M_{x\max} = q l_x^2 \frac{\lambda^4 (18 + 90 \lambda^4 - 25 \lambda^8)}{86,4 (1 + 5 \lambda^4)^2}$$

$$(2) \quad M_{y\max} = q l_y^2 \frac{6 + 30 \lambda^4 - 5 \lambda^8}{48 (1 + 5 \lambda^4)^2}$$

wobei $\lambda = \frac{l_y}{l_x}$. Wir setzen $q = 1000 \text{ kg/m}^2$.

Da die von uns gewählten Koordinaten $M_{x\max}$ und $M_{y\max}$ sind, so müssen die oberen Formeln in die Form:

$$(3) \quad f_1 (M_{x\max}, M_{y\max}, l_x) = 0,$$

$$(4) \quad f_2 (M_{x\max}, M_{y\max}, l_y) = 0$$

gebracht werden. Es gibt drei Wege, um zu diesem Ziele zu gelangen.

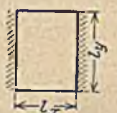


Abb. 9.

Man könnte z. B. aus der Gleichung (1) l_x durch $M_{x\max}$ und l_y ausdrücken und in Gleichung (2) einführen. Führt man das durch, so erhält man:

$$(5) \quad l_x = \psi_1 (M_{x\max}, l_y),$$

$$(6) \quad M_{y\max} = \psi_2 [\psi_1 (M_{x\max}, l_y)],$$

ebenso erhält man:

$$(7) \quad M_{y\max} = \psi_4 [\psi_3 (M_{x\max}, l_x)]$$

und kann nun die Kurven auftragen. Dieser Weg ist jedoch sehr umständlich und langwierig.

Der zweite mögliche Weg wäre folgender. Man bildet den Quotienten beider Momente und erhält:

$$(8) \quad \frac{M_{x\max}}{M_{y\max}} = \frac{\lambda^2 (18 + 90 \lambda^4 - 25 \lambda^2)}{1,8 (6 + 30 \lambda^4 - 5 \lambda^2)}$$

Für verschiedene konstante Werte von λ erhält man eine Geradenschar, die sich alle im Ursprung schneiden (Abb. 10).

Setzt man nun $\lambda = \text{konstant}$, z. B. $\lambda = 2,0$, und führt diesen Wert in Gleichung (1) ein, so ergibt sich:

$$(9) \quad M_{x\max} = \frac{1000 l_x^2 \cdot 16 (18 + 90 \cdot 16 - 25 \cdot 4)}{86,4 (1 + 5 \cdot 16)^2} = 38,3 l_x^2.$$

Man kann jetzt auf der Geraden $\lambda = 2,0$ für sämtliche l_x die entsprechenden Punkte finden. Verbindet man sämtliche einander entsprechenden Punkte l_x , so erhält man die l_x -Kurven. Ganz analog verfährt man mit Gleichung (2) und erhält auf diese Weise die l_y -Kurven.

Dieses Verfahren hat außer der großen Rechenarbeit, die zu leisten wäre, den Nachteil der schleifenden, also ungenauen, Schnitte mit den steileren Geraden.

Es gibt jedoch noch eine dritte Darstellungsmöglichkeit, die auch in unserem Falle angewendet wurde. Sie besteht darin, daß man die in Tabellen bereits vorliegenden errechneten Koeffizienten ausnutzt.¹

Man geht wiederum von den Gleichungen (1) und (2) aus. Wir schreiben sie in der Form:

$$(10) \quad M_{x\max} = \frac{1000 l_x^2}{\varphi_{3x}},$$

$$(11) \quad M_{y\max} = \frac{1000 l_y^2}{\varphi_{3y}}.$$

Als Argumente führt man die verschiedenen $\lambda = \frac{l_y}{l_x}$ (von 0,5 bis 2,0) ein. Man entnimmt die φ -Werte der vorhandenen

¹ Z. B. Löser, Bemessungsverfahren, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.

Tabelle und berechnet für verschiedene l_x die Momente $M_{x\max}$ nach Formel (10) (Tabelle 1).

Tabelle 1.
 $M_{x\max}$ (Kurven l_x)

λ	φ_{3x}	$l_x = 2,0$	2,5	3,0	...
		$l_x^2 = 4,0$	6,25	9,0	...
0,50	136,06	29,4	46	66,2	...
0,55	107,42	37,4	58,3	84	...
0,60	87,62	45,8	71,3	103	...
...

Für die Berechnung der Momente $M_{y\max}$ benötigt man die Werte φ_{3y} . Damit man wiederum dieselben Punkte l_x erhält (da wir für das Auftragen eines Punktes zwei Koordinaten benötigen), hat man jene l_y zu wählen, die sich aus dem jeweilig festgelegten Verhältnis $\frac{l_y}{l_x}$ und dem gewählten l_x ergibt. Wir benötigen also eine Hilfstabelle (Tabelle 2).

Tabelle 2.
 l_y

l_x	2,0	2,5	3,0	...
1	2,0	2,5	3,0	...
0,50	1,0	1,25	1,50	...
0,55	1,1	1,375	1,65	...
0,60	1,2	1,50	1,80	...
...

Rechnet man also mit diesen Werten, so erhält man aus Gleichung (11) die Tabelle 3.

Tabelle 3.
 $M_{y\max}$ (Kurven l_x)

λ	φ_{3y}	$l_x = 2,0$	2,5	3,0	...
		$l_y = \left. \begin{matrix} l_y = \\ l_y^2 = \end{matrix} \right\} \text{für jedes } \lambda \text{ aus Tabelle 2 zu entnehmen}$			
0,50	12,48	80	126	181	...
0,55	14,10	86	134	194	...
0,60	16,12	90	140	201	...
...

Nun hat man für jeden Punkt der l_x -Kurve zwei Koordinaten und die Kurven können gezeichnet werden.

In ganz ähnlicher Weise erhält man die l_y -Kurven.

Die Eintragung der q_x -Geraden bietet dann keine Schwierigkeiten mehr.

DIE AUTOMATISCHEN WEHRKONSTRUKTIONEN DER GEGENWART.

Von Ing. A. M. Grzywiński, Wien.

(Fortsetzung und Schluß von Seite 539.)

Das Ingenieurbüro Huber & Lutz hat eine Formhydraulisch-automatischer Doppelwandwehre patentiert, die sie als Prismenwehre bezeichnet. Es handelt sich hier, wie aus Abb. 28 ersichtlich, um eine Art Segmentwehre, welches in der Stromrichtung aufgeht und dessen selbsttätige Bewegung durch einen auftretenden Wasserspiegelunterschied zwischen Außen- und Innenwasserspiegel bewirkt wird. Die vordere, trennende Wand besitzt kleine Einströmöffnungen, während der Innenwasserspiegel durch einen breiten Überfall konstant gehalten wird.

Das Eigengewicht der Konstruktion wird durch ein Gegengewicht ausgeglichen. Durch Ablassen des Innenwassers mittels einer von Hand aus zu bedienenden kleinen Klappe kann das Prismenwehre auch zwangsläufig bewegt werden. Diese Type eignet sich für kleine und mittlere Durchflußöffnungen, insbesondere aber für Umbauten, da sie nur ganz minimale Änderungen der bestehenden Anlage erfordert. Bei dem selbsttätigen Öffnen wird jedesmal eine Spülung der Sohle vor dem Wehre bewirkt. Das Prismenwehre hat den Nachteil, daß es das

Durchflußprofil automatisch nicht ganz freigibt, sondern zwangsweise über den Wasserspiegel gehoben werden muß. So wie jedes automatische Wehr mit Abfluß unter dem Staukörper ergibt sich auch hier die Schwierigkeit einer genauen Regelung, weil einer erheblichen Änderung der abzuführenden Wassermenge nur eine kleine Änderung des Durchflußprofils entspricht. Dagen hat das Prismenwehr infolge der flachen

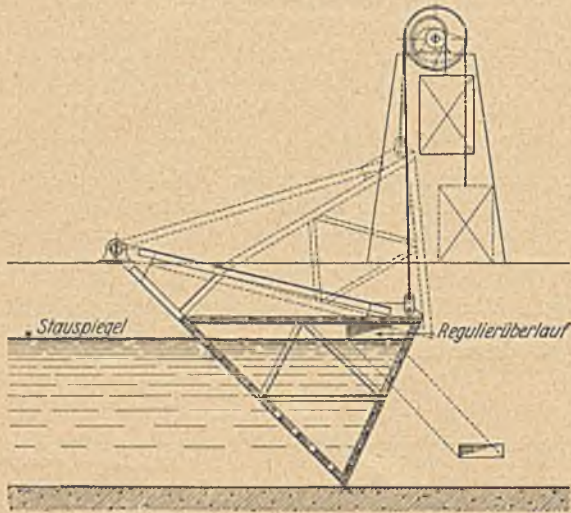


Abb. 28. Schnitt durch ein Prismenwehr nach Huber & Lutz.

Neigung der vorderen Abschlußwand einen günstigen Abflußkoeffizienten. Abb. 29 zeigt das Prismenwehr Seon mit 5,00 m Lichtweite und 0,80 m Stauhöhe.

Die patentierte automatische Stauklappe von der Freund-Starkehoffmann-Masch. A. G., Berlin-Friedenau,

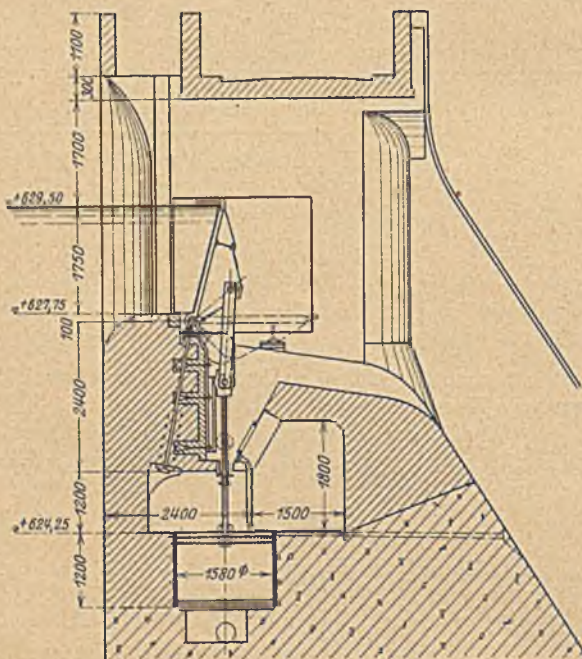


Abb. 30. Stauklappe von Freund für die Langmannsperre (Österreich).

(s. Abb. 30) ist um eine horizontale Achse drehbar. Zur automatischen Regelung sind die Versteifungsrippen der Blechhaut mit dem Gestänge zweier senkrecht angeordneter Druckkolbenzylinder gelenkig verbunden. Der Zylinder steht in Verbindung mit dem Oberwasser. Steigt der Oberwasserspiegel über die vorgeschriebene Staukote, dann wird das durch den Wasserdruck auf die Stauklappe ausgeübte Moment, in bezug auf die Klappendrehachse, stärker als der Gegendruck der Regulier-

kolben und die Klappe legt sich so weit selbsttätig nieder, bis wieder Gleichgewicht der Kräfte eingetreten ist. Durch Öffnen eines Auslaßschiebers der Zylinder kann die Klappe auch zwangsläufig betätigt werden. Die Entlastungsanlage der Langmannsperre hat 2 Felder von je 9 m Lichtweite und 1,75 m Stauhöhe.

Wird die Freund-Klappe mit einem oberen torsionsfesten Randträger versehen (Patent Ver. Stahlwerke A. G. Dortmund und Freund Starkehoffmann Masch. A. G.), dann sind infolge der größeren Steifigkeit auch größere Lichtweiten ausführbar.

Als letzte Type soll an dieser Stelle ein Kleinwehr vorggeführt werden, welches man ebenfalls zu den hydraulisch automatischen Wehren rechnen kann, da das Gleichgewicht durch Wasserdruck allein, also ohne jedwedes Gegengewicht, hergestellt wird. Bei der Pendelklappe, Patent Pfletschinger-Mayer, wird der Wasserdruck, dem das niedrige, aber verhältnismäßig breite Wehr stand zu halten hat, durch den Wasserdruck auf eine schmale, aber hohe Regulierklappe ausgeglichen. Die Übertragung erfolgt durch eine volle Welle. Die Stellung des Wehres richtet sich nach den Wasserständen in der Regulierkammer. Abb. 31 zeigt ein Pendelklappenwehr von 3,50 m Licht-

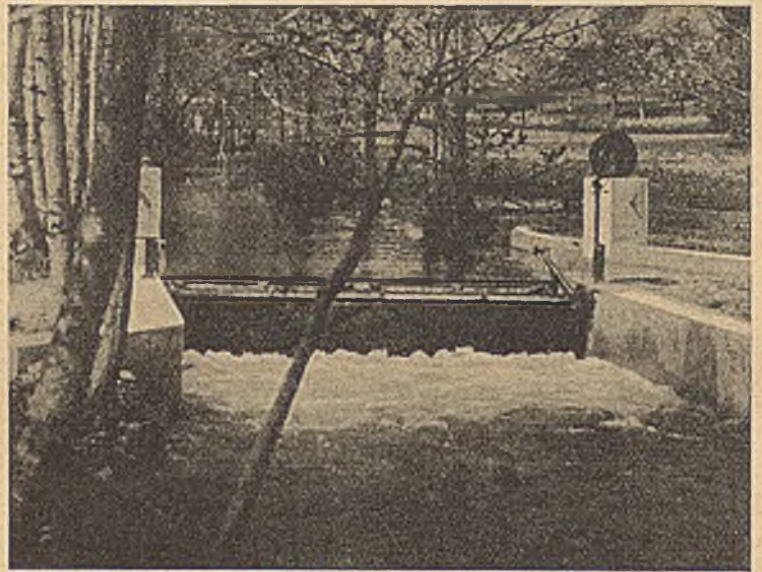


Abb. 29. Prismenwehr Seon, Schweiz. (Ausführung Huber & Lutz.)

weite und 0,75 m beweglicher Höhe in Staustellung. Im Bilde links befindet sich die Regulierkammer.

Im vorstehenden wurde eine Übersicht über die gebräuchlichen automatischen Wehrkonstruktionen gegeben, es erübrigt sich noch einiges über die Wahl der richtigen Konstruktionen für einen bestimmten Fall zu sagen. Es ist klar, daß bei den sehr mannigfachen Verhältnissen, die oft vorliegen, fast alle beschriebenen Typen Anwendung finden können.

Die Wahl der Konstruktion richtet sich natürlich vor allem nach den vorgeschriebenen Abmessungen des Verschlußkörpers, ferner nach dem zur Verfügung stehenden Wasserspiegelunterschied zwischen Ober- und Unterwasser, beziehungsweise nach der festen Sohlstufe zwischen Ober- und Unterwasser weiteres danach, ob es sich um eine neu zu errichtende oder bestehende und umzubauende Anlage handelt, nach den charakteristischen Eigenschaften des Flusses, nach betriebstechnischen Gründen und den örtlichen Verhältnissen.

In Abb. 32 sind jene Bereiche eingezeichnet, die für das betreffende System besonders wirtschaftlich, bzw. technisch empfehlenswert sind. Die Grenzen sind jedoch keineswegs absolut zu nehmen, sondern sollen nur ein übersichtliches Bild von Vergleichswerten ergeben. Die in jedem Binder gelagerten Konstruktionen (Untergewichtsklappen, Dachwehr, Sektorwehr) sind bei großen Breiten vorzuziehen. Obergewichts-

klappen und Segmentwehre sind für verhältnismäßig schmale Öffnungen bei größerer Stauhöhe wirtschaftlich günstig. Für große Dimensionen überhaupt eignen sich speziell Segmentwehr, Sektorwehr und Dachwehr. Bei Durchflußflächen mit außerordentlicher Höhe und nur ganz geringer Breite (Schlitze) werden Konstruktionen, welche durchwegs über die Schmalseite der Öffnung gelagert sind, also Schützenwehre, vorzuziehen sein. (Bewegliche Verschlusskonstruktionen, die sich durch außerordentliche Stauhöhe auszeichnen, sind z. B. die Doppelschützen der M. A. N. für das Donaukachlet mit 11,8 m Stauhöhe oder das Lock Gate im Aswan Dam von Ransomes & Rapier, Ltd. London, mit 24 m Konstruktionshöhe.) Im Falle großer Durchflußflächen stellen sich automatische Konstruktionen oft billiger als nicht automatische Verschlusskörper, wie Stoneyschützen, Walzenwehre u. dgl.

Was die notwendige Stufe anbelangt, sei hervorgehoben, daß die in Abb. 33 dargestellten Verhältnisse ebenfalls nicht bindend zu nehmen sind, sondern nur einen Hinweis geben sollen. Dabei ist unter notwendiger Stufe (Höhe der festen Wehrschwelle über Unterwassersohle) nicht allein die für die gute Funktion notwendige Mindesthöhe, sondern auch die aus anderen

Felder nach dem natürlichen Flußprofil vorzunehmen, und nicht alle gleich groß zu halten. Ebenso wird man die Empfindlichkeit der einzelnen Verschlusskörper auf selbsttätige Bewegung aus betriebstechnischen Gründen nicht gleich wählen. Ferner sollen starke Schwingungen, wie sie beim Abfluß unter Druck besonders heftig auftreten können, vermieden werden. In dieser Hinsicht haben die hydraulischen Wehre den Vorzug einer mehr gleichmäßigen, stoßfreien Bewegung. Der Staukörper des Dachwehres hat überdies den Vorteil, gewissermaßen elastisch zu sein. Es bietet also keinen starren Widerstand, sondern gibt bei äußeren Kraftangriffen, wie Anfahren von Flößen oder Druck durch Eisblöcke usw. nach. Den neuesten hydraulischen Gesichtspunkten entsprechend wären daher für

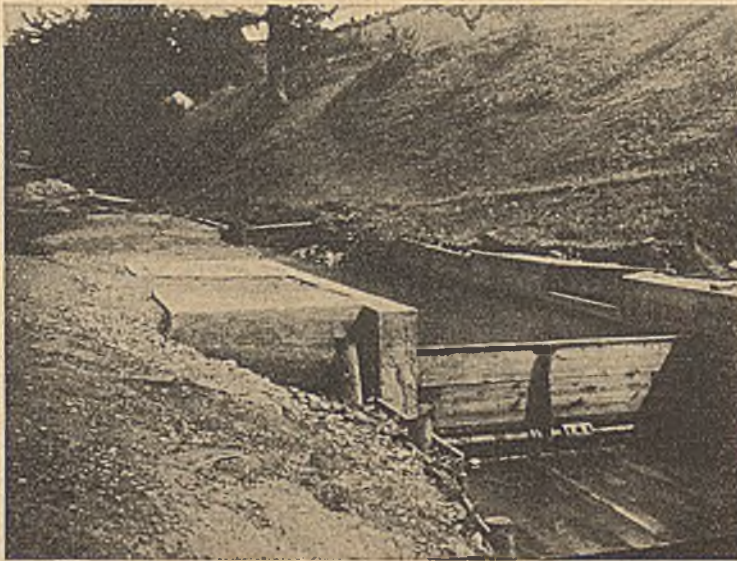


Abb. 31. Pendelklappenwehr Schrems, Steiermark.
(Ausführung J. Pflöschinger & Komp.)

Gründen (Verschlammung, Kontrollierbarkeit usw.) wünschenswerte Höhe gemeint. Große Gefälle beanspruchen u. a. Untergewichtsklappe und Pendelklappe; kleine Gefälle dagegen Segment-, Prismen- und Dachwehre. Für einen bestimmten Fall wird bei gleichzeitiger Berücksichtigung der Hinweise in Abb. 32 und 33 die richtige Wahl der speziellen automatischen Konstruktion sehr leicht fallen.

Bei Umbauten ist oft der Umstand maßgebend, welche Konstruktionen die wenigsten Beton- und Stemmarbeiten erfordern und am leichtesten zu montieren sind. Für Umbauten sind Segmentwehre, Obergewichtsklappe, Prismenwehr, Pendelklappenwehr und automatische Schützen empfehlenswert. Letzten Endes wird neben den technischen Erwägungen, wie jeder Praktiker weiß, natürlich die Kostenfrage in den meisten Fällen entscheiden.

In neuester Zeit treten die hydraulischen Gesichtspunkte immer mehr in den Vordergrund der Erörterung. Es wird verlangt, daß die Form des Wehres in einer Zwischenstellung oder im umgelegten Zustand eine möglichst günstige sei, damit die Kolksicherung leicht durchzuführen, die Angriffe auf das Bauwerk ein Minimum, die Ergiebigkeit ein Maximum wird und die Strömungsverhältnisse im Oberwasser möglichst wenig geändert werden. In letzterer Hinsicht ist es zweckmäßig, bei mehrfeldrigen Anlagen die Dimensionierung der einzelnen

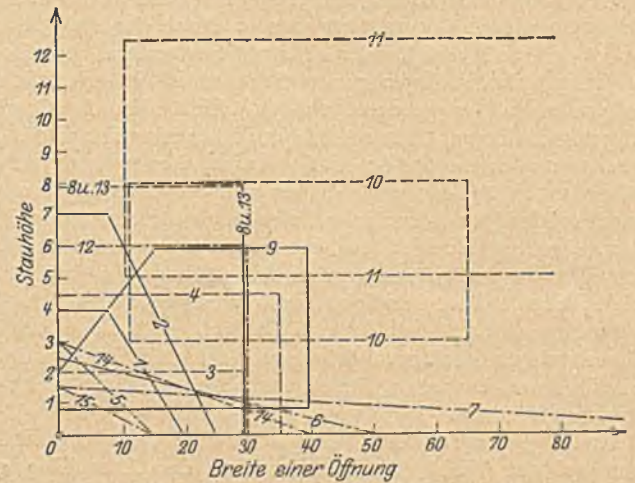


Abb. 32. Anwendungsbereiche der verschiedenen Typen automatischer Wehre nach Breite und Höhe des Verschlusskörpers.

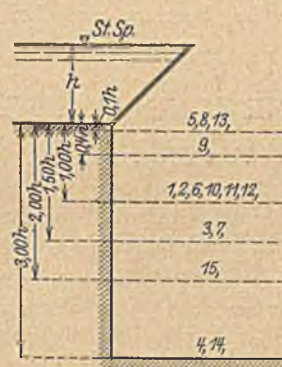


Abb. 33. Anwendungsbereiche nach der benötigten Wasserspiegeldifferenz bzw. festen Wehrschwelle.

Legende zu Abb. 32 und 33.

1. Obergewichtsklappe ohne Doppelhebel.
2. Obergewichtsklappe mit Doppelhebel.
3. Untergewichtsklappe ohne Doppelhebel.
4. Untergewichtsklappe mit Doppelhebel.
5. Hängeklappe.
6. Klappe von L. Eilers.
7. Beznerwehr.
8. Segmentwehr.
9. Dachwehr.
10. Sektorwehr in Eisen.
11. Sektorwehr in Eisenbeton.
12. Trommelwehr.
13. Prismenwehr.
14. Klappe von Freund.
15. Pendelklappe.

größere Ausführungen insbesondere Dachwehre und Sektorwehre zu empfehlen.

In gewissen Fällen bei Trift und Eis sind bei Kraftanlagen nur versenkbare Wehre anwendbar, will man nicht enorme Wasserverluste in Kauf nehmen. Dagegen sind bei besonders starkem Geschiebe oder Schlammführung des Flusses und kleiner verfügbarer fester Wehrstufe die Hubwehre den versenkbaren oder umlegbaren vorzuziehen. In solchen Fällen würden automatische Segmentwehre, Prismenwehre bzw. automatisierte Schützen vorzuziehen sein. Allerdings ist man heute bereits mit gutem Erfolg daran, die schädlichen Folgen von Geschiebe und Schlamm auch bei versenkbaren Wehren mittels Druckwasserspülungen usw. zu bekämpfen und so das Anwendungsgebiet der versenkbaren Wehre in dieser Richtung zu erweitern.

Jedenfalls sind gegenwärtig bei automatischen Konstruktionen die Ausbildungen von Belag, Drehpunkten und anderer

wichtiger Teile derart vervollkommen, daß Abnützungen weitgehendst vermieden werden und die Instandhaltungskosten nur geringfügig sind. Außerdem sind alle wichtigen Teile derart angeordnet, daß sie kontrolliert und wenn nötig, ausgetauscht werden können. Beispielsweise ist das Innere eines Dachwehres auf zweierlei Art bei Vollstau begehbar — eine Spülung der Betonsohle auf mehrere Arten möglich; ein Auswechseln der Drehbolzen ohne Betriebsstörung tunlich usw. — sämtliche Regulierstücke des Eisenbetonsektorwehres können während des Betriebes trockengelegt werden usw.

Was die Wirkung von Grundablaßschützen zur Säuberung des Flusses vom Geschiebe betrifft, ist hinzuweisen, daß nach den neueren Untersuchungen von Prof. Schaffernak, (Wien) Prof. Schoklitsch, (Brünn) Prof. Koch, (Darmstadt) u. a. diese Wirkung vielfach überschätzt wurde. Nach dem festgestellten, von oben steil abfallenden Stromlinienverlauf im Bereiche vor einer teilweisen gezogenen Schütze ist es erklärlich, daß die Horizontalkomponente, welche allein für die Geschiebeförderung in Betracht kommt, ziemlich gering ist und sich die säubernde Wirkung nur auf wenige Meter stromaufwärts fühlbar macht. Man soll daher auf ein Abschottern durch Grundablaßschützen nur lokal, also etwa für einen unmittelbar davorliegenden Einlauf rechnen. In bezug auf möglichste Vermeidung von weitreichenden Anlandungen stehen also die versenkbaren Wehre den Schützen keineswegs nach. Im Gegenteil wird man das Aufstellen und Niederlegen bei automatischen Wehren wegen geringem Wasserverlust und Einfachheit der zwangläufigen Bewegung öfter vornehmen als bei nicht automatischen Wehren.

Im allgemeinen werden ästhetische Gesichtspunkte nur selten bei der Wahl des Wehrsystems den Ausschlag geben. Würde dies aber doch der Fall sein, dann sollten wir Ingenieure lediglich auf Sachlichkeit und Konstruktionstreue sehen, wie uns dies die Architekten von heute, Gropius, Behne, Le Corbusier, Oud, Whright u. a. selbst so dringend empfehlen. So wenig Einbauten wie möglich, einfache Formen und keine

Verzierungen müssen das Kennzeichen eines guten, modernen Wehrbaues sein. Die Regulierpfeiler der automatischen Konstruktionen sollen nicht Schweizerhäuschen sein, sondern dem Eisenbeton, dem neuen Baustoff mit seinen neuen Möglichkeiten entsprechen.

In der vorstehenden Abhandlung wurden, soweit dies im engen Rahmen möglich war, die hauptsächlichsten Typen moderner, automatischer Konstruktionen besprochen. Es wurde darauf hingewiesen, daß die neuesten großen Ausführungen selbsttätiger Wehrkonstruktionen den maschinell beweglichen Verschlusskörpern an Größe keineswegs nachstehen, ja diese bereits überholt haben. Breiten von 50 m und bewegliche Stauhöhen bis zu 10 m bereiten heute keine ernstlichen Schwierigkeiten mehr und gehören gerade die größten automatischen Wehranlagen zu den Glanzleistungen der Bauingenieurtechnik.

Aus den gewählten Beispielen kam ferner zum Ausdruck, daß die automatischen Wehre heute nicht allein in den Ländern Europas und östlich davon, sondern auch in den Vereinigten Staaten und verschiedenen englischen Kolonien, kurz, über alle Kulturstaaten der Welt, verbreitet sind. In den Nachkriegsjahren allein dürften nach Schätzung des Verfassers dieser Zeilen gegen 500 automatische Wehrkonstruktionen zur Ausführung gelangt sein und wird vermutlich die Verwendung in den nächsten Jahren noch in bedeutendem Maße zunehmen. Während man früher automatische Konstruktionen nur in ganz reinem Wasser, gewissermaßen als empfindliche Maschinen für niedrige Aufsätze empfohlen hatte, erweitert sich heute ihr Anwendungsgebiet auf die geschiebereichsten und mächtigsten Flüsse, sowohl im Gebirge wie in der Ebene, für Wildbachverbauungen, Flußregulierungen und Bewässerungsanlagen ebensogut wie für Hochwasserentlastungsanlagen von Talsperren, Kraftanlagen, Schiffsahrts- und Flößereizwecken. Automatische Wehrkonstruktionen werden daher in Zukunft noch mehr als bisher Verwendung finden.

ÜBER EINE MINIMALAUFGABE DER VERKEHRSTECHNIK.

Von Prof. Dr.-Ing. W. Kaufmann, Hannover.

Für das Verkehrswesen ist die folgende Aufgabe von Bedeutung: Gegeben seien n verstreut in einer Ebene liegende Punkte $1, 2, \dots, n$, denen bestimmte Konstante c_1, c_2, \dots, c_n von endlicher Größe zugeordnet sind. Es soll die Lage eines Punktes P in der Ebene so bestimmt werden, daß, wenn l_1, l_2, \dots, l_n dessen Abstände von den gegebenen Punkten $1, 2, \dots, n$ bezeichnen, der Ausdruck

$$U = c_1 l_1 + c_2 l_2 + \dots + c_n l_n$$

zu einem Minimum wird. Dabei können die Konstanten c je nach der Art der vorliegenden Aufgabe verschiedenerlei Bedeutung haben, so z. B. kilometrische Verkehrskosten, Transportmengen, Einwohnerzahlen von Ortschaften u. dergl., während P im allgemeinen ein Verkehrszentrum darstellt, dessen Lage die oben gestellte Bedingung erfüllen soll.

Das vorliegende Problem ist — wenn auch nicht in dieser allgemeinen Form — zum erstenmal wohl von Launhardt aufgegriffen und für den Sonderfall $n = 3$ Punkte mittels des sogenannten „Satzes vom Knotenpunkte“ auf geometrischem Wege gelöst worden¹.

Für $n > 3$ ist das von Launhardt entwickelte geometrische Verfahren allerdings nicht mehr anwendbar. Es soll deshalb nachstehend gezeigt werden, wie man in solchen Fällen zum Ziele gelangen kann; insbesondere sollen die dabei auftretenden Grenzfälle erörtert werden.

¹ Launhardt, Theorie d. Trassierens, Hannover 1887, und Zentralbl. d. Bauverw. 1912, S. 178. Vgl. hierzu auch A. Föppl, Vorl. über Techn. Mechanik Bd. IV, 6. Aufl., S. 105, wo diese Aufgabe in etwas anderer Formulierung behandelt wird.

A. Allgemeiner Ansatz.

Bezeichnen x und y die Koordinaten des gesuchten Punktes, $a_1, b_1, a_2, b_2, \dots, a_n, b_n$ diejenigen der gegebenen Punkte (Abb. 1), so ist für den beliebigen Eckpunkt i :

$$l_i = \sqrt{(a_i - x)^2 + (b_i - y)^2}$$

und somit:

$$(1) \quad U = \sum c_i \sqrt{(a_i - x)^2 + (b_i - y)^2} = \text{Min.} \quad (i = 1, 2, \dots, n)$$

Die notwendigen und hinreichenden Bedingungen dafür, daß die Funktion $U(x, y)$ zu einem Minimum wird, sind:

$$(2) \quad \begin{cases} \frac{\partial U}{\partial x} = -\sum c_i \frac{a_i - x}{\sqrt{(a_i - x)^2 + (b_i - y)^2}} = 0, \\ \frac{\partial U}{\partial y} = -\sum c_i \frac{b_i - y}{\sqrt{(a_i - x)^2 + (b_i - y)^2}} = 0; \end{cases}$$

$$(3) \quad \frac{\partial^2 U}{\partial x^2} > 0; \quad \frac{\partial^2 U}{\partial y^2} > 0; \quad \frac{\partial^2 U}{\partial x^2} \cdot \frac{\partial^2 U}{\partial y^2} - \left(\frac{\partial^2 U}{\partial x \partial y} \right)^2 > 0,$$

wobei die Ungleichungen (3) zur Untersuchung der Frage dienen, ob U für die aus (2) zu ermittelnden Werte x, y tatsächlich zu einem Minimum wird oder nicht.

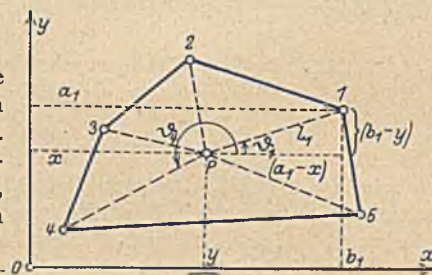


Abb. 1.

Nun ist, wenn allgemein ϑ_i den Winkel bezeichnet, den die positive X-Richtung mit der Richtung $\vec{P_i}$ einschließt (Abb. 1):

$$(4) \quad \begin{cases} \frac{a_i - x}{\sqrt{(a_i - x)^2 + (b_i - y)^2}} = \frac{a_i - x}{l_i} = \cos \vartheta_i; \\ \frac{b_i - y}{\sqrt{(a_i - x)^2 + (b_i - y)^2}} = \frac{b_i - y}{l_i} = \sin \vartheta_i, \end{cases}$$

weshalb die Gleichungen (2) auch wie folgt geschrieben werden können:

$$(5) \quad \sum c_i \cos \vartheta_i = 0; \quad \sum c_i \sin \vartheta_i = 0.$$

In dieser Form lassen sie eine einfache mechanische Deutung zu. Denkt man sich nämlich die Konstanten c als Anziehungskräfte von unveränderlicher Größe (aber veränderlicher Richtung), welche von den gegebenen Punkten auf den gesuchten Punkt P ausgeübt werden, so stellen die Gleichungen (5) die Bedingungen für das Gleichgewicht dieser fingierten Kräfte am Punkte P dar. Daraus folgt zunächst, daß P — gleichgültig in welchem Größenverhältnis die Konstanten c zu einander stehen — innerhalb des durch die gegebenen Punkte bestimmten Polygons oder — im Grenzfall — in einer Ecke desselben liegen muß, da andernfalls die Bedingungen (5) nicht beide gleichzeitig erfüllt sein können. (Bei der in Abb. 2 angegebenen Lage von P wären z. B. sämtliche $\sin \vartheta$ positiv bzw. gleich Null). Bei Polygonen mit einspringenden Ecken muß P innerhalb des durch die äußeren Ecken bestimmten Bereichs bzw. in einer Ecke liegen (vgl. Abb. 3, wo P außerhalb des Linienzuges 1—2—3—4, aber innerhalb des von den äußeren Eckpunkten bestimmten Dreiecks 1—2—3 liegt).

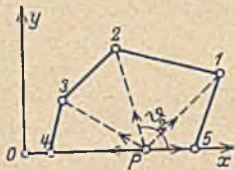


Abb. 2.



Abb. 3.

Es läßt sich nun zeigen, daß für solche Werte von x und y , welche den Gleichungen (2) bzw. (5) genügen und einen Punkt P innerhalb des Ortspolygons bestimmen (etwa gemäß Abb. 1), die Bedingungen (3) erfüllt sind, daß also in der Tat ein Minimum der Funktion $U(x, y)$ vorliegt². Zu diesem Zweck bilde man:

$$(6) \quad \frac{\partial^2 U}{\partial x^2} = \sum c_i \frac{(b_i - y)^2}{[(a_i - x)^2 + (b_i - y)^2]^{3/2}} = \sum c_i \frac{(b_i - y)^2}{l_i^3} > 0;$$

$$(7) \quad \frac{\partial^2 U}{\partial y^2} = \sum c_i \frac{(a_i - x)^2}{l_i^3} > 0;$$

$$(8) \quad \frac{\partial^2 U}{\partial x \partial y} = - \sum c_i \frac{(a_i - x)(b_i - y)}{l_i^3}.$$

Somit wird:

$$(9) \quad \begin{cases} \frac{\partial^2 U}{\partial x^2} \cdot \frac{\partial^2 U}{\partial y^2} - \left(\frac{\partial^2 U}{\partial x \partial y} \right)^2 = \sum c_i \frac{(b_i - y)^2}{l_i^3} \cdot \sum c_i \frac{(a_i - x)^2}{l_i^3} - \left[\sum c_i \frac{(a_i - x)(b_i - y)}{l_i^3} \right]^2 \\ = \sum_i \sum_k c_i c_k \frac{(b_i - y)^2}{l_i^3} \cdot \frac{(a_k - x)^2}{l_k^3} - \sum_i c_i^2 \frac{(a_i - x)^2 (b_i - y)^2}{l_i^6} - 2 \left[c_1 \frac{(a_1 - x)(b_1 - y)}{l_1^3} \sum_{\mu} c_{\mu} \frac{(a_{\mu} - x)(b_{\mu} - y)}{l_{\mu}^3} \right. \\ \left. + c_2 \frac{(a_2 - x)(b_2 - y)}{l_2^3} \sum_{\nu} c_{\nu} \frac{(a_{\nu} - x)(b_{\nu} - y)}{l_{\nu}^3} + \dots + c_{n-1} c_n \frac{(a_{n-1} - x)(b_{n-1} - y)}{l_{n-1}^3} \cdot \frac{(a_n - x)(b_n - y)}{l_n^3} \right], \end{cases}$$

wo $k = 1, 2, \dots, n; \quad \mu = 2, 3, \dots, n; \quad \nu = 3, 4, \dots, n.$

Bei der Summation verschwinden auf der rechten Seite von (9) zunächst alle Summanden, welche c_i^2 enthalten. Die übrigen Summanden können paarweise zu Gliedern von der folgenden Form zusammengefaßt werden:

² Vgl. hierzu L. Kiepert, Diff. Rechnung, 12. Aufl., S. 784, wo der Launhardt'sche Satz vom Knotenpunkt analytisch behandelt wird.

$$\frac{c_r c_s}{l_r l_s} \cdot \frac{a_r - x}{l_r} \cdot \frac{b_s - y}{l_s} \left(\frac{a_r - x}{l_r} \cdot \frac{b_s - y}{l_s} - \frac{a_s - x}{l_s} \cdot \frac{b_r - y}{l_r} \right) + \frac{c_s c_r}{l_s l_r} \cdot \frac{a_s - x}{l_s} \cdot \frac{b_r - y}{l_r} \left(\frac{a_s - x}{l_s} \cdot \frac{b_r - y}{l_r} - \frac{a_r - x}{l_r} \cdot \frac{b_s - y}{l_s} \right) [1 \leq r \leq n; \quad 1 \leq s \leq n; \quad r \neq s],$$

welche mit Rücksicht auf (4) übergehen in:

$$\frac{c_r c_s}{l_r l_s} \cos \vartheta_r \sin \vartheta_s \sin(\vartheta_s - \vartheta_r) + \frac{c_s c_r}{l_s l_r} \cos \vartheta_s \sin \vartheta_r \sin(\vartheta_r - \vartheta_s) = \frac{c_r c_s}{l_r l_s} \sin^2(\vartheta_s - \vartheta_r).$$

Da dieser Summand — und mit ihm alle übrigen des Ausdrucks (9) — positiv ist, so sind unter Beachtung von (6) und (7) die Bedingungen (3) für die hier vorausgesetzte Lage des Punktes P jedenfalls erfüllt.

B. Ermittlung von Näherungswerten für x und y .

Zur Bestimmung der Koordinaten x und y des Punktes P stehen die Gleichungen (2) zur Verfügung, welche indessen schon bei kleiner Anzahl n der gegebenen Punkte von sehr hohem Grade sind, so daß zu ihrer Auflösung die gewöhnlichen algebraischen Methoden nicht in Betracht kommen. Man ist also, falls $n > 3$ ist, auf Näherungsverfahren angewiesen, kann dabei aber — wie nachstehend gezeigt wird — jeden gewünschten Genauigkeitsgrad erreichen. Für $n = 3$ liefert der „Satz vom Knotenpunkt“ eine strenge geometrische Lösung des Problems (vgl. das Literaturzitat auf Seite 558).

Zunächst handelt es sich darum, für x und y rohe Näherungswerte zu finden, die dann auf graphischem oder rechnerischem Wege entsprechend zu verbessern sind. Zu diesem Zwecke sei an die oben gegebene mechanische Deutung der Gleichungen (5) bzw. (2) angeknüpft. Denkt man sich nämlich die auf den Punkt P wirkenden fingierten Anziehungskräfte c_1, c_2, \dots, c_n von Massen $q c_1, q c_2, \dots, q c_n$ hervorgerufen, mit denen man die gegebenen Punkte 1, 2, ..., n behaftet, und die den Beträgen dieser Kräfte proportional sind, so liegt der Gedanke nahe, den gesuchten Punkt P in erster Annäherung mit dem Mittelpunkt der fingierten Massen zusammenfallen zu lassen. Für die Koordinaten des Massenmittelpunktes gelten dann bekanntlich die Gleichungen:

$$(10) \quad x_1 = \frac{\sum c_i a_i}{\sum c_i}; \quad y_1 = \frac{\sum c_i b_i}{\sum c_i}.$$

Von der Güte der auf diese Weise gefundenen ersten Näherung, welche wesentlich von den Größenverhältnissen der Werte c abhängt, überzeugt man sich leicht auf geometrischem Wege, indem man jetzt das Polygon der fingierten Kräfte c (in der Folge kurz als Konstanten-Polygon bezeichnet) konstruiert (Abb. 4 b, ausgezogene Linien). Wäre P_1 (Abb. 4 a) wirklich

der gesuchte Punkt P, welcher die Minimalbedingung (1) erfüllt, dann müßte dieses Polygon mit Rücksicht auf (5) zum Schluß kommen, was hier offenbar nicht der Fall sein kann.

Denkt man sich nun den Punkt P_1 in der gefundenen Lage festgehalten, so wirkt auf ihn eine Kraft $R_1 = AE_1$ ein, die Resultante der Kräfte c , die ihn in ihrer Richtung zu verschieben sucht, sobald er losgelassen wird. Die durch P_1 zu R_1 gelegte

Parallele gibt dann die augenblickliche Bewegungsrichtung von P_1 an. Bei dieser Verschiebung ändert sich R_1 nach Größe und Richtung, d. h. der Punkt P_1 bewegt sich auf einer Kurve, bis er die gesuchte Minimallage erreicht, in welcher Gleichgewicht zwischen den Kräften c besteht. Man kann nun eine bessere Näherung finden, indem man auf der angegebenen Richtung im Sinne von R_1 um eine Strecke P_1-P_2 vorwärts

und entwickle nach Taylor:

$$(13) \begin{cases} \varphi [(x_0 + h), (y_0 + k)] = 0 = \varphi(x_0, y_0) + \frac{\partial \varphi}{\partial x} h + \frac{\partial \varphi}{\partial y} k + \dots \\ \psi [(x_0 + h), (y_0 + k)] = 0 = \psi(x_0, y_0) + \frac{\partial \psi}{\partial x} h + \frac{\partial \psi}{\partial y} k + \dots \end{cases}$$

wobei wegen

$$\varphi(x, y) = -\frac{\partial U}{\partial x} \text{ und } \psi(x, y) = -\frac{\partial U}{\partial y} \text{ [Gl. (11) und (2)]:$$

$$(14) \begin{cases} \frac{\partial \varphi}{\partial x} = -\frac{\partial^2 U}{\partial x^2} = p; & \frac{\partial \varphi}{\partial y} = -\frac{\partial^2 U}{\partial x \partial y} = q; \\ \frac{\partial \psi}{\partial x} = -\frac{\partial^2 U}{\partial x \partial y} = q; & \frac{\partial \psi}{\partial y} = -\frac{\partial^2 U}{\partial y^2} = t. \end{cases}$$

Die Größen p, q, t sind nur zur Abkürzung eingeführt. Unter Beschränkung auf die linearen Glieder nehmen jetzt die Gleichungen (13) mit Rücksicht auf (12) folgende Form an:

$$\begin{aligned} 0 &= \nu + p h + q k, \\ 0 &= \mu + q h + t k, \end{aligned}$$

welche sofort die Korrekturwerte h und k liefern, nämlich

$$(15) \quad h = \frac{\mu q - \nu t}{p t - q^2}; \quad k = \frac{\nu q - \mu p}{p t - q^2}.$$

Die Differentialquotienten (14) sind an der Stelle x_0, y_0 zu nehmen; man erhält sie aus (6) bis (8), wenn dort x und y durch x_0 und y_0 ersetzt werden. Nachdem h und k gefunden sind, kann das Verfahren nötigenfalls wiederholt werden, indem man die verbesserten Werte $(x_0 + h)$ bzw. $(y_0 + k)$ in die Gleichungen (12) einführt. Indessen dürfte diese Wiederholung für praktische Fälle im allgemeinen überflüssig sein (vgl. das Zahlenbeispiel am Schluß).

D. Grenzfälle.

Es sei angenommen, die Lage P_1 des gesuchten Punktes P , welche gewissen, vorgeschriebenen Werten der Konstanten c entspricht, sei gefunden, und zwar liege P_1 innerhalb des gegebenen Ortspolygons; x_1 und y_1 seien seine Koordinaten. Es soll jetzt untersucht werden, in welcher Weise P seine Lage ändert, wenn eine der Konstanten — etwa c_r — ihre Größe ändert, während alle übrigen unverändert bleiben. Ändert sich c_r um $d c_r$, so haben $\varphi(x_1, y_1)$ und $\psi(x_1, y_1)$ an der Stelle P_1 von Null verschiedene Werte, nämlich:

$$\varphi(x_1, y_1) = d c_r \frac{a_r - x_1}{\sqrt{(a_r - x_1)^2 + (b_r - y_1)^2}};$$

$$\psi(x_1, y_1) = d c_r \frac{b_r - y_1}{\sqrt{(a_r - x_1)^2 + (b_r - y_1)^2}}.$$

Für den Punkt P , welcher dem Punkt P_1 unendlich nahe liegt und die Minimallage unter Berücksichtigung der neuen Konstanten $(c_r + d c_r)$ darstellt, ist nach (11) $\varphi(x, y) = 0$ und $\psi(x, y) = 0$, weshalb

$$(16) \begin{cases} d \varphi = \varphi(x, y) - \varphi(x_1, y_1) = -d c_r \frac{a_r - x_1}{\sqrt{(a_r - x_1)^2 + (b_r - y_1)^2}} \\ \quad = \frac{\partial \varphi}{\partial x} d x + \frac{\partial \varphi}{\partial y} d y; \\ d \psi = \psi(x, y) - \psi(x_1, y_1) = -d c_r \frac{b_r - y_1}{\sqrt{(a_r - x_1)^2 + (b_r - y_1)^2}} \\ \quad = \frac{\partial \psi}{\partial x} d x + \frac{\partial \psi}{\partial y} d y. \end{cases}$$

Das Koordinatensystem sei jetzt mit X', Y' bezeichnet und so gewählt, daß P_1 Ursprung und der Strahl $P_1 r$ positive X' -Richtung wird (Abb. 4a, wo $r = 4$ gewählt ist). Dann ist

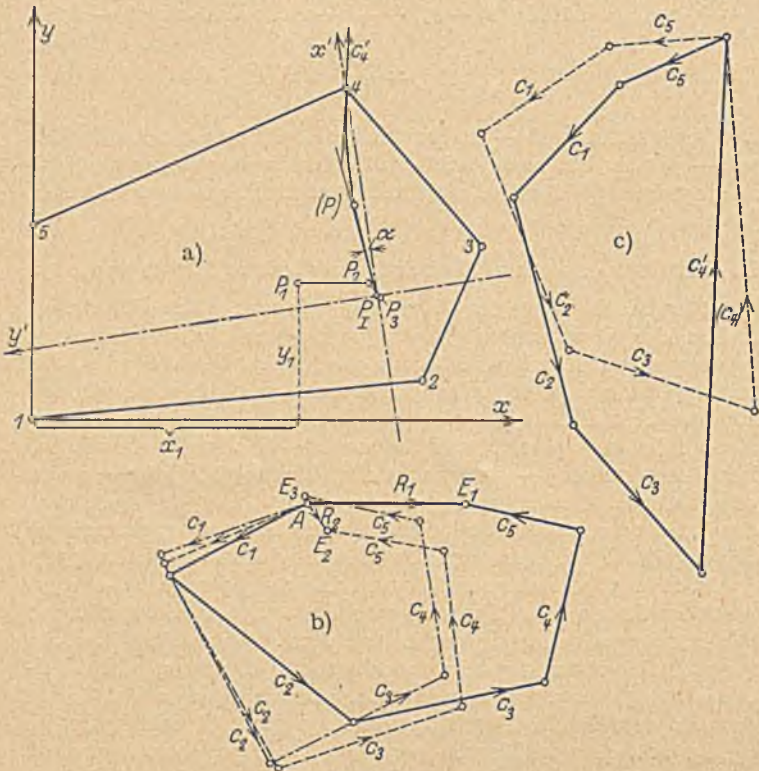


Abb. 4.

schreitet, für die neue Lage P_2 wieder das Konstantenpolygon zeichnet und die neue Resultante R_2 bestimmt (Abb. 4b, gestrichelte Linien). So fortfahrend, gelangt man bald zu einer Resultante R , welche sich von Null nur wenig unterscheidet, und ist auf diese Weise dem wahren Punkte P sehr nahe gekommen. (So liefert z. B. die Abb. 4 bei der Annahme von P_3 das strichpunktierte Konstantenpolygon, welches nahezu zum Schluß kommt).

C. Numerische Korrektur.

Die nach dem vorstehenden Verfahren gefundenen Werte x und y können nun unter Anwendung der Newtonschen Methode³ bis zu jeder gewünschten Genauigkeit verbessert werden. Zu diesem Zwecke seien die Gleichungen (2) in der Form geschrieben:

$$(11) \begin{cases} \varphi(x, y) = \sum c_i \frac{a_i - x}{\sqrt{(a_i - x)^2 + (b_i - y)^2}} = 0; \\ \psi(x, y) = \sum c_i \frac{b_i - y}{\sqrt{(a_i - x)^2 + (b_i - y)^2}} = 0. \end{cases}$$

Ferner mögen x_0 und y_0 die zeichnerisch gefundenen Näherungswerte bezeichnen (in Abb. 4 wären das also x_3 und y_3), so daß

$$(12) \quad \varphi(x_0, y_0) = \nu; \quad \psi(x_0, y_0) = \mu,$$

wobei ν und μ kleine Größen sind. Man setze nun:

$$x = x_0 + h; \quad y = y_0 + k$$

³ Vgl. z. B. C. Runge, Praxis d. Gleichungen, S. 58 oder H. v. Sanden, Prakt. Analysis, S. 156.

$x_1' = y_1' = b_r' = 0$, und die Gleichungen (16) gehen unter Beachtung von (14) über in

$$\begin{aligned} -d c_r &= p' d x' + q' d y'; \\ 0 &= q' d x' + t' d y'. \end{aligned}$$

(Die Striche sollen andeuten, daß die vorstehenden Ausdrücke auf das spezielle Koordinatensystem (X' , Y') bezogen sind). Sie liefern für den dem Punkte P_1 unendlich nahen Punkt P :

$$(17) \quad \begin{cases} d x' = -t' \frac{d c_r}{p' t' - q'^2}; \\ d y' = q' \frac{d c_r}{p' t' - q'^2}; \\ \frac{d y'}{d x'} = \operatorname{tg} \alpha = -\frac{q'}{t'}. \end{cases}$$

Diese Gleichungen sagen nun folgendes aus: Da mit Rücksicht auf die Beziehungen (14) einerseits, sowie (6) bis (9) andererseits $-t' > 0$ und $(p' t' - q'^2) > 0$ ist, während q' offenbar positiv, negativ oder gleich Null werden kann, so ist $d x'$ jedenfalls immer positiv, wenn $d c_r > 0$, d. h. wenn die Konstante c_r wächst, während $d y'$ positiv, negativ oder gleich Null sein kann, je nach den äußeren Umständen. Der Punkt P bewegt sich also bei wachsendem Werte von c_r im Sinne der $+X'$ -Achse, und zwar im allgemeinen auf einer Kurve, deren Tangente an der Stelle P_1 durch den Quotienten $-\frac{q'}{t'}$ gegeben ist (Abb. 4 a). Macht man jetzt den neuen Punkt P zum Koordinatenursprung und den Strahl \overrightarrow{Pr} zur X' -Richtung und wiederholt die obige Überlegung, so ergibt sich, daß P bei weiter wachsendem Werte c_r sich wieder im Sinne der neuen X' -Richtung verschieben muß, und man erkennt daraus, daß P bei einem entsprechenden Grenzwerte $c_r' > c_r$ schließlich mit der Ecke r des Ortspolygons zusammenfallen muß. Der Grenzwert c_r' ergibt sich geometrisch sofort, indem man das Polygon aus den gegebenen Konstanten c_{r+1}, \dots, c_{r-1} zeichnet (Abb. 4 c, ausgezogene Linien) und die Schlußlinie einträgt, welche c_r' nach Größe und Richtung liefert. Zugleich erkennt man weiter, daß die Richtung von c_r' in der Ecke r die Tangente an die Kurve des Punktes P darstellt. Durch die beiden Tangenten in P_1 und r ist der ungefähre Verlauf der P -Kurve festgelegt. Will man sie genauer bestimmen, so hat man nur einzelne Zwischenlagen von P zu ermitteln.

Aus dieser Überlegung folgt also, daß P bei wachsendem Werte von c_r aus der Lage P_1 allmählich in die Grenzlage P_r ($c_r = c_r'$) übergeht. Da nun — wie oben gezeigt — die der Lage P_r unendlich nahe Lage P innerhalb des Ortspolygons jedenfalls eine Minimallage ist, der Übergang zur Grenze sich aber stetig vollzieht, so darf gefolgert werden, daß auch die Lage P_r eine Minimallage ist, sofern zwischen den Konstanten c das durch Abb. 4 c (ausgezogene Linien) zum Ausdruck kommende Größenverhältnis besteht.

Wird c_r noch größer als der hier definierte Grenzwert c_r' , dann muß, damit der Ausdruck (1) möglichst klein wird,

der Punkt P weiter mit der Ecke r zusammenfallen, da jede andere Lage keine Minimallage sein kann.

Beim Dreieck (Abb. 5) ist der Grenzfall durch die einfache Beziehung gegeben:

$$c_1'^2 = c_k^2 + c_m^2 + 2 c_k c_m \cos \lambda.$$

Wird $c_1 > c_1'$, dann muß P in der Ecke 1 liegen bleiben.

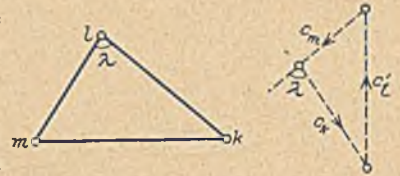


Abb. 5.

E. Zahlenbeispiel.

Gegeben sind 5 Punkte mit den Koordinaten $a_1 = 0$; $b_1 = 0$; $a_2 = 10$; $b_2 = 1$; $a_3 = 11,5$; $b_3 = 4,5$; $a_4 = 8$; $b_4 = 8,5$; $a_5 = 0$; $b_5 = 5$ und den Konstanten $c_1 = 4$; $c_2 = 6$; $c_3 = 5$; $c_4 = 4$; $c_5 = 3$. (Da es hier nur auf das Verhältnis der Konstanten zu einander ankommt, sind diese einfach durch Zahlen ausgedrückt. Als erste rohe Näherungswerte der Koordinaten des gesuchten Punktes P erhält man nach (10):

$$x_1 = \frac{149,5}{22} = 6,79; \quad y_1 = \frac{77,5}{22} = 3,52,$$

welche den Punkt P_1 festlegen (Abb. 4 a). Das Konstantenpolygon (Abb. 4 b, ausgezogene Linien) liefert die Resultante $R_1 = AE_1$. Die graphische Korrektur wird in der auf S. 559 besprochenen Weise durchgeführt; dem Punkte P_2 entspricht das in Abb. 4 b gestrichelte Polygon, dem Punkte P_3 das strichpunktierte, welches nahezu zum Schluß kommt. Für P_3 liefert die Zeichnung die Koordinaten $x_3 = 8,88$; $y_3 = 3,15$, welche jetzt numerisch korrigiert werden sollen. Zu diesem Zwecke bestimme man zunächst nach (11) bzw. (12) ν und μ . Man erhält $\nu = -0,14$; $\mu = 0,18$. Hierauf werden p , q und t aus (14) bzw. (6) bis (8) zu $p = -3,09$; $q = -0,38$; $t = -2,49$ berechnet, womit die Gleichungen (15) für x und y die Korrekturwerte $h = -0,06$ bzw. $k = 0,08$ liefern, so daß an Stelle der oben graphisch ermittelten Werte genauer $x = 8,88 - 0,06 = 8,82$; $y = 3,15 + 0,08 = 3,23$ wird. Der durch diese Koordinaten bestimmte Punkt ist in Abb. 4 a eingetragen und mit P_1 bezeichnet; man erkennt, daß er unmittelbar bei P_3 liegt. Um zu untersuchen, in welcher Weise P seine Lage ändert, wenn nur die Konstante c_4 vergrößert wird, mache man P_1 zum Ursprung des neuen Koordinatensystems X' , Y' . Die Tangente der P -Kurve an der Stelle P_1 ist gemäß (17) durch $\operatorname{tg} \alpha = -\frac{q'}{t'}$ bestimmt, und zwar ist wegen $x_1 = 0$; $y_1 = 0$:

$$q' = \sum c_i \frac{a_i' b_i'}{l_i^3}; \quad t' = - \sum c_i \frac{a_i'^2}{l_i^3}.$$

Nach Einführung der neuen Ortskoordinaten (a_i' , b_i') ergibt sich $\operatorname{tg} \alpha = 0,113$. Der Grenzwert c_4' ist in Abb. 4 c (ausgezogene Linien) ermittelt. Seine Richtung bestimmt die Tangente an die P -Kurve im Punkte 4, wodurch der ungefähre Verlauf dieser Kurve festliegt. Einem beliebigen Punkte (P) entspricht die Konstante (c_4), deren Größe zwischen c_4 und c_4' liegt (Abb. 4 c, gestrichelte Linien).

DER NEUBAU DER JAHNBRÜCKE IN GEVELSBERG i. W.

Von Dipl.-Ing. Werner Friedrich, z. Zt. Barmen.

Vorgeschichte.

Die Stadt Gevelsberg, am Nordrande des Sauerlandes gelegen, wird in einer Länge von etwa 6 km von der Ennepe, einem Wasserlauf II. Ordnung, durchflossen. Im Zentrum der Stadt vermittelte den Durchgangsverkehr von Hagen nach Barmen-Elberfeld bisher nur eine einzige Brücke, die Mittel-

straßenbrücke, mit einer Fahrbahnbreite von 5,25 m und einer Gesamtbreite von 9 m (I auf Abb. 1).

Diese Brücke konnte den ständig wachsenden Verkehr nicht mehr mit genügender Sicherheit aufnehmen. Es mußte ein zweiter Übergang über die Ennepe geschaffen werden, um im Falle einer Außerbetriebsetzung oder eines Umbaues jener

Brücke den Verkehr sicherzustellen. Als geeignet erschien eine Stelle einige 100 m flußabwärts. Der Fluß besitzt hier bei Mittelwasser eine Breite von etwa 17 m (II, Abb. 1).

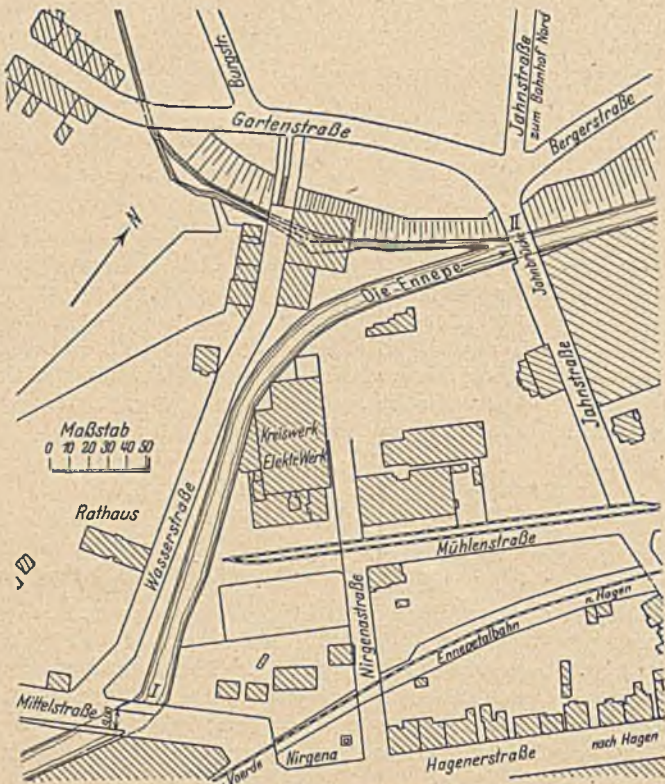


Abb. 1. Lageplan.

So entschied man sich für einen Zweigelenrahmen in Eisenbeton, der neben einer architektonisch günstigen Form auch den Vorteil besitzt, daß er dem Hochwasser ein genügend großes Durchflußprofil bietet. Die neuen Fundamente sollten vor die noch vorhandenen Bogenwiderlager der alten Brücke gesetzt, und damit einem Ausweichen nach außen wirksam entgegengetreten werden.

Die heutige Brücke ist somit ein Zweigelenrahmen von 17,50 m Lichtweite und 18,30 m Spannweite. Der Riegel besitzt, dem Gelände angepaßt, eine Neigung von 1 : 29, woraus sich für den nördlichen Rahmenstiel eine Systemhöhe von



Abb. 2. Zusammenbruch der alten Brücke.

Am 19. Januar 1920 wurde die neue Brücke in Auftrag gegeben. Zur Ausführung gelangte eine Bogenbrücke in Stampfbeton mit einer Spannweite von 19,00 m, einer Pfeilhöhe von 3,80 m und einer Gesamtbreite von $10 + 2 \cdot 2,50 = 15$ m. Die Flügelmauern setzten sich auf die Widerlager auf. Die Brückenfahrbahn erhielt den örtlichen Verhältnissen entsprechend ein Gefälle von 1 : 29, das sich am Südennde der Brücke in einer von drei Bogen gebildeten Rampe fortsetzte.

Die Bauausführung fiel in die Zeit der politischen Wirren. Zwar wurde die Jahnbrücke fertiggestellt, sie sollte es aber nicht erleben, daß der Verkehr über ihren Rücken hinwegging. Denn als die Anschüttungsarbeiten im besten Gange waren, zeigten sich Risse, die sich von Tag zu Tag erweiterten und schließlich keinen Zweifel darüber ließen, daß die Brücke zu Bruch gehen würde. Der Bogen trennte sich von den Stirnmauern, die Kämpferfugen klafften auf, das Geländer zerbrach in einzelne Teile (Abb. 2). Die Ursachen des Zusammenbruches sollen hier nicht weiter erörtert werden. Alle Vorschläge, das Bauwerk durch Verstärkungen zu erhalten, kamen zu spät. Um größeres Unheil zu verhüten, mußte die Brücke im April bis Mai 1927 abgetragen werden.

Doch die Notwendigkeit, einen Ersatz für die abgebrochene Brücke zu schaffen, trat immer dringender in die Erscheinung. So wurde bereits Ende 1926 von der Stadtverwaltung der Bau einer neuen Brücke an derselben Stelle beschlossen und die Angelegenheit dem Stadtbauamt übergeben.

Das statische System.

Die Wahl einer Bogenbrücke wurde nicht wieder in Betracht gezogen, da der Untergrund für die Aufnahme des Gewölbeschubes offenbar ungeeignet zu sein schien. Es mußte ein System gefunden werden, das bei geringem Schub die Auflagerkräfte möglichst senkrecht auf die Fundamente übertrug. Eine einfache Plattenbrücke schied aus, da bei der erforderlichen Spannweite die Eiseneinlagen der Unterzüge unwirtschaftlich wurden.

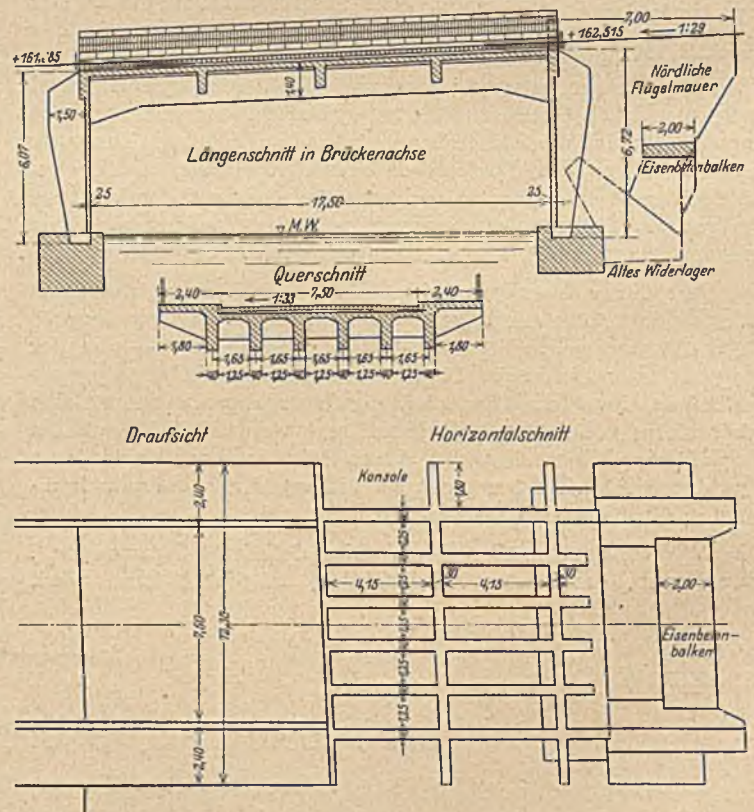


Abb. 3. Übersichtszeichnung.

6,35 m (Gesamthöhe 6,72 m) ergibt und für den südlichen Rahmenstiel eine solche von 5,70 m (6,07 m). Die Brückenbreite beträgt bei 7,50 m Fahrbahnbreite und je 2,40 m Gehwegbreite im ganzen 12,30 m. Die Gehwege sind über die

äußeren, entsprechend höher ausgebildeten Rahmen 1,80 m ausgekragt und auf 5 Konsolen gelagert, die in der Verlängerung von Versteifungsquerträgern liegen (Abb. 3). Die vier inneren Rahmen sind in ihrer Höhenlage dem Quergefälle der Brücke von 1 : 33 angepaßt.

Die statische Berechnung.

Der statischen Berechnung liegen die Belastungen einer Straßenbrücke I. Klasse (D.I.N. 1072) zugrunde. Die Fahrbahn-

Hiernach erhielt die Fahrbahnplatte eine Stärke von 18 cm, die Rahmenriegel eine Höhe von 1,40 m und eine Breite von 40 cm. Die Bewehrung geht aus Abb. 4 hervor. Zur Aufnahme der beträchtlichen Eckmomente ist der Riegel mit Vouten versehen. Der Stiel besitzt an der Einspannungsstelle eine Stärke von 1,50 m und verjüngt sich nach unten, dem Momentenabfall entsprechend, auf 80 cm. Als Abschluß für das Erdreich dient eine doppelt armierte 25 cm starke Wand, die an die Innenkante der Rahmenstiele gelagert ist.

Die Fundamente.

Die auf schlechtem Schieferfels gegründeten Fundamente liegen vollständig unter Wasser, so daß die Baugruben durch Fangedämme abgeschlossen werden mußten. Sie wurden nacheinander, zuerst das nördliche, hergestellt, um das Durchflußprofil nicht übermäßig einzuengen. Die Fundamentsohle liegt etwa 2,50 m unter Mittelwasser und besitzt eine Breite von 3,00 m. Der Beton wurde in einem Mischungsverhältnis 1 : 10 (dicht unter den Rahmenstielen 1 : 5) mit Hilfe eiserner Schüttrinnen eingebracht und gestampft. Die Gelenkpunkte wurden durch Eiseneinlagen gesichert.

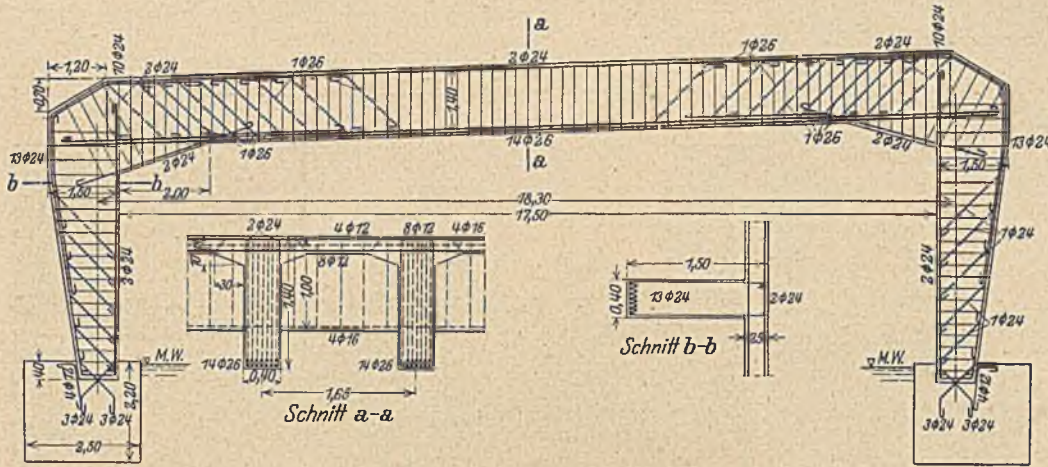


Abb. 4. Bewehrungsplan für einen Mittelrahmen.

platte ist über 6 Stützen fortlaufend gerechnet und über die in 1,65 m Abstand liegenden Rahmen gespannt. Sie ist doppelt armiert. Die Gehwege sind als Platten über die Konsolen gespannt und haben außerdem eine Bewehrung als Kragplatten erhalten.

Die Rahmen sind nach Kleinlogel berechnet. Die Resultate wurden durch Aufstellung einer Kontrollrechnung nach dem Prinzip der Formänderungsarbeit (Verfahren von Müller-Breslau) geprüft. Die Berechnung erfolgte für Eigengewicht, Verkehrslast, Erddruck, Temperatur und Schwinden. Die auf 1,65 m Belastungsbreite bezogenen Größtwerte seien mitgeteilt:

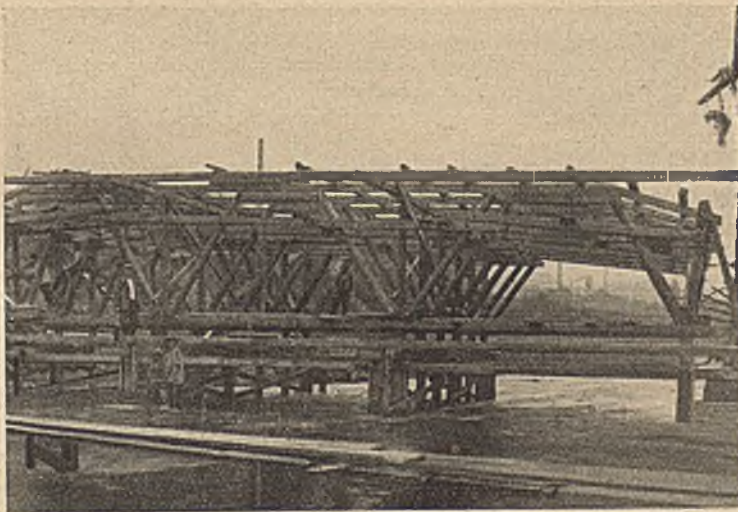


Abb. 5. Das Lehrgerüst.

Auflagerdruck	38,47 t
Horizontalschub	9,82 t
Eckmoment	- 107,39 tm
Feldmoment	+ 117,90 tm
Stielmoment	+ 124,70 tm
$\sigma b/\sigma e$	= $\frac{30}{1000}$ bis $\frac{40}{1000}$.

Das Lehrgerüst.

Das Lehrgerüst bestand aus 8 Bindern zu je 3 nebeneinanderliegenden Sprengwerken (Abb. 5), die an den Enden

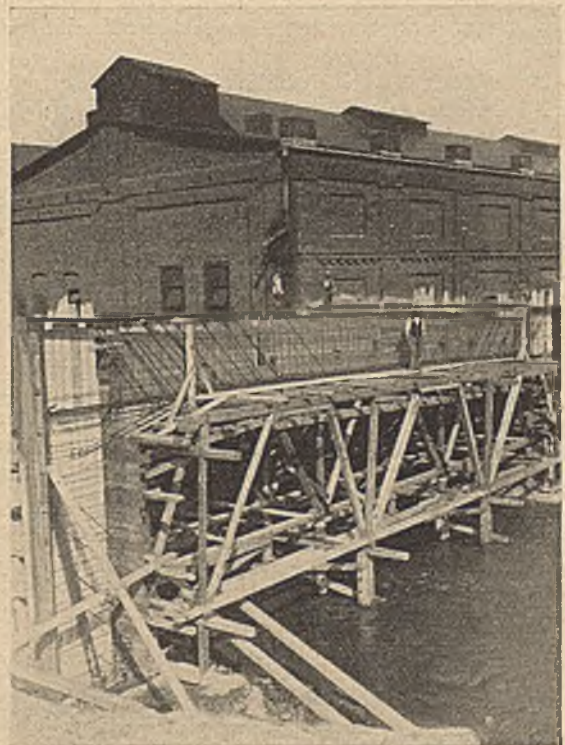


Abb. 6. Bewehrung eines Außenrahmens.

auf den neuen Fundamenten und in der Mitte auf 2 Ramm-pfahreihen ruhten. Die Pfähle wurden mit der Handramme gerammt. Zur bequemen Absenkung des Lehrgerüsts wurden Sandtöpfe eingeschaltet und auf genaue Höhe einnivelliert. Die ganze Ausführung wurde möglichst starr gehalten, um Durchbiegungen während der Ausführung auszuschließen.

Die Rahmen, die Fahrbahn und die Gehwege.

Nach Aufstellen der Schalung wurde die Eisenbewehrung der Rahmen eingebracht. Abb. 6 zeigt einen Endrahmen vor Schließen der Schalung. Die Eisen mußten im Riegel und in den Stielen in zwei Lagen verlegt werden. Auf Schubbewehrung durch Schrägeisen und Bügel ist besondere Sorgfalt verwendet worden. Die Gelenke, die in Mittelwasserhöhe liegen, werden von drei sich kreuzenden Eisenpaaren gebildet. Der Rahmen-

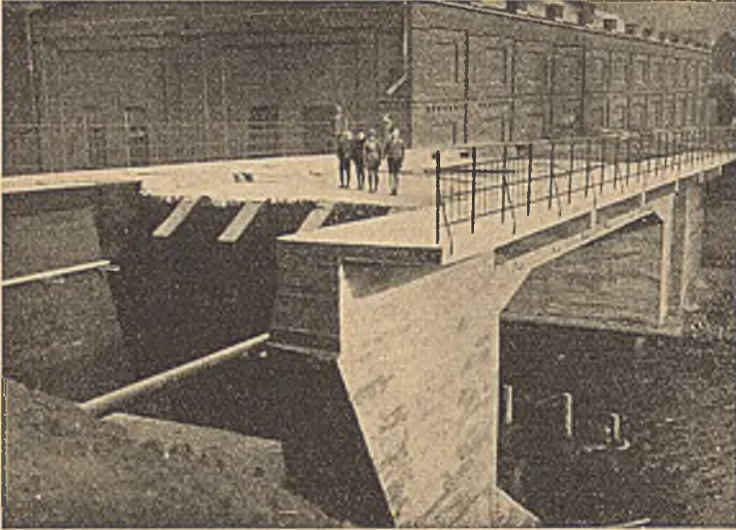


Abb. 7. Hintersicht.

stiel, der an dieser Stelle einen Querschnitt von 80×40 cm besitzt, paßt in entsprechende 40 cm tiefe Aussparungen des Fundamentes hinein und ist, um eine möglichst vollkommene Gelenkwirkung zu erzielen, gegen dieses durch eine doppelte Papplage isoliert.

Die Bewehrung der Fahrbahnplatte und der Gehwege bietet nichts Neues. Das Einbringen des Betons (1 : 5 flüssig) in die Rahmenstiele geschah wechselseitig, um den Druck auf die Schalung nicht zu groß werden zu lassen. Sodann wurden die Rahmenriegel ebenfalls in Gußbeton 1 : 5 hergestellt. Durch starkes Klopfen gegen die Schalung und durch Umrühren mit eisernen Stangen wurde der Beton verdichtet. Die Fahrbahnplatte und die Gehwege wurden in Stampfbeton hergestellt.

Die Isolierung der Fahrbahnplatte geschah durch Aufbringen einer Schicht Klebemasse, einer Juteschicht, einer Schicht Lederpappe und einer Betonschutzschicht. Darauf wurde Kleinpflaster in Sand verlegt. Die Gehwege erhielten einen fetten Feinstrich mit Basaltplitt, davor Betonbordsteine.

Zwischen die einzelnen Rahmenriegel wurden [-Eisen einbetoniert, die zur Überführung von Rohrleitungen dienen, während Kabel unter den Gehwegen mittels Kabelhalter verlegt wurden.

Als Abschluß der Gehwege kam ein eisernes Geländer zur Aufstellung.

Die Flügelmauern.

Die nördlichen Flügelmauern greifen bei 7 m Höhe etwa 7 m von Vorderkante Rahmen in die Böschung hinein. Sie sind auf den alten Bogenwiderlagern fundiert. Um ein Nachgeben infolge des nicht unerheblichen Erddruckes (10 t) zu verhindern, wurden die beiden Flügelmauern, die eine Stärke von 2,50 m erreichen, im Schwerpunkt der Erddruckfigur durch einen 2 m breiten, doppelt armierten Eisenbetonbalken miteinander verbunden (Abb. 7). Außerdem ist die Zugseite durch Eiseneinlagen geschützt. Die Gehwege sind auch hier als Kragplatten ausgebildet.

Auf der Südseite stellen die Flügelmauern den Anschluß an die Rampe der alten Brücke her. Die Ausbildung ist die-

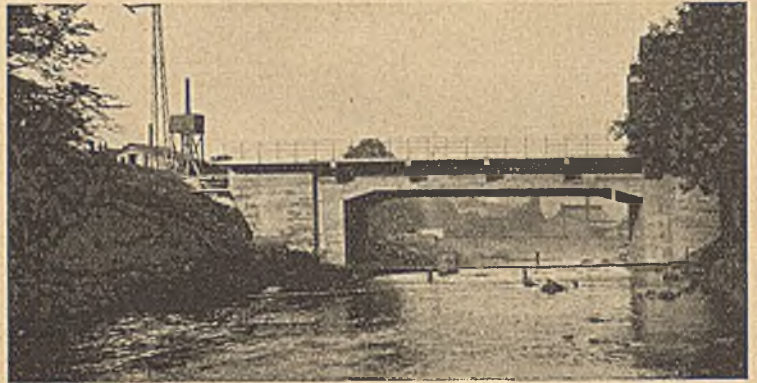


Abb. 8. Ansicht der fertigen Brücke.

selbe wie auf der Nordseite, nur sind hier, da der Eisenbetonbalken fehlt, die Eisen an der Innenseite als Anker in das alte Fundament hineingeführt.

Die Flügelmauern sind durch Fugen mit doppelter Papplage von dem Brückenbauwerk vollständig getrennt, so daß etwaige Bewegungen nicht auf die Brücke übertragen werden können. Tatsächlich zeigten sich bei Einbringen der Hinterfüllung keine Bewegungen.

Der Arbeitsvorgang.

Mit den Ausschachtungsarbeiten wurde am 2. Juni 1927 begonnen. Die Fundamente waren am 12. Juli fertiggestellt. Das Lehrgerüst mitsamt der Schalung stand am 9. August. Am 10. August wurde mit dem Betonieren der Brücke begonnen. Am 26. August waren die Betonarbeiten bis auf die Flügelmauern beendet. Am 19. September waren auch die Flügelmauern fertig betoniert.

Am 20. September 1927 wurde das Lehrgerüst abgesenkt. Hierbei wurde die Durchbiegung der Brücke unter dem Eigengewicht in Riegelmitte zu 0,4 mm gemessen.

Das Brückenbauwerk wurde von der Firma Hüser & Co. ausgeführt, von der auch die statische Berechnung geliefert wurde. Die Nachprüfung der Berechnung und die örtliche Bauleitung von seiten der Stadt Gevelsberg lagen in den Händen des Verfassers.

ZUR FRAGE DER ZEMENTMENGE IN BETONMISCHUNGEN, DIE NACH RAUMTEILEN ANGEGBEN WERDEN.

Von Dr.-Ing. Joh. Lührs, Duisburg.

Während heute wohl fast ausnahmslos bei allen bedeutenden Bauten, bei denen die Verarbeitung großer Betonmengen in Frage kommt und bei denen an den Beton ganz bestimmte Anforderungen hinsichtlich seiner Festigkeit, Dichtigkeit, Widerstandsfähigkeit gegen chemische Einflüsse usw. gestellt werden, eine sorgfältige Bestimmung des zweckmäßigsten Mischungsverhältnisses vorausgeht, wird in

einer sehr großen Anzahl von Fällen bei Bauten und Bauteilen, wie sie alltäglich vorkommen, eine solche Untersuchung nicht vorgenommen. Man begnügt sich mit der Angabe des Mischungsverhältnisses nach Raumteilen und überläßt innerhalb der durch die amtlichen Bestimmungen gezogenen Grenzen dem Unternehmer die Wahl der Zuschlagsstoffe und des Zementes.

In allen diesen Fällen entstehen naturgemäß gewisse Spielräume, die sich bei der Kalkulation auswirken; auf das Bedenken, daß das Bestreben nach möglichster Billigkeit häufig zu einer Verschlechterung der Qualität führen kann, soll hier nicht in allen Einzelheiten eingegangen werden. Nur ein Umstand soll im folgenden erörtert werden, der vielfach nicht genügend beachtet wird und sogar die Frage zuläßt, ob nicht unsere Bestimmungen bzw. Gebräuche einer Ergänzung bedürfen. Das ist die Verschiedenheit, die sich aus dem unterschiedlichen Raumgewicht der einzelnen Zementsorten ergibt.

Bekanntlich wird das Mischungsverhältnis im praktischen Baustellenbetrieb durchweg nach Raummaß angegeben. Zur Umrechnung von Raumteilen auf Gewichtsteile und umgekehrt ist das Raumgewicht des Zementes nach losem Einfüllen zu bestimmen. Vielfach geschieht dies in der Praxis nicht, sondern man greift auf Tabellen zurück, d. h. man rechnet mit dem diesen Tabellen zugrunde liegenden Durchschnittsgewicht. Es ist aber zweifellos berechtigt, von dem tatsächlichen Raumgewicht auszugehen und dann ergeben sich große Unterschiede. Ist zum Beispiel ein Mischungsverhältnis 1 Teil Zement zu 8 Teilen Kiessand vorgeschrieben, so würde man der Tabelle des Zementkalenders 1928 Seite 181 zufolge auf 1200 lt Kiessand 201 kg Zement zu verwenden haben. Darnach wäre, da 201 kg Zement gleich $\frac{1200}{8} = 150$ lt sein sollen, ein Raumgewicht des Zementes von 1,340 angenommen. Nebenbei sei bemerkt, daß aus den Zahlen der angeführten Tabelle folgt, daß bei den verschiedenen Mischungsverhältnissen durchweg mit verschiedenen Raumgewichten gerechnet ist, was unter allen Umständen als nicht folgerichtig zu bezeichnen ist. Bei den Angaben für 1:3 ist 1,41 angenommen, bei 1:10 dagegen nur 1,31. Prüft man nun eine größere Anzahl von Zementsorten auf ihr Raumgewicht, so findet man, wenn man den Zahlen der amtlichen Prüfungszeugnisse folgt, zunächst, daß die angegebenen Raumgewichte durchweg unter den Voraussetzungen der Tabelle liegen, und daß weiterhin große Unterschiede vorhanden sind. Lehrreich ist die nachfolgende Zusammenstellung, in der unter A—C bekannte Marken von Portlandzement und D—F bekannte Marken von Hochofenzement und Eisenportlandzement aufgeführt sind.

Marke	Litergewicht	Zugfestigkeit nach 28 Tagen	Druckfestigkeit nach 28 Tagen	Menge in kg für M. 1:5	Menge in kg für M. 1:8	Menge in % der im Zementkalender angegebenen Menge	
						für 1:5	für 1:8
A	1,187	42,4	598	278	178	91	88,5
B	1,125	43,5	555	263	169	86	84
C	1,040	47,7	563	243	156	79	77,5
D	1,110	37,2	379	260	167	85	83
E	1,030	39,1	484	241	155	79	77
F	0,970	39,4	412	227	146	74	72,5

In der Tabelle ist angegeben, welche Zementmenge nach Gewichtsteilen sich für die Mischungsverhältnisse 1:5 und 1:8 ergibt, wenn als Bedarf an Kiessand gleichmäßig 1120 bzw. 1200 l angenommen werden. Man sieht, daß die Unterschiede recht erheblich sind.

Würde man nun annehmen dürfen, daß die Angabe des Mischungsverhältnisses ein hinreichendes Kennzeichen für die Beschaffenheit des Betons sei, daß also, gute Qualität des Zementes vorausgesetzt, annähernd gleiche Eigenschaften erzielt würden bei Zumessung von gleichen Raumteilen Zement, so müßte der Unternehmer zu einer Bevorzugung der spezifisch leichteren Zementsorten kommen, da er mit geringeren Kosten das Gleiche erreicht. Auf alle Fälle kann auch ein Unternehmer, dem ein bestimmtes Mischungsverhältnis vorgeschrieben ist, von dem Vorteil des spezifisch leichteren Zementes Gebrauch machen, wenn er sich überzeugt hat, daß für den gegebenen Zweck trotz des unter dem Üblichen liegenden Zementverbrauches die nötige Festigkeit erreicht wird. Er ist dann im Vorteil gegenüber dem Konkurrenten, der sich diese Möglichkeit zur Verbilligung nicht nutzbar macht.

Dieser Zustand ist jedoch keineswegs als ideal zu bezeichnen. Ohne daß Versuchsergebnisse für einen Vergleich verschiedener Zemente vorliegen, dürfte als sicher anzunehmen sein, daß mindestens die Festigkeit des Betons in erster Linie vom Gewicht der beigemengten Zementmenge abhängt. Dafür spricht vor allen Dingen die Tatsache, daß die Normenfestigkeit der Zemente nur nach Gewichtsteilen ermittelt wird. Betrachtet man die Festigkeit als die wichtigste Eigenschaft des Zementes bzw. Betons, dann müßten folgerichtig alle Mischungsverhältnisse nach Gewichtsmaß angegeben werden. Die amtlichen Bestimmungen sind in dieser Beziehung klar, es lautet in § 6, Z. 1 ganz deutlich:

„Sand, Kies, Steingrus und -splitt werden nach Raumteilen, Zement nach Gewicht bemessen, alles aber in Raumteilen zugesetzt. Zur Umrechnung von Gewichtsteilen auf Raumteile ist der Zement lose in ein Hektolitergefäß einzufüllen und zu wägen.“

Auch die weitere Bestimmung, wonach für Eisenbeton mindestens 300 kg und in besonderen Fällen 270 kg Zement verwendet werden sollen, geht vom Gewicht des Zementes aus. Auch die Herabsetzung auf 270 kg wird nicht ermöglicht durch einen leichteren und daher voluminöseren Zement, sondern nur durch die Qualität der Zuschlagsstoffe.

Irreführend ist also der Sprachgebrauch und die bei zahllosen Ausschreibungsbestimmungen übliche und erkennbare Voraussetzung, daß das Mischungsverhältnis nach Raummaß zur Kennzeichnung der verlangten Eigenschaften genüge. Wenn auch dem Wissenschaftler dieser Hinweis nichts Neues bringt, so ist doch nach den in der Praxis gemachten Beobachtungen dieser Irrtum so weit verbreitet und wird gestützt durch weit verbreitete Angaben, wie z. B. diejenigen des Zementkalenders, daß eine Aufklärung in der einschlägigen Literatur und vor allem den Taschenbüchern dringend notwendig erscheint.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Zuschrift zu der Veröffentlichung von Prof. Dr.-Ing. e. h.
J. Melan

„Bogen mit fest angeschlossenem steifen Zugbande“
im „Bauingenieur“ 9. Jahrgang, Heft 19.

Herr Prof. Melan behandelt in seinem Aufsatz zuerst das dreifach statisch unbestimmte, zweigurtige, rahmenförmig geschlossene System, an dessen Obergurt allein die äußeren Kräfte angreifen, und gibt als oft ausgeführtes Beispiel den Zweigelenkbogen mit Zugband bei freischwebender Fahrbahntafel an, bei dem die Zuggurtung, wenn sie in der Hauptsache aus vertikalen Stegblechen besteht, und ebenso ihr Anschluß, eine nicht mehr zu vernachlässigende Steifigkeit im Verhältnis zu der des Bogens besitzt. Statisch behandelt er das System nach der bekannten Methode unter Zuhilfenahme des elastischen

Schwerpunktes, wodurch sich drei voneinander unabhängige Elastizitätsgleichungen ergeben.

Im zweiten Abschnitt der Veröffentlichung geht er zur Betrachtung des statisch interessanten, in der Praxis vielleicht noch häufiger ausgeführten Tragwerks über, bei welchem die beiden steifen Gurten durch n Hängestangen verbunden sind. Zur Lösung der Aufgabe wird das im ersten Abschnitt untersuchte dreifach statisch unbestimmte System als Grundsystem herangezogen und die n Spannkraft der Hängestangen als neu hinzutretende Unbekannte X_1 bis X_n gewählt.

In den meisten Fällen wird nun die Zahl der Verbindungsstangen nicht sehr klein sein, in einem vom Unterzeichneten durchgerechneten Fall betrug sie 13. Herr Prof. Melan weist selbst auf die dann auftretenden Schwierigkeiten bei der Berechnung hin, indem er sagt: „Die Aufstellung der Gleichungen (25) und deren Auflösung erfordert

allerdings viel Rechenarbeit“. Diese Arbeit besteht im allgemeinen Fall im Errechnen von $\frac{n^2 + n}{2}$ Beiwerten der Unbekannten X und der Auflösung von n Gleichungen mit n Unbekannten.

Jedoch gibt ein anderer Ansatz die Möglichkeit, diese Rechenarbeit um ein erhebliches Maß herabzusetzen. Werden nämlich als statisch überzählige Größen der Horizontalschub, sowie die n Momente in einer Gurtung an den Anschlußpunkten der Hängestangen nebst den beiden Eckmomenten am Zusammenschluß der Gurte gewählt, so führt die Aufstellung der Elastizitätsgleichungen bei Berücksichtigung der Dehnungen der Hängestangen zu einer Determinante von folgendem Schema.

		X													
		H	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
H	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	= δm_H
1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	= δm_1
2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	= δm_2
3	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	= δm_3
4	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	= δm_4
5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	= δm_5
6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	= δm_6
7	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	= δm_7
8	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	= δm_8
9	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	= δm_9
10	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	= δm_{10}
11	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	= δm_{11}
12	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	= δm_{12}

Ein Strich (—) bedeutet einen Beiwert, ein leeres Quadrat, daß dieser = 0 ist. Schema bei 10 Hängestangen.

Nur in der ersten Zeile und Spalte treten sämtliche Beiwerte der Unbekannten X auf, im übrigen zeigt sich das Schema fünfgliederiger Gleichungen. Trennt man nun diese eine Zeile und Spalte von den andern ab, d. h. nimmt man vorläufig den Horizontalschub von der Betrachtung aus und untersucht nur das (n + 2) fach statisch unbestimmte Gebilde und wählt es als Grundsystem, so bereitet dessen Berechnung sowohl hinsichtlich der Aufstellung, als auch der Auflösung der Elastizitätsgleichungen weit geringere Schwierigkeiten, als diejenige eines nur n fach unbestimmten Systems, jedoch mit n gliedrigen Gleichungen. Die Zahl der zu berechnenden Beiwerte stellt sich auf 3 (n + 1) gegen $\frac{n}{2} (n + 1)$, z. B. bei 10 Hängestangen auf 33 gegen 55, bei 20 Hängestangen auf 63 gegen 210. Außerdem erstreckt sich die Integration bei Berechnung eines Beiwertes nur über 2 Feldlängen. Daß die Auflösung von (n + 2) fünfgliederigen Gleichungen erheblich bequemer ist, als die von n Gleichungen mit n Unbekannten, braucht kaum hervorgehoben zu werden. Als Restarbeit verbleibt dann noch die Berechnung des Horizontalschubes am (n + 2) fach statisch unbestimmten Hauptsystem, eine Arbeit, die, wenn man mit Hilfe der aufgelösten Elastizitätsgleichungen die Werte X infolge H = - 1 bestimmt hat, nicht schwerer ist, als die Berechnung des Horizontalschubes beim Zweigelenkbogen oder Langerschen Balken.

Zum Schluß möchte ich noch mitteilen, daß ich die Schlußfolgerungen Herrn Prof. Melans bezüglich der angenäherten Berechnung als Zweigelenkbogen bei meinem Beispiel einer Straßenbrücke gut bestätigt gefunden habe. Wesentliche Abweichungen weisen nur die Einflußlinien der Hängestangen auf, jedoch bewegt man sich auch dort auf der sicheren Seite. Dipl.-Ing. Georg Lewenton

Voll- oder Hohlblöcke für Seehafendämme?¹

Nach einem Aufsatz des Ing. Filippo Bastianelli² von Oberregierungsbaurat Böckmann, Berlin

A. Einfluß der Stoßwirkung.

Auf dem letzten internationalen Schifffahrtkongreß in Kairo 1926 ist bei Besprechung der Ausführung von Hafendämmen die Befürchtung ausgesprochen worden, daß die verwendeten Blöcke infolge der Wellenstöße abrutschen könnten. Ing. Filippo Bastianelli hat daher zunächst die Reibung der Quadern aufeinander ermittelt. Zu diesem Zweck

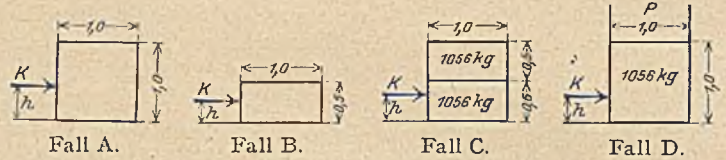
¹ Anmerkung der Schriftleitung: Siehe auch den Aufsatz „Der Hafen von Valencia“ in Heft 23, 1928, dieser Zeitschrift.

² „Massi ciclopici e massi semiciclopici nella costruzione di moli“ in den Annali dei Lavori Pubblici Giornale del Genio Civile Anno 1927 Fascicolo VIII^o.

wurden Betonblöcke von 1,0 x 1,0 x 0,5 m Größe und einem Gewicht von 1056 kg auf eine mit derselben Betonmasse abgeglichene horizontale Fläche gestellt und dem Angriff horizontaler Kräfte in verschiedenen Höhen bis zum Eintritt einer Bewegung ausgesetzt. Als Auflagefläche wurde einmal die Seite 1,0 x 0,5 (Fall A), dann 1,0 x 1,0 (Fall B) gewählt:

		Fall A.		
Fall A	Angriffshöhe h	Kraft K kg	Reibungszahl S	
a	0,085	600	0,568	Kippen um die rechte Kante ²
b	0,25	685	0,651	
c	0,425	779	0,738	
d	0,625	685		

		Fall B.		
Fall B	Angriffshöhe h	Kraft K	Reibungszahl S	
a	0,085	752	0,712	Kippen um die rechte Kante ²
b	0,25	865	0,820	
c	0,39	895		



Aus dem Vergleich der Reibungszahlen in den Fällen Aa und Ba sowie A b und B b folgt, daß mit der Größe der Berührungsfäche auch die Reibungszahl wächst, und zwar bei Verdoppelung der Berührungsfäche von 0,568 auf 0,712 und von 0,651 auf 0,820, also um etwa $\frac{1}{4}$. Sodann sind die Fälle A und B mit Auflast untersucht:

Fall C. Auflagefläche 1,0 x 1,0, Auflast von denselben Abmessungen und Gewicht wie Unterlagsblock.

Fall C	Angriffshöhe h	Kraft K	Reibungszahl G
a	0,005	1760	0,830 ¹
b	0,25	1760	0,830 ²
c	0,39	1640	0,774

Fall D. Auflagefläche 1,0 x 0,5, Angriffshöhe gleichbleibend 0,225, wechselnde Auflast:

Fall D	Auflast P	Kraft K	Reibungszahl G
a	200	760	0,605
b	400	920	0,631
c	600	1200	0,725
d	800	1420	0,765
e	1000	1600	0,778
f	1050	1640	0,778

Aus diesen Versuchen (C c und D e und D f) läßt sich folgern, daß, wenn das Gesamtgewicht der Blöcke eine bestimmte Grenze überschreitet, die Reibungszahl unabhängig wird von der Größe der Berührungsfäche und sich nahezu gleichbleibt. Bei großen Drücken kann also mit einer Reibungszahl von rd. 0,80 gerechnet werden. Es wurde nun die Mole von Genua (Abb. 1) daraufhin untersucht, ob ein Abgleiten der Quadern durch Wellenstoß stattfinden könnte. Für die erste Fuge unter Wasser auf Ordinate 2,30 beträgt die Auflast für 1 lfd. Breite:

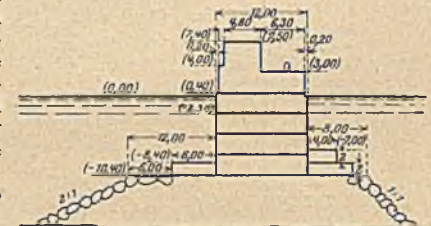


Abb. 1. Querschnitt der Mole von Genua 1:1000.

$$\left\{ (7,45 - 4,00) 4,80 + (4,00 - 3,00) 5,30 + (3,00 - 0,40) 11,60 \right\} 2300 + (0,40 - 0,00) 12,00 \times 2100 + 2,30 \times 12,00 \times 1100 = 150800 \text{ kg} = 150 \text{ t.}$$

Ein Gleiten würde eingeleitet werden bei einer horizontalen Stoßwirkung 0,8 x 150 t = rd. 120 t auf den lfd. Meter. Diese Kraft bedeutet bei gleichmäßiger Verteilung auf die angegriffene Fläche von + 7,4 bis - 2,30 also 9,7 m Höhe und 1 m Breite rd. 13000 kg/qm. Eine solche Stoßkraft ist erfahrungsgemäß selbst an stärker angegriffenen Teilen des Mittelmeeres vollständig ausgeschlossen.

² Die Versuchsanordnung kann nicht einwandfrei gewesen sein, da z. B. im Fall A d ein Kippen erst bei einer Horizontalkraft über 845 kg und im Falle B c von über 1354 kg eintreten kann. Vor allem ist aber übersehen, daß sich bei der Anwendung die Quader unter Wasser befinden, wo sich geringere Reibungszahlen ergeben müssen. Zu den hier wiedergegebenen Ergebnissen könnte daher erst nach sorgfältigeren Versuchen Stellung genommen werden.

Auch die statische Untersuchung zeigt, daß der massive Teil des Hafendamms, bevor ein Gleiten der Blöcke aufeinander eintritt, umstürzen würde. Solange die Verteilung des Wellenstoßes in den verschiedenen Tiefen nicht sicherer bekannt ist, wird von Ing. Bastianelli vorgeschlagen, ein Verfahren beizubehalten, das bisher gute Ergebnisse geliefert hat. Es stützt sich auf die bekannten Untersuchungen von Stephenson, Gaillard und Carnaglio.

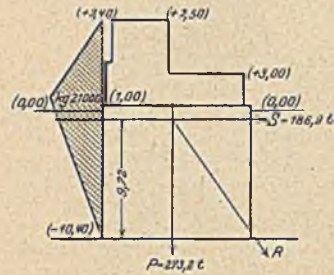


Abb. 2. Statische Untersuchung der Mole von Genua bei Wellenstoßwirkung.

Die stärkste Wirkung (Abb. 2) wird in Höhe + 1,0 angenommen. Nach dem höchsten und tiefsten Punkt der Mauer nimmt die Kraft linear ab. Die ebenerrechnete Stoßwirkung von rd. 120 t wird auf die Strecke von Ordinate + 7,4 bis - 2,3 dementsprechend verteilt aufgetragen; es ergibt sich auf Ordinate + 1,0 eine größte Kraft rd. 21 t und durch die Ergänzung bis Ordinate - 10,40 eine gesamte Stoßwirkung von 186,9 t, das Gesamtgewicht der Blöcke beträgt 273,2 t. Die Resultierende dieser Kräfte fällt aus der Sohle heraus; bevor ein Verschieben einträte, würde diese Mauer also zum Kippen neigen. Damit ist nachgewiesen, daß die Abmessungen der Seedamme in Genua, insbesondere ihre Stärke bzw. die Länge der einzelnen Blöcke, ausreichend sind.

B. Untersuchung der einzelnen Abmessungen und der Bemessungen der Blöcke.

Das Verhältnis von Breite zu Höhe der Blöcke ergibt sich aus den Ausführungen von Genua und Catania zu rd. 1,3 (Abb. 3 u. 4). Bei Bemessung der Höhe der Blöcke ist zu beachten, daß das Widerstandsmoment des Körpers gegen Biegung im quadratischen Verhältnis der Höhe steigt.



Abb. 3. Vollblock von Genua.



Abb. 4. Hohlblock von Catania.

Im Falle des Hafendamms von Genua war eine Höhe von 10,8 (-10,4 bis +0,4) zu erreichen, was u. a. mit 3 Blöcken von 3,60 oder 4 Blöcken von 2,70 m Höhe möglich wäre. Das Widerstandsmoment der ersteren wäre also das 1,77fache der letzteren.

Die 3,6 m hohen Blöcke würden normalerweise eine Breite von $1,3 \times 3,6 = \text{rd. } 4,70$ erhalten müssen, ihr Gewicht würde also $(12,0 \times 4,7 \times 3,6) 2,1 = 424 \text{ t}$ erreichen. Derartige schwere Überblöcke müßten aber aus verschiedenen Gesichtspunkten heraus vermieden werden, insbesondere weil sich bereits beim Übergang von 350 t- zu 400 t-Blöcken sowohl die Kosten der Einrichtungen wie die des Absenkens verdoppeln. Wenn man an der heutigen Grenze von 350 t für die Blöcke festhält, kommt man zu einer Blockbreite von 3,9 m, die von vielen bereits für zu schmal gehalten wird. Genügt denn aber nicht eine Höhe von 2,7 m? Das ungünstigste größte Moment eines Blockes, mag er nun an beiden Enden aufliegen — was auf Grund der Beobachtungen in Genua für nicht vorkommend erklärt wird — oder zur Hälfte aufliegen und zur Hälfte frei schweben, oder in der Mitte eingezwängt sein, ist $\frac{Pl}{8}$. Für die Breite 1,0 eines 12,0 m langen 2,7 m hohen Blockes ergibt sich also im versenkten Zustand mit dem spez. Gewicht 1,1 ein Moment von $\frac{(12,0 \times 2,7 \times 1,0)}{8} \times 1100 \times 12,0 = 5346000 \text{ kg/cm} = 53,46 \text{ tm}$. Daraus ergibt sich eine Zugspannung von $4,4 \text{ kg/cm}^2$, also geringer als die Bruchspannung.

C. Vollblöcke oder Hohlblöcke?

Die vorstehenden Betrachtungen haben gezeigt, daß die bisher üblichen Vollblöcke im Gewicht bis zu 350 t bei Seedämmen von 12 m Breite vollkommen genügen. Die Hohlblöcke gewahren keinerlei Vorteile. Man setzt sich vielmehr der Gefahr aus, daß die Hohlblöcke beim Handhaben bis zum Versetzen an den durch die Aussparungen schwachen Stellen wenn auch vielleicht zunächst unsichtbare Risse erhalten. Der unter Wasser in die Hohlräume eingebrachte Beton läßt stets an seiner Güte und seinem Haften an den Wandflächen zweifeln. Auch eine Vergrößerung des Widerstandes gegen Abscheren der Blöcke, die durch eine durchgehende Füllung von Hohlblöcken erreicht werden könnte, kommt nach den Betrachtungen in Teil A nicht in Betracht, da die Abmessungen der üblichen Vollblöcke genügenden Schutz gegen Abgleiten bieten, was durch die Erfahrungen in Genua bestätigt ist.

Erst da, wo wegen stärkerer Angriffe der See die Hafendämme wesentlich breiter als 12 m angelegt werden müssen, würde die Frage, Vollblöcke oder Hohlblöcke, erwogen werden müssen. Man könnte die größeren und schwereren Blöcke entweder auch als Vollblöcke ausbilden und die dazu erforderlichen neuen Hebevorrichtungen erproben oder sie unter Weiterverwendung der bewährten Einrichtungen durch auszufüllende Hohlblöcke herstellen und dabei die vorgebrachten Bedenken außer acht lassen.

Es möge noch darauf aufmerksam gemacht werden, daß es ein Irrtum wäre anzunehmen, daß die Hohlblöcke sich schneller versetzen lassen als Vollblöcke. Die Schnelligkeit dieser Arbeit ist außer der Entfernung zwischen Werkplatz und Baustelle vor allem begrenzt durch die Vorbereitungen der Auflagerfläche bzw. durch das Einebnen des Untergrundes. Bei Vollblöcken ist die Aufstellung von 6 Blöcken bei einer Entfernung von 2 km vom Werkplatz eine gute Tagesleistung. Bei geringer Entfernung wird man leicht bis zu 9 Blöcken versetzen. Bei 6 Blöcken beträgt der Fortschritt bei gutem Wetter täglich 5,25 m, was mit Hohlblöcken wegen der angegebenen Vorbereitungen nicht überboten werden kann.

D. Bügel oder verlorene Eisen?

Die Gesellschaft für die Hafenarbeiten in Genua wendete bei ihren ersten Blöcken ein System von Bügeln an, was gute Ergebnisse hatte, trotzdem zum Eingreifen der Bügel Aussparungen nötig sind, die nur durch Freilassen von Hohlraum an den Blöcken gewonnen werden können. Als später die Blocklängen 4,0 und 6,0 m erreichten, konnten Bügel nicht mehr verwendet werden, und man ging zu einbetonierten Haken über. Da hierbei die Eisen nicht wieder gewonnen werden können, ist diese Ausführungsart nicht wirtschaftlich. Dies ist aber auch der einzige Vorwurf, der gemacht werden kann. Denn es kann nicht eingewandt werden, daß die Eisen mit der Zeit rosten und dadurch die Zerstörung des Betons einleiten. Eisen, das dauernd unter Seewasser bleibt, erleidet mit der Zeit keinerlei Zerstörung. Es steht vielmehr fest, daß der Kiel der Schiffe, soweit er stets untergetaucht bleibt, und Gegenstände aus Eisen, die 10 Jahre oder selbst Jahrhunderte untergetaucht waren, keine Veränderungen irgendwelcher Art zeigen. Dagegen wird Eisen, das abwechselnd dem Wasser und der Luft ausgesetzt ist, zerstört. Aber in vorliegendem Falle handelt es sich um Eisen, das durch Beton geschützt ist und vollständig von der Berührung mit der Luft abgeschlossen ist. Es kann daher keine Besorgnis gegen die Verwendung von einbetonierten Haken aufkommen.

Wenn man Bügel zur Vermeidung der zum Eingreifen erforderlichen Aussparungen in den Blöcken vermeiden und auf einbetonierte und damit unwirtschaftlicher Weise verlorene Haken verzichten will, wären also erst noch geeignete Verfahren für das Versetzen der Blöcke zu finden. Dabei wäre aber stets im Auge zu behalten, daß eine ausreichende Sicherheit vorhanden sein muß, weil der Bruch eines Hakens oder irgendeiner anderen Vorrichtung bei den großen zu bewegendem Gewichten unberechenbare Folgen hätte.

Zusammenfassung.

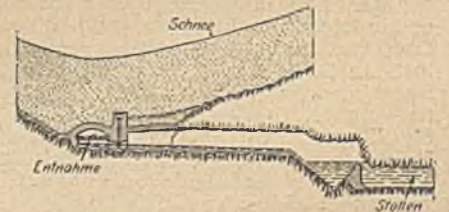
Durch Versuche wurde die Reibungszahl beim Gleiten von Betonblöcken aufeinander festgestellt und dann nachgewiesen, daß die Stoßwirkung der Wellen im Mittelmeer die zum Abgleiten der Quader erforderliche Kraft nicht erreicht. Auch die statische Untersuchung zeigt, daß ein Kippen des aus den Blöcken gebildeten Dammkörpers eher eintreten würde als ein Abgleiten der Blöcke. Es wird ferner nachgewiesen, daß die Höhe der im Hafen von Genua angewendeten Vollblöcke ausreicht, das größte zu erwartende Biegemoment aufzunehmen.

Eine Veranlassung, von Vollblöcken zu Hohlblöcken, welche die Anwendung größerer Abmessungen und Gewichte gestatten, überzugehen, wird hiernach für das Mittelmeer nicht als gegeben angesehen, wegen ihrer Mangel könnten die Hohlblöcke nur bei wesentlich größerer Dammbreite in Betracht gezogen werden.

Zum Schluß ist die Frage behandelt, ob Bügel oder verlorene Eisen beim Absenken anzuwenden sind. Falls diese Aufhängungsarten verworfen würden, wären neue Vorschläge zu machen.

Das Bâton-Stromwerk bei Grenoble.

Das Betriebswasser wird mit $37,5 \text{ m}^3/\text{min}$ dem Bâtonbach in 1760 m Seehöhe, wo den größten Teil des Jahres Schnee liegt, durch einen überdeckten Einlauf entnommen, durch eine Absitzkammer (s. Abb.) und dann durch einen 1103 m langen Stollen mit $6 \text{ bis } 7 \text{ m}^3$ Querschnitt, der 7800 m^3 Wasseraufspeichern kann, nach einer 30 m tiefen Druckkammer geleitet, von wo eine 1565 m lange Druckrohrleitung mit 1050 m Gefälle in 2 m tiefem Felseinschnitt zum Krafthaus führt. Die Druckkammer ist mit elektrischem Wasserstandsmelder im Krafthaus, Absperrschieber, der vom Krafthaus betätigt wird, selbsttätigem Rohrbruchschieber und Luftventilen für



die Rohrleitung ausgestattet. Die obere Hälfte der Druckrohrleitung besteht aus genieteten Stahlrohren von 54 cm Lichtweite, die untere aus geschweißten Stahlrohren von 40 cm Lichtweite; die ganzen Druckröhren wiegen 410 t (je 1016 kg). Die Schieberkammer, Maschinenstube und Transformatorenkammer sind in Fels eingesprengt. Das Maschinenhaus ist mit Eisenbeton abgedeckt. Aus der Schieberkammer gehen nur die Turbinenrohre in den Maschinenraum, so daß bei einem Rohrbruch in der Schieberkammer das Wasser von dort, ohne Schaden anzurichten, abläuft. Die Unterwasserkanäle sind Eisenbetonrohre. Die beiden Maschinensätze erzeugen je 2500 kVA mit 3000 V Spannung, die, auf 26 000 V umgeföhrt, zur Versorgung der Stadt Grenoble, mit dem Überschuß für die elektrischen Schmelzöfen der Stromwerk-Gesellschaft in Livet verwendet werden. (Nach Engineering 1927, S. 538—540, mit 8 Abbild.) N.

Fahrbare Betonieranlagen für die Auskleidung des Cascade-Tunnels.

Der 12,4 km lange Cascade-Tunnel der Großen Nordbahn in Washington, 4,9 m im Lichten weit und 6,7 m hoch, soll Mitte September 1928 durchgebrochen und einen Monat später fertig mit Beton ausgekleidet sein. Da es bedenklich erschien, nassen Beton über 6 km weit in den Tunnel zu fördern, sind an beiden Mundöffnungen große Bauhöfe für die Betonbaustoffe angelegt und in jeder Tunnelhälfte drei fahrbare Betonieranlagen eingerichtet worden, die jede täglich 9 m Auskleidung fertig machen. Jede Anlage besteht aus einem fahrbaren stählernen Torkran (Abb. 1 u. 3) mit 2,2 m lichter Höhe über den beiden

bezahlt durch die Ersparnis der Beförderung von einer Arbeitsstelle zur anderen, die bis 500 m auseinanderliegen, und der Vermeidung

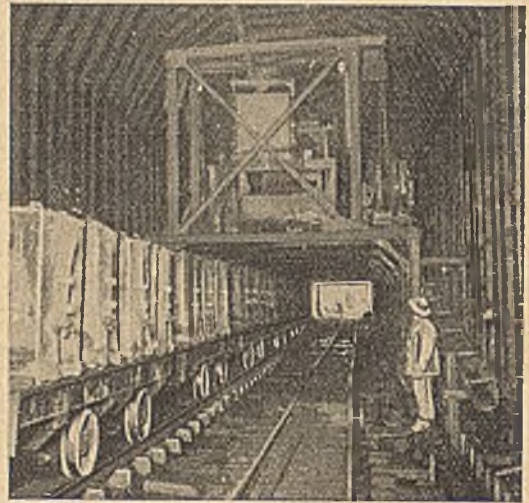


Abb. 2.

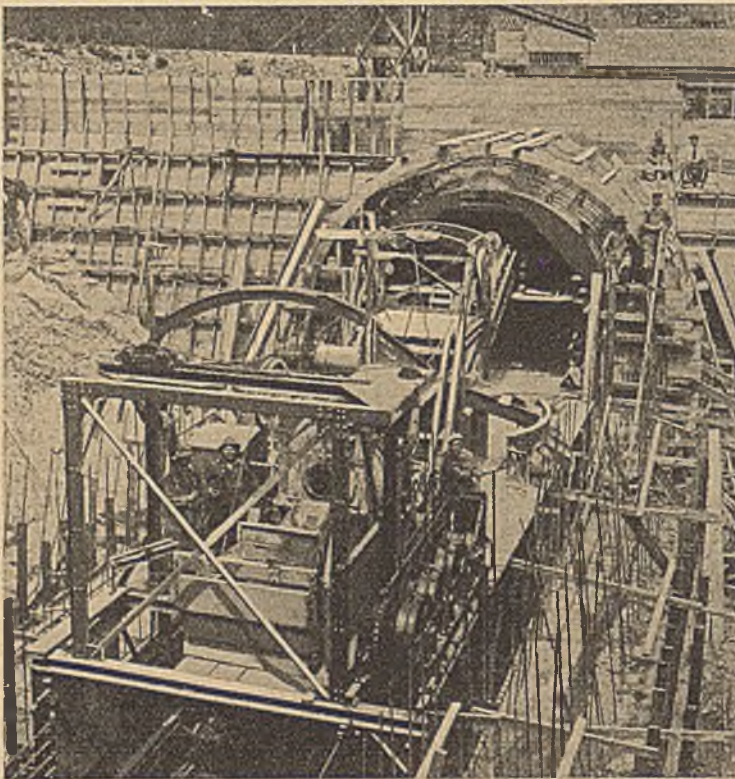


Abb. 1.

Fördergleisen von 90 cm Spurweite, der den Mischer, das Becherwerk, den Fülltrichter, die Gießrinnen und die Betonkanone (Abb. 3 u. 4) trägt. Für jede Mischung von $\frac{3}{8}m^3$ werden Kies und Sand auf dem Bauhof gemessen, in einen Kasten gefüllt, von denen immer drei mit den dazu nötigen Säcken Zement auf einen flachen Wagen kommen, und in Zügen zu acht Wagen (Abb. 2) durch elektrische Maschinen mit Oberleitung so unter den Mischer gezogen, daß ein querlaufender Druckluftkran (Abb. 1 u. 3) einen Kasten heben, ausstürzen und wieder absetzen kann. Der Beton 1 : 2 : 4 erhält zum besseren Fließen in den Gießrinnen 2 vH. Kieselgurzusatz. Die Tunnelwände, die auch Fernsprech-, Signal- und Kraftleitungen eingebettet erhalten, werden für sich hinter Holzformen gefüllt, die Gewölbe mittels der $1m^3$ fassenden Betonkanonen hinter Stahlformen betoniert, die sich auf den Torkranwagen stützen und 11,5 m weit reichen, das ist die Hälfte der Entfernung der Träger für die Fahrdrathleitung des elektrischen Eisenbahnbetriebes. Nach 24 Stunden wird der Beton ausgeschalt. In jeder der drei Arbeitsschichten, die jede an einer anderen Stelle arbeitet, sind 25 Mann tätig, darunter 7 Zimmerleute für die Schalungsarbeiten. Die Mehrkosten für diese Einrichtung von drei vollständigen Betonieranlagen machen sich

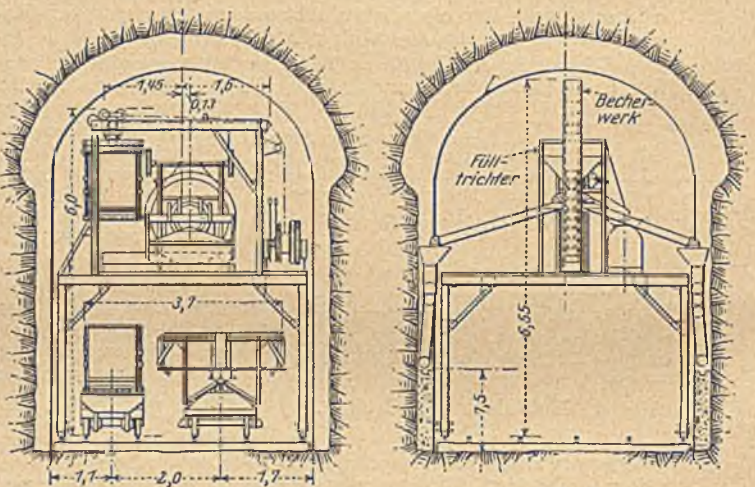


Abb. 3.

Abb. 4.

von Störungen im Verkehr auf den Fördergleisen. (Nach Engineering-News-Record vom 9. Febr. 1928, S. 224—227 mit 3 Zeichn. und 3 Lichtbild.)

Personalnachrichten.

Anläßlich der Hundertjahrfeier der Technischen Hochschule Dresden wurden u. a. ernannt

1. zu Ehrensenatoren: Ministerialdirektor Geheimer Rat Dr.-Ing. h. c. Just, Ministerialrat Dr.-Ing. Speck, zugleich Vorstand der sächsischen Straßen-Baudirektion und 2. promoviert zu Ehrendoktoren: Ministerialrat Sorger, zugleich Vorstand der sächsischen Wasser-Baudirektion, Rektor magnificus der Techn. Hochschule München, Oberbaudirektor Prof. Dantscher, Präsident der Reichsbahn-Direktion Dresden, Kluge.

Rektor und Senat der Technischen Hochschule Hannover haben auf einstimmigen Antrag der Fakultät für Bauwesen dem Ministerialdirektor im Reichsverkehrsministerium

Herrn Johannes Gährs in Berlin in Anerkennung seiner hervorragenden Verdienste um die Entwicklung der maschinellen Bauverfahren im Wasserbau die akademische Würde „Doktor-Ingenieur Ehren halber“ verliehen.

Nach längerem Leiden ist der ordentliche Professor an der Abteilung für Maschineningenieurwesen und Elektrotechnik und Vorstand der Materialprüfungsanstalt Stuttgart

Dr.-Ing. e. h. Richard Baumann in Stuttgart gestorben.

Die technische Fachwelt wird dem verdienten akademischen Lehrer und Forscher ein treues Gedenken bewahren.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Deutsche Ausstellung „Gas und Wasser“.

Das Ausstellungsamt der Stadt Berlin veranstaltet gemeinsam mit dem deutschen Verein von Gas- und Wasserfachmännern in der Zeit

vom 19. April bis 21. Juli 1929 in Berlin eine Ausstellung „Gas und Wasser“.

Als Zweck ist dieser Ausstellung vorgezeichnet, was das Wasser anbelangt, die Anlagen und den Betrieb der Wasserwerke, ihren technischen und hygienischen Hochstand und ihre fortschreitende Durchbildung dem Verständnis der Allgemeinheit näherzubringen, insbesondere aber einen bisher nicht vorhandenen lückenlosen Überblick über die Leistungen der Industrien und Gewerbe (Tiefbau) zu bieten, die sich dem Wasserwerkbau widmen.

Insbesondere wird die von der Industrie aufgestellte Unterabteilung II der Ausstellung alles das zeigen, was für den Wasserwerkbau und -betrieb notwendig ist, anfangend mit der Bohr-, Brunnenbau- und Sprengindustrie, dann insbesondere Hoch- und Tiefbau. Weiterhin Maschinen, Baumaterialien, Hilfsmaschinen und endlich der Filterbau sowie Anlagen für Enthärtung usw. Diese kurze Aufstellung der besonders für das Baugewerbe in Frage kommenden und dieses interessierenden Ausstellungsgruppen mag als Beweis dafür dienen, welchen Nutzen auch der Baufachmann resp. Bauingenieur aus dem Besuch dieser Ausstellung ziehen kann.

Was das Gas anbelangt, so ist der Zweck der Ausstellung, seine Wertschätzung für alle in Betracht kommenden Verwendungszwecke zu fördern, seine volkswirtschaftliche Bedeutung für die Arbeitersparnis einerseits und die Ausnutzung der Kohle andererseits zu betonen, das Verständnis der Allgemeinheit für die Leistungen der deutschen Gasindustrie nach diesen Richtungen zu wecken und diese Leistungen auch insbesondere dem Ausland eindrucksvoll und werbekräftig vorzuführen.

Beiden Fächern, dem Gas und dem Wasser, gemeinsam sind die sozialen Fragen, die Ausbildung und Literatur für Technik und Rechtsprechung. Es wird deshalb im Rahmen der Ausstellung eine besondere Abteilung gebildet, die im einzelnen die Arbeitsorganisation, die Unfallverhütung und die soziale Fürsorge, das Ausbildungswesen und die Literatur für Technik und Rechtsprechung vorführen wird.

Die Beteiligung an der Ausstellung ist auf Grund der Voranmeldung bereits schon jetzt so groß, daß die ganze Halle I der Ausstellungshalle am Kaiserdamm in Berlin mit einer Grundfläche von ca. 16 500 qm bereits durch die Ausstellungsgegenstände für Gaswerkseinrichtungen, Ferngasversorgung usw. in Anspruch genommen ist.

Dem Inhalt des oben kurz dargestellten Programms und dem äußeren Umfang des Ausstellungsunternehmens entspricht der eindrucksvolle Rahmen, der dadurch gebildet worden ist, daß alle in Betracht kommenden Reichs- und Staatsbehörden, Industrie, Gewerbe und Verbraucherverbände mitwirken und dies durch Eintritt ihrer leitenden Persönlichkeiten in die Ausschüsse der Ausstellung bekundeten.

Von seiten des Reichsverbandes Industrieller Bauunternehmungen wird Herr Direktor Jung (Dyckerhoff & Widmann A.-G.-Berlin) in einem Ausschuß der Ausstellung wirksam tätig sein.

Druckstücke, die den ausführlichen Ausstellungsplan nebst allen Einzelheiten enthalten, stehen zur Weitergabe an interessierte Mitglieder zur Verfügung. Soweit solche Druckstücke gewünscht werden, ist es empfehlenswert, sich an die Leitung der Deutschen Ausstellung „Gas und Wasser“ 1929 zu wenden.

Skizzenwettbewerb der Deutschen Reichsbahngesellschaft.

Die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft schreibt zur Erlangung von allgemeinen Plänen für die Gestaltung der drei neu zu erbauenden Rheinbrücken bei Ludwigshafen-Mannheim, bei Speyer und bei Maxau hiermit unter Ingenieuren, oder unter Ingenieuren in Verbindung mit Architekten, oder unter

Architekten in Verbindung mit Ingenieuren Skizzen-Wettbewerbe aus.

Die Wettbewerber müssen deutsche Reichsangehörige sein und in Deutschland wohnen oder Angehörige des Saargebiets oder des Freistaates Danzig sein und in diesen Gebieten oder in Deutschland wohnen.

Die Bedingungen der Wettbewerbe haben dem Reichswettbewerbsausschuß vorgelegen.

Es werden folgende Preise ausgesetzt:

1. für die Brücke bei Ludwigshafen-Mannheim je 1 Preis von 7000, 5000, 3000 und 2000 RM;
2. für die Brücke bei Maxau je 1 Preis von 7000, 5000, 3000 und 2000 RM;
3. für die Brücke bei Speyer je 1 Preis von 9000, 7000, 5000 und 3000 RM.

Das Preisgericht kann weitere Entwürfe zum Ankauf für je 1000 oder 500 RM empfehlen.

Falls ein preisgekrönter oder angekaufter Entwurf der Ausführung ganz oder teilweise zugrunde gelegt wird, erhält der Verfasser bei Baubeschluß weitere 12 000 RM oder einen Teil dieser Summe. Über die Höhe der Entschädigung entscheidet die Deutsche Reichsbahngesellschaft im Einvernehmen mit dem Reichswettbewerbsausschuß. Das Urheberrecht für die benutzten Entwürfe wird durch die Entschädigung abgeholten.

Für jeden einzelnen Brückenwettbewerb ist je eine Preisrichterliste aufgestellt.

Die Arbeiten sind bis zum 29. September 1928 bei der Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft, Berlin W 8, Voßstraße 35, in Mappen mit der Aufschrift „Wettbewerb für die Rheinbrücken“ einzuliefern.

Die Wettbewerbs-Unterlagen können zum Preise von je 15 RM für jede Brücke bei der Kanzlei der Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft, Berlin W 8, Voßstraße 35, angefordert werden.

Der deutsche Zementaußenhandel. Nach der amtlichen Statistik entwickelte sich das Außenhandelsgeschäft der deutschen Zementindustrie nach Menge und Wert seit 1924 folgendermaßen:

1. Ausfuhr.
Mill. t = Mill. RM

1924	0,40	15,1
1925	0,78	27,2
1926	0,97	32,8
1927	1,18	39,0

2. Einfuhr.

1924	0,04	1,0
1925	0,07	2,1
1926	0,06	1,7
1927	0,07	2,7

Der Ausfuhrüberschuß beträgt danach:

1924	0,36	14,1
1925	0,71	25,1
1926	0,93	31,1
1927	1,11	36,3

Der durchschnittliche Preis für 10 t beträgt nach den angegebenen Zahlen:

bei der Ausfuhr bei der Einfuhr

	RM	RM
1924	378	250
1925	349	300
1926	338	284
1927	330	386

Während die Ausfuhrpreise sinkende Tendenz zeigen, sind die durchschnittlichen Preise bei der Einfuhr seit 1924 fast ständig gestiegen.

Die Arbeitsmarktlage nach den Berichten der Landesarbeitsämter. Mitte Juli hat sich die Beschäftigung in den verschiedenen Bezirken nicht einheitlich entwickelt. Teils wird von einer weiter fortschreitenden Entlastung des Arbeitsmarktes berichtet. Bei Bahn- und Straßebauten konnten Ungelernte in erhöhtem Maß untergebracht werden. Dagegen scheint der Arbeitsmarkt in Westfalen und im Rheinland sowie in Süddeutschland, wenn man von den auch dort gut beschäftigten Außenberufen absieht, wegen weiterer ungünstiger Entwicklung in der Spinnstoffindustrie und z. T. auch in der Metall- und Maschinenindustrie eher zu einer Verschlechterung als zu einer Verbesserung zu neigen.

Im Baugewerbe ist die Beschäftigung nach wie vor bei weitem nicht so lebhaft wie im vorigen Jahre; immerhin hat sich die Lage in der Berichtswoche in fast allen Landesarbeitsamtsbezirken weiter gebessert, der Mangel an Bauarbeitern hat sich stellenweise verstärkt. Besonders starke Nachfrage bestand nach Maurern. In Sachsen konnten Maurerdurch zwischenbezirklichen Ausgleich herangezogen werden. In Ostpreußen und Schlesien blieb der Bedarf teilweise ungedeckt.

Bevorstehender Abschluß der Baufinanzierungs-Enquête. Der Enquête-Ausschuß wird binnen kurzem die Enquête über die Wohnungsbaufinanzierung Deutschlands beenden. Es ist damit zu rechnen, daß der Bericht einschließlich der Protokolle im Herbst im Druck vorliegen wird. Die Baufinanzierungs-Enquête ist von besonderer

Wichtigkeit, weil zum ersten Male eine umfassende Übersicht über alle Stellen gegeben wird, die innerhalb der deutschen Wirtschaft an der Wohnungsbaufinanzierung mitarbeiten. Die Untersuchung bezog sich auf die Finanzierung des Baues der üblichen städtischen Wohnhäuser, ferner der Siedlungen von vorwiegend industriell tätiger Bevölkerung in ländlichen Bezirken. Der Bau von rein bäuerlichen Wohnhäusern, ferner von Landarbeitersiedlungen wird in einer besonderen Untersuchung des II. Unterausschusses des Enquête-Ausschusses behandelt. Die Erstellung von Wohnraum, für den öffentliche Mittel nicht herangezogen werden können, ist möglichst unberücksichtigt geblieben.

Die Finanzierung der Industriebautätigkeit ist mit Rücksicht auf ihre völlig anderen Bedingungen im Rahmen dieser Untersuchung nicht behandelt worden. Sie muß jeweils bei der Entwicklung der betreffenden Industriezweige Berücksichtigung finden.

Es ist zu erwarten, daß die Enquête erschöpfenden Aufschluß über die einzelnen Faktoren bei der Finanzierung des Wohnungsbaues geben wird.

Rechtsprechung.

Haftung der Gemeinde für formwidrige Wechselzeichnung des Bürgermeisters. (Entscheidung des Reichsgerichts, VI. Zivilsenat, vom 26. März 1928 — VI 450/27.) Der Vorschußverein L. in M. war Inhaber eines von der Firma S. in R. ausgestellten, auf die Gemeinde H. gezogenen Wechsels. Der Wechsel war von dem Bürgermeister N. der Gemeinde H. unter Beirückung des Gemeindegeldes mit folgendem Akzept versehen worden: „Für die Gemeinde der Bürgermeister“. Nach der Gemeindeordnung müssen Urkunden über Rechtsgeschäfte, welche die Gemeinde gegen Dritte verbinden sollen, unter Führung des betreffenden Gemeindebeschlusses und der etwa erforderlichen Genehmigung der zuständigen Aufsichtsbehörde von dem Bürgermeister und dem Schöffen unterschrieben sein. Diese Formvorschrift war dem N. als Bürgermeister bekannt. Trotzdem ein Gemeindebeschuß überhaupt nicht vorlag, hat N. den Wechsel unter Außerachtlassung der Vorschriften akzeptiert. Der Vorschußverein L. hat sowohl den Bürgermeister N. als auch die Gemeinde H. als Gesamtschuldner auf Zahlung des Wechsels in Anspruch genommen. Die Gemeinde H. hat ihre Haftung unter Hinweis auf die verletzte Formvorschrift abgelehnt, durchdiesie gerade vordem Folgen etwaiger Überschreitung der gesetzlichen Befugnisse ihrer Organe geschützt werden soll.

Das Reichsgericht hält Bürgermeister und Gemeinde für gesamtverbindlich haftbar. Gemäß §§ 89; 31 B.G.B. sind der Fiskus, sowie alle sonstigen Körperschaften des öffentlichen Rechts — also auch die Gemeinde H. — für den Schaden verantwortlich, den der Vorstand, ein Mitglied des Vorstands oder ein anderer verfassungsmäßig berufener Vertreter durch eine in Ausführung der ihm zustehenden Verrichtungen begangene, zum Schadensersatz verpflichtende Handlung einem Dritten zufügt. Durch seine Handlungsweise hat N. in einer gegen die guten Sitten verstoßenden Weise dem Vorschußverein L. Schaden zugefügt. Für diesen Schaden neben dem Bürgermeister N. die Gemeinde H., da N. ein Vorstandsmitglied der Gemeinde H. war und bei Vornahme der Wechselunterschrift in Ausführung der ihm zustehenden Verrichtungen gehandelt hat. Wenn auch trotz der Formvorschrift der Gemeindeordnung auf diese Weise die Gemeinde für die Vollmachtsüberschreitung des Bürgermeisters einstehen muß, so läßt sich im Hinblick auf §§ 89; 31 B.G.B. eine Sonderstellung der Gemeinde durch einen Ausschluß der Schadensersatzpflicht keineswegs rechtfertigen.

Verpflichtungen des Führers eines aus dem Fabrikhof auf die Straße fahrenden Lastkraftwagens. Aufsichts- und Leitungspflicht des Geschäftsherrn. (Entscheidung des Reichsgerichts, VI. Zivilsenat, vom 8. März 1928 — VI 245/27.) Der Führer eines den Fabrikhof verlassenden Lastkraftwagens darf nicht ohne weiteres auf die Straße fahren. Er muß vielmehr vor der Ausfahrt durch eigene Ausschau oder durch einen anderen feststellen, ob er nicht durch sein plötzliches Herausfahren aus dem Grundstück Vorüberkommende schädigen kann. Hat der Pfortner, der das Freifahrtszeichen zu geben hat, die Aufgabe, darauf zu achten, daß die ausfahrenden Kraftfahrzeuge ohne Gefahr auf die Straße gelangen, so darf sich der Kraftwagenführer auf das Freifahrtszeichen verlassen. Im vorliegenden Fall war der Pfortner nach Abgabe des Freifahrtszeichens an dem mangelhaften Tor beschäftigt. Der Führer des Lastkraftwagens mußte daher in diesem Augenblick den Lastkraftwagen zum Stehen bringen und sich selbst oder durch seinen Fahrbegleiter davon überzeugen, daß die Straße für die Ausfahrt noch frei war. Das Hupen und das langsame Fahren allein genügen nicht zu seiner Entlastung.

Für einen Schaden, den der Führer des Lastkraftwagens in Ausführung der ihm obliegenden Verrichtung, den Lastkraftwagen vom Fabrikhof auf die Straße zu bringen, einem Dritten widerrechtlich zufügt, haftet der Geschäftsherr, der ihn zu dieser Verrichtung bestellt hat. (§ 831 B.G.B.) Das Gesetz vermutet hier ohne weiteres, daß der Geschäftsherr bei der Auswahl der bestellten Person, und, falls ihm die Leitung der Verrichtung selbst obliegt, bei dieser Leitung nicht die im Verkehr erforderliche Sorgfalt beobachtet hat. Um sich von der Haftung zu befreien, muß der Geschäftsherr beweisen, daß beides nicht zutrifft. Liegt zwischen Einstellung der betreffenden Person und dem schädigenden Ereignis eine erhebliche Zeitspanne, so ist außerdem der Nachweis einer fortdauernden wachsamten Aufsicht über den Angestellten während der Dienstzeit erforderlich. Abgesehen von diesem Sonderfall hat der Geschäftsführer eine nach allgemeinen Rechtsgrundsätzen zu beurteilende Aufsichtspflicht

über seine Angestellten und deren Dienstverrichtungen, deren Vernachlässigung der Verletzte zu beweisen hat. Im vorliegenden Fall hatte sich der Geschäftsherr auf gelegentliche Erkundigungen beim Lehrmeister des Kraftwagenführers und die Verwertung vereinzelter Äußerungen von noch jugendlichen Fahrbegleitern beschränkt, eine planmäßige Kontrolle des früher als Fuhrmann tätig gewesen Kraftwagenführers jedoch unterlassen. Nach Ansicht des Reichsgerichts hat der Geschäftsherr auf diese Weise seiner allgemeinen Aufsichtspflicht nicht genügt und ist daher für etwaige Unfälle haftbar.

Bauhypothekendarlehn, die von preußischen Gemeinden ihren Mitgliedern während der Inflationszeit gegeben worden sind, sind aufzuwerten. (Entscheidung des Oberlandesgerichts Köln, 4. Zivilsenat, vom 22. Juni 1928 — 4 U 358/27.) Das Oberlandesgericht vermag der Auffassung des Berufungsgerichts, daß derartige Bauhypothekendarlehn der preußischen Gemeinde als öffentliche Beihilfen anzusehen und daher gemäß §§ 26, 29 der III. Reichssteuerverordnung vom 14. Februar 1924; §§ 1, 6 der Preuß. Steuernverordnung vom 1. April 1924; §§ 1, 7, Abs. 3, der Preuß. Hauszinssteuerverordnung vom 2. Juli 1926 durch die preußische Hauszinssteuer abgegolten sind, nicht beizutreten. In der vom preußischen Finanzministerium vom preußischen Minister für Volkswohlfahrt am 12. Juli 1924 erlassenen 3. Durchführungsvorordnung zur Preußischen Steuernverordnung sind als „Beihilfen aus öffentlichen Mitteln“ lediglich solche aus Reichs- und Staatsmitteln bezeichnet. In dem Anschreiben des Wohlfahrtsministers vom 14. Juli 1924 an die nachgeordneten Stellen heißt es ausdrücklich: „Mit Einführung der Hauszinssteuer für die mit Beihilfen aus öffentlichen Mitteln errichteten Neubauten sind etwaige Ansprüche, die sich in bezug auf Rückzahlung und Aufwertung der auf Grund der Vorschriften des § 2 der Verordnung vom 12. Juli 1924 von Reich und Staat gewährten Beihilfen ergeben könnten, als abgegolten anzusehen“. Des weiteren ergibt sich der Standpunkt des Wohlfahrtsministers zu der streitigen Frage aus nachfolgender Stelle seiner, im Einvernehmen mit dem Finanzminister erlassenen Verfügung vom 22. Januar 1925: „Die Hypotheken werden regelmäßig in Höhe der gemeindlichen Beihilfen bestehen bleiben. Aufwertungsansprüche der Gemeinden bezüglich der von ihnen gewährten Beihilfen werden als privatrechtliche Ansprüche Dritter weder durch die Hauszinssteuer noch durch den Verzicht auf seine Ansprüche berührt.“ Es kann daher, selbst gegenüber Unklarheiten in anderen Bestimmungen der Ministerialverordnung vom 12. Juli 1924, nicht zweifelhaft sein, daß die Abgeltung der Gemeindebeihilfen durch die eingeführte Hauszinssteuer nicht gewollt war, daß vielmehr diese als private Baudarlehn zu gelten haben und zu werten sind.

Es muß sich aber um Gelder handeln, die aus Gemeindegeldern selbsthingegen sind, nicht um von der Gemeinde lediglich übermittelte Staatsgelder, z. B. um staatliche, für den betreffenden Bauherrn besonders bewilligte Darlehn, die nur grundbuchlich auf die Gemeinde als Verfahrensträgerin eingetragen sind.

Da der Ertrag der Hauszinssteuer in den verschiedenen Gemeinden nicht im festen Verhältnis zur Höhe der gewährten Baudarlehn steht, die von den einzelnen Gemeinden gewährten Baudarlehn nach ihrer Gesamtsumme wieder in Goldmark sehr verschieden gewesen sind, hätte eine summarische Abgeltung durch die Hauszinssteuer bei vielen Gemeinden erhebliche Kapitaleinbußen zur Folge gehabt. Zur Vermeidung unerträglicher Härte konnte sich somit das Unterbleiben der sonst naheliegenden Abgeltung rechtfertigen.

Hemmung der Verjährung aufwertbarer Bauforderungen infolge der geringen Aussichten einer gerichtlichen Geltendmachung. (Entscheidung des Reichsgerichts, VII. Zivilsenat, vom 8. Mai 1928 — VII 666/27.) Die Firma B. übernahm im März 1923 für L. die Ausführung eines Baus gegen einen festen, in bestimmten Raten zahlbaren Preis von 170 Millionen Papiermark unter Ausschluß aller Nachforderungen. Im September 1923 wurden Nachzahlungen von 80 Millionen Papiermark und 200 engl. Pfund vereinbart, wogegen der Bau bis 10. November 1923 fertig sein sollte. Der am 10. Januar 1927 zugestellten Klage der Firma B. auf Zahlung eines Aufwertungsbetrages von 30 000 M setzt L. den Einwand entgegen, der Anspruch sei verjährt.

Nach Ansicht des Reichsgerichts ist der Anspruch der Firma B. auf Zahlung des Aufwertungsbetrages nicht verjährt. Zwar gilt für den Aufwertungsanspruch die gleiche Verjährungsfrist, wie für den Hauptanspruch, also hier zwei Jahre gemäß § 196, Ziff. 1, B.G.B. Der Anspruch auf nachträgliche Aufwertung bereits gezahlter Forderungen war, trotz des Urteils des Reichsgerichts, V. Zivilsenat, vom 28. November 1923, (Reichsger., Civils., 107, 78) selbst zu Ende des Jahres 1924 in der Rechtsprechung noch nicht derart gedrungen, daß die Hemmung der Verjährung, die sich aus den geringen Aussichten einer gerichtlichen Geltendmachung ergab, als schon damals beendet angesehen werden könnte. Eine endgültige Festlegung des Grundsatzes von der nachträglichen Aufwertung bezahlter Forderungen konnte angesichts der vielfachen Anfechtungen in der Öffentlichkeit erst dann angenommen werden, nachdem das Reichsgericht ihn im Urteil vom 3. Dezember 1924 (Reichsger., Civils., 109, 111) erneut bekräftigt und mittlerweile noch weitere Urteile die Aufwertung als gerechtfertigt erklärt hatten. Die beteiligten Kreise erhielten jedoch von der neuen Entwicklung der Rechtsprechung nicht sofort Kenntnis. Für sie hat die Behinderung in der Verfolgung von Aufwertungsansprüchen und die dadurch bedingte Hemmung der Verjährung nicht vor Frühjahr 1925 ihr Ende erreicht. Die Klage der Firma B. ist daher noch vor Ablauf der zweijährigen Verjährung zugestellt.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft I vom 6. Januar 1928, S. 18.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 21 vom 24. Mai 1928.

- Kl. 19 b, Gr. 5. M 96 046. Fritz Smirat, Unterrollberg 2/3 u. Julius Majora, Wrangelstr. 10, Königsberg i. Pr. Fahrbarer Sandstreuer. 4. IX. 26.
- Kl. 20 a, Gr. 12. G 67 640. Gesellschaft für Förderanlagen Ernst Heckel m. b. H., Saarbrücken, u. Dr.-Ing. G. Benoit, Baden-Baden, Christofstr. 12. Seilschwebbahn, insbes. zur Personenbeförderung. 2. VII. 26.
- Kl. 20 i, Gr. 3. G 70 707. General Railway Signal Company, Rochester, New York, V. St. A.; Vertr.: Dipl.-Ing. H. Hillecke, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Brennpunkteinstellvorrichtung für Lichtsignale. 8. VII. 27. V. St. Amerika 25. VIII. 26.
- Kl. 20 i, Gr. 3. W 77 121. The Westinghouse Brake and Saxby Signal Co. Ltd., London; Vertr.: Dr. A. Levy u. Dr. F. Heineemann, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Lichtsignal. 15. IX. 27. Großbritannien 10. V. 27.
- Kl. 20 i, Gr. 8. G 72 486. H. Grengel Weichenbau G. m. b. H., Berlin-Wittenau, Hermsdorfer Straße. Straßenbahnweiche. 10. II. 28.
- Kl. 35 b, Gr. 1. P 52 523. J. Pöhlig Akt.-Ges., Köln-Zollstock, u. Rudolf Krasemann, Köln-Sülz, Berrenrather Str. 266. Kabelkran. 19. III. 26.
- Kl. 35 b, Gr. 6. M 90 945. Demag Akt.-Ges., Duisburg. Windwerk, insbes. für Zweiseilgreifer. 13. VIII. 25.
- Kl. 35 b, Gr. 6. V 22 078. Vereinigungsgesellschaft Rheinischer Braunkohlenbergwerke m. b. H., Köln a. Rh. Selbstgreifer mit elastisch gelagerten Zinken. 28. I. 27.
- Kl. 37 b, Gr. 2. S 69 068. Jacob Samuel, Bonn a. Rh., Lennéstr. 23. Verfahren zur Herstellung von Bauplatten aus mehreren durch Zwischenlagen miteinander verklebten Einzelschichten; Zus. z. Pat. 415 464. 10. II. 25.
- Kl. 68 d, Gr. 18. R 69 462. Heinrich Roth, Holzhausen, Kr. Hofesmar. Schiebetor für Einfriedigungen. 25. XI. 26.
- Kl. 80 b, Gr. 3. B 119 370. Wicking'sche Portland-Cement- und Wasserkalkwerke Akt.-Ges., Münster i. W. Hochwertige hydraulische Bindemittel und Verfahren zu ihrer Herstellung. 20. IV. 25.
- Kl. 80 b, Gr. 5. K 98 919. Klöckner-Werke A.-G., Abt. Mannstaedtwerke, u. Emil Best, Troisdorf. Vorrichtung zum Granulieren feuerflüssiger Hochofenschlacke. 22. IV. 26.
- Kl. 80 b, Gr. 5. K 106 144. Willy Kinberg, Prag; Vertr.: Hugo Doederlein, Berlin W 30, Nollendorferstr. 10. Verfahren zur Herstellung poröser Schlacken; Zus. z. Anm. K 102 614. 30. IX. 27.
- Kl. 80 b, Gr. 8. N 27 146. Dr. Wilhelm North, Hannover, Hinüberstraße 4A. Verfahren zur Herstellung hochfeuerfester Überzüge bzw. Auflagen auf feuerfestem Mauerwerk. 2. IV. 27.
- Kl. 80 b, Gr. 16. F 54 777. Louis Fitte, Biarritz, Frankr.; Vertr.: Dipl.-Ing. P. Thannhäuser, Pat.-Anw., Berlin NW 21. Verfahren zur Herstellung eines künstlichen Pflastersteins. 29. IX. 23. Frankreich 6. XI. 22.
- Kl. 81 e, Gr. 121. P 53 936. Hermann Penzler, Gustav Braun u. Karl Penzler, Gotha. Eisenbahngüter-Verladerampe. 2. XI. 26.
- Kl. 81 e, Gr. 127. M 98 660. Mitteldeutsche Stahlwerke Akt.-Ges., Berlin W 8, Wilhelmstr. 71. Abraumförderbrücke. 5. III. 27.
- Kl. 84 a, Gr. 3. M 98 600. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg, Katzwanger Str. 100. Regelvorrichtung für Schützenwehre. 2. III. 27.
- Kl. 84 a, Gr. 4. G 63 677. Dr. Eugen Geiger, Karlsruhe i. B., Beierteimer Allee 70. Elektrisch angetriebene Aufzugsvorrichtung für Absperrschieber. 7. III. 25.
- Kl. 85 c, Gr. 3. F 61 133. Francke-Werke A.-G., Bremen, Am Seefeld 20. Vorrichtung zur Abwasserreinigung mit belebtem Schlamm. 31. III. 26.

- Kl. 85 c, Gr. 3. I 26 545. Dr. Karl Imhoff, Essen, Zweigertstr. 57. Von unten belüfteter, ständig durchflossener Füllkörper für Abwasser jeder Art. 13. VIII. 25.
- Kl. 85 c, Gr. 3. S 73 738. Dr. Friedrich Sierp, Essen, Morsehofstr. 58, u. Ferdinand Fransemeyer, Essen-Borbeck, Hopfenstr. 49. Belüftungsraum für belebten Schlamm mit Absetzraum. 17. III. 26.
- Kl. 85 c, Gr. 6. M 84 733. Dipl.-Ing. Richard Mensing, Neustadt a. d. Hardt. Siebgehäuse in der Form eines Siebbandes; Zus. z. Pat. 330 635. 28. IV. 24.
- Kl. 85 d, Gr. 2. M 88 761. Karl Radlik, Schwedt a. d. Oder, Bahnhofstr. 12. Schaltvorrichtung für Pumpen von Druckwasserwerken mittels eines an ein Ventilrohr angeschlossenen hydraulischen Druckreglers. 10. III. 25.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 21 vom 24. Mai 1928.

- Kl. 19 c, Gr. 2. 461 247. John Graham Thomson, Edinburgh, Schottland; Vertr.: B. Kugelman, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Straßenpflaster aus Formsteinen. 1. IV. 26. T 31 638. Großbritannien 8. IV. 25.
- Kl. 20 i, Gr. 30. 461 319. Siemens & Halske Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Blocksicherungseinrichtung. 17. X. 26. S 76 574.
- Kl. 35 b, Gr. 3. 461 298. Rudolf Wilts, Stephanitorssteinweg 1, und Bernhard Witt, Pelzerstr. 36, Bremen. Wippkran. 8. V. 26. W 72 492.
- Kl. 80 a, Gr. 8. 461 221. Willy Stein, Wiesbaden, Kleiststr. 21. Mischmaschine für den Straßenbau o. dgl. mit Betonverteiler. 17. X. 26. St 41 672.
- Kl. 80 a, Gr. 46. 461 223. Conrad Großmann, Berlin-Tempelhof, Kaiserkorso 117. Verfahren und Vorrichtung zur Herstellung von Formsteinen durch Einspritzen des Formguts in eine sich drehende Form. 12. XII. 26. G 68 937.
- Kl. 80 a, Gr. 48. 461 225. Walter Tews, Berlin N 58, Ahlbecker Straße 14. Formvorrichtung zur Herstellung von Bauelementen. 6. XI. 26. T 32 584.
- Kl. 80 a, Gr. 51. 461 226. Dipl.-Ing. Hans Bayer, München, Hiltensberger Str. 42. Verfahren zur Herstellung von Teilstücken für zusammensetzbare Eisenbetonmasten. 4. V. 24. B 113 938.
- Kl. 80 a, Gr. 56. 461 179. Hans Nolze, Darmstadt, Ruthstr. 13. Form mit Deckeln und eingelegten Dichtungsblechen aus Metall zur Herstellung von dichten Betonhohlkörpern nach dem Schleuderverfahren. 4. X. 25. N 25 069.
- Kl. 80 b, Gr. 4. 461 161. Dr.-Ing. Alfred Krieger, Freital b. Dresden. Herstellung von Steinholz. 30. IX. 24. K 91 131.
- Kl. 80 b, Gr. 25. 461 353. Dr. T. Weickel, Weinsheimer Zollhaus b. Worms a. Rh. Verfahren zur Herstellung plastischer Massen und zur Erzeugung nichthydraulischer Mörtelmischungen. 29. VI. 26. W 72 975.
- Kl. 81 e, Gr. 120. 461 228. Hirzel Denis de Mussenden Carey of Lynwood, Beckenham, Engl.; Vertr.: P. Dominik, Pat.-Anw., Offenbach a. M. Vorrichtung zum Auf- und Abladen von Gütern bei Eisenbahnwagen. 24. VIII. 26. C 38 643. Großbritannien 11. XII. 25.
- Kl. 82 a, Gr. 9. 461 230. Fritz Türk, Berlin-Charlottenburg 4, Sybelstr. 68. Zum Austrocknen feuchter Räume dienender Ventilationsöfen. 4. I. 25. T 29 787.
- Kl. 85 d, Gr. 1. 461 162. Karl Radlik, Schwedt a. d. O. Rohrbrunnenfilter, bestehend aus kegeligen, mit Abstandhaltern ineinandergestellten Ringen, deren oberer in eine Schneide auslaufender Rand einem mit auf der inneren Mantelfläche des darüber liegenden Ringes befindlichen Wulst unter Bildung eines ringförmigen Schlitzes gegenübersteht. 17. VII. 25. R 64 869.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Geschiebebewegung in Flüssen und an Stauwerken. Von A. Schoklitsch. 124 Abb. i. Text. 108 S. 8°. Verlag von Julius Springer, Wien 1926.

Der Verfasser gibt zunächst eine Darstellung der Geschiebebewegung in Flüssen, wobei er neues Betrachtungsmaterial mitteilt, das über dasjenige seiner früheren bekannten Abhandlung hinausführt. In der Frage der Bestimmung der Geschiebefracht hat aber auch er keinen Fortschritt zu verzeichnen.

In der Hauptsache gilt die Abhandlung der Darstellung von Laboratoriumsversuchen über die Beziehungen zwischen Stauwerk und Geschiebe, denen auch der Großteil der zahlreichen Abbildungen gewidmet ist. Mit peinlicher Sorgfalt sind hier alle die in Betracht

kommenden wichtigen Einzelfragen, wie Versandung der Stauräume, Bemessung des Einlaufs, Einfluß der Tauchwand und eines Grobrechens auf die Verlandung des Einlaufbeckens, Spülung des Staubereichs, Sohlensausbildung unter dem Stauwerk untersucht worden, so daß der Ingenieur, im Zusammenhalt mit den Abbildungen (Reproduktion von photographischen Aufnahmen im Laboratorium), tatsächlich weitgehenden Nutzen aus der Kenntnisnahme der kleinen Schrift ziehen wird. In allgemeiner Beziehung ist beachtenswert, daß der Verf. am Schluß feststellen darf, daß die Gegenüberstellung der Messungen am Peggauer Wehr mit denen im Laboratorium durchweg die beruhigende Gewißheit geben, daß Modellversuche ein verläßliches Bild der Geschiebebewegung und Sohlensausbildung an Stauwerken liefern. Gravelius.

Werkstofftagung Berlin 1927. Führer durch die Vorträge der Gruppe Stahl und Eisen. Herausgegeben vom Verein Deutscher Eisenhüttenleute. Verlag Stahl Eisen m. b. H., Düsseldorf 1927.

Die vorliegende Zusammenstellung der Auszüge der Vorträge hatte den Zweck, auf der seinerzeitigen Tagung selbst die an die Vorträge sich anschließende Aussprache vorzubereiten und zu erleichtern, wird aber auch über diese zeitliche Benutzung hinaus im Hinblick auf den hochwertigen Inhalt und die kurze Zusammenfassung wertvoller Untersuchungen und Erfahrungen dauernd bedeutungsvoll bleiben. M. Foerster.

Kunstgeschichtliches Wörterbuch. Von Dr. Hans Vollmer Band 13 von Teubners Kleinen Fachwörterbüchern. Verlag von B. G. Teubner, Leipzig und Berlin. 1928. Preis RM. 7,50.

In die Reihe der trefflichen Fachwörterbücher, die der Verlag Teubner herausgibt, fügt sich das vorliegende Bandchen gut ein. Es wird sich dem Laien vor allem, aber auch dem Kunstfreund, als ein nützliches Nachschlagewerk erweisen und ihm auf dem umfassenden Stoffgebiet schätzenswerte Auskunft geben. Freilich bleiben infolge des ausgedehnten Materials noch allerhand Wünsche offen. Auch gewisse Irrtümer wären besser vermieden worden; z. B. wenn für Antonio Canale die Bezeichnung „Canaletto“ erwähnt wird. Diese ist nur für Canales Schüler und Neffen, Bernardo Belotto gebrauchlich, den man als den „kleinen Canale“, den „Canaletto“ bezeichnete. Auch scheint der Verfasser mit der Dresdner Kunst nicht ganz gut vertraut, sagt er doch gelegentlich bei dem Abschnitt: Chiaveri, „ein zweites Werk Chiaveris in Dresden, Prinz Max-Palais (1742/43), umgestaltet“. Ein Blick in Gurlitts Sächsisches Inventarwerk hatte ihn freilich eines besseren belehrt. Dort steht ausdrücklich, daß das allerdings sehr verwahrloste Palais 1890 verkauft und abgebrochen wurde. Ebenso vermißt man bei der Würdigung Gottfried Sempers einen Hinweis auf dessen Wiener Tätigkeit. Beim Meister des Amsterdamer Kabinetts — auch als Hausbuchmeister bekannt — fehlt ganz und gar eine Erwähnung des wundervollen Doppelporträts, des sogen. Gothaer Liebespaares, was für den Künstler bezeichnend ist.

bleiben so Wünsche verschiedener Art offen, so soll nicht verkannt werden, daß man doch recht viel wissenswertes in dem Buche findet, besonders wenn es sich um geschickt zusammengefaßte Begriffserklärungen handelt, wie z. B. die Bezeichnung Genremalerei, oder der Begriff malerisch. Vor allem ist hervorzuheben, daß durch die sehr zahlreiche Erwähnung der einzelnen Künstler und ihrer Werke eine ganze Kunstgeschichte im Kleinen sich entwickelt. Jedenfalls handelt es sich um ein brauchbares, mit vielem Fleiß zusammengetragenes Werk, dem man weite Verbreitung wünschen kann. A. R. Gühne.

Der wirtschaftliche Baubetrieb. Von Dipl.-Ing. Rode. Bauwelt-Verlag.

Ein Buch von einem Praktiker geschrieben, aus dem Wunsche geboren, der Bauwirtschaft Wege zu weisen, wie insbesondere die leider so sehr große Leerlaufarbeit unserer Bauunternehmungen auf ein Mindestmaß herabgedrückt werden könnte. Wirtschaftlichste Ausnutzung der menschlichen Arbeitskraft im Sinne wissenschaftlicher Betriebsführung, also Vornahme von Zeit- und Bewegungsstudien zur Verhütung der Vergeudung menschlicher physischer Energie und Arbeitsvorbereitung sowie Mechanisierung der Büroorganisation zur Ersparung geistiger Arbeitskraft sind die Leitgedanken aller Rodeschen Vorschläge. Das Wichtigste ist ihm das

planmäßige Durchdenken und die vorherige Festlegung auch der kleinsten Teilarbeiten, um alle Baustoffe, Geräte und Arbeitskräfte stets dann, aber auch erst dann auf der Baustelle zu haben, wenn sie benötigt werden, und so die Fertigstellung des Bauwerkes genau nach dem Bauprogramm zu gewährleisten. Sorgfältige Betriebsaufzeichnungen ermöglichen eine stete Überwachung der Leistungen, eine Gliederung der Kosten in einer Form, daß jederzeit nicht nur der finanzielle Stand des Baues überhaupt, sondern auch das wirtschaftliche Ergebnis der Teilarbeiten mit Sicherheit erfaßt werden kann.

Nicht mit Unrecht wird hier die überragende Bedeutung einer gesunden Kostenvorrechnung unterstrichen, die mehr oder minder überhaupt erst die Grundlage für etwaige wirtschaftlich berechtigte Rationalisierungsmaßnahmen abgibt. Der Verfasser zeigt an Hand der in den sozialen Baubetrieben erprobten Vordrucke, wie man organisatorisch vorgehen muß, um das gesteckte Ziel zu erreichen, wie die Statistik, die Buchhaltung, und die Vor- und Nachkalkulation eingerichtet werden sollten, um das erstrebte Optimum zu erreichen.

Das Arbeitsbüro, das Kennzeichen der modernen Maschinenfabrik, wird auch für den Baubetrieb gefordert. Der Einfluß von Normung und Typung sowie der Maschinen auf die wirtschaftliche Gestaltung des Baubetriebes wird nachgewiesen. Die Form des Buches, ein Frage- und Antwortspiel, mag für den Ingenieur aus dem Groß-Baubetrieb vielleicht etwas ungewöhnlich sein; sie will aber zum Praktiker auf der Baustelle sprechen. Es sind dialektische Mittel, wie sie aus der amerikanischen Annonce oft dem Leser entgegengetreten. Man kann nur wünschen, daß die Rodeschen Gedankengänge recht bald Gemeingut aller Kreise der Bauwirtschaft werden. Professor Dr. Garbotz.

Tabellen zur Querschnittsbemessung von Holzbalken. Mit Beispielen für Bau- und Zimmermeister und verwandte Berufe. Zusammengestellt von Arnold Ilkow, Zivilingenieur für das Bauwesen und Baumeister. 24 S. in 8°. Verlag von Julius Springer. Wien 1928. Preis geh. RM. 1,80.

Das Heftchen beginnt mit kurzen Erläuterungen zur Benutzung der Tabellen.

Tabelle I enthält 16 häufig vorkommende Belastungsfälle für eingespannte und frei aufliegende Träger zur Berechnung des größtmomentes und der Durchbiegung.

Tabelle II bringt die steigend geordneten Widerstandsmomente von Rechteckquerschnitten, wobei die Querschnitte mit dem Seitenverhältnis 5:7 durch Fettdruck hervorgehoben sind.

Tabelle III enthält die gleichen Werte wie Tabelle II, aber nach Querschnitten geordnet.

Tabelle IV ist für Kreisquerschnitte bestimmt und zwar für Durchmesser von 1 bis 55 cm.

Tabelle V dient zur Ermittlung der Knickbeanspruchung und enthält deshalb die Abminderungswerte für die verschiedenen Verhältnisse von Knicklänge zur kleineren Querschnittseite bei Kantholz und zum Durchmesser bei Rundholz.

Endlich sind noch zwei Tabellen VI und VII mit den I-Trägern der österreichischen und deutschen Normalprofile beigelegt.

Zu allen Tabellen sind Zahlenbeispiele gegeben, die die an sich einfache Benutzung der Tabellen zeigen.

Für die gewöhnlich vorkommenden Fälle der Praxis werden die Tabellen gute Dienste leisten. Dr.-Ing. Th. Gesteschi.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

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

Fernsprecher: Zentrum 152 07. — Postscheckkonto: Berlin Nr. 100 329.

Ortsgruppe Mannheim-Ludwigshafen.

Jahresbericht für 1927.

Das Jahr 1927 hatte für unsere Ortsgruppe eine ganz besondere Bedeutung, weil zum ersten Male die ordentliche Mitgliederversammlung unserer Gesellschaft außerhalb Berlins in Mannheim stattfand. Es sollte dies nach dem Wunsche des Hauptvorstandes ein Versuch sein, unsere ordentliche Mitgliederversammlung in Anlehnung an die große Jahresschau des V.D.I. abzuhalten. Gleichzeitig war es auch ein besonderes Entgegenkommen gegen unsere Ortsgruppe, um dadurch gewissermaßen gerade der zuerst gegründeten Ortsgruppe eine gewisse Anerkennung zukommen zu lassen. Der Versuch, die ordentliche Mitgliederversammlung außerhalb Berlins abzuhalten, glückte vollkommen und so konnte dieser Versuch mit gutem Erfolg auch in diesem Jahre wiederholt werden, wo die ordentliche Mitgliederversammlung nach Essen einberufen wurde.

Bei den Vorbereitungen zur ordentlichen Mitgliederversammlung gab es eine Menge Arbeit zu leisten; es ist aber vom Vorstand dankbar anzuerkennen, daß die einzelnen Mitglieder, wenn sie um Hilfe und Mitarbeit bei einzelnen Arbeiten angegangen wurden, sich stets bereitwillig in den Dienst der Sache stellten. Besonderer Dank gebührt auch den in Mannheim ansässigen oder hier vertretenen Firmen, die sich bereitwillig der finanziellen Sicherstellung der ganzen Veranstaltung annahmen, so daß es möglich war, ohne Defizit bzw. Inanspruchnahme der Ortsgruppenkasse die ganze Veranstaltung durchzuführen. Sehr gut gestaltete sich das Zusammenarbeiten mit dem V.d.I. und seinem hiesigen Bezirksverein, die uns in jeder Hinsicht

entgegenkamen und uns die Teilnahme an den großen gesellschaftlichen und wissenschaftlichen Veranstaltungen ihrer eigenen Hauptversammlung ermöglichten. Besonderer Dank hierfür sei vor allem dem hiesigen Bezirksverein auch an dieser Stelle noch einmal ausgesprochen.

Trotz der Belastung des Vereinslebens durch die Arbeiten für die ordentliche Mitgliederversammlung konnten im Jahre 1927 drei Mitgliederversammlungen im Januar, Juni und Oktober stattfinden, die allerdings nur schwach besucht waren. Ferner fanden folgende Vorträge statt: im März sprach Direktor Schmuckler über: „Neuzeitliche Hallenbauten“, im April Dr.-Ing. Seitz über: „Konstruktive Grundlagen des Holzbaues“ und im Dezember Oberbaudirektor Heberer über: „Moderner städtischer Straßenbau“. Außerdem wurden im Juni die Kläranlage Ludwigshafen und der Bau der elektrischen Bahn Ludwigshafen—Oppau und im November die Bauarbeiten an der Staustufe Heidelberg des Neckarkanals sowie der Bau der dritten Neckarbrücke in Heidelberg besichtigt.

Im Juni wurde auch versucht, im Anschluß an eine Besichtigung ein geselliges Beisammensein mit Tanz im Kasino der I. G. Farbenindustrie zu veranstalten; das Gelingen dieses Abends dürfte zu einer gelegentlichen Wiederholung aufgemuntert haben.

Die Mitgliederzahl der Ortsgruppe hat sich annähernd auf gleicher Höhe gehalten und betrug am Ende des Jahres 1927 87 Mitglieder.

Die Lage unserer Kasse gestaltete sich günstig, da wir nach Abwicklung aller Ausgaben der ordentlichen Mitgliederversammlung das Jahr 1927 mit einem nennenswerten Bestand abschließen konnten. Mannheim, den 11. Juli 1928. Engelmann.