

Das Schuttern von Schrägstollen mit fahrbaren Schutterbühnen aus Stahl.

Von Dipl.-Ing. Friedrich Meschan in „Arbeitsgemeinschaft Kraftwerk Kaprun“.

Beim Bau von Speicherkraftwerken mit großem Gefälle im Hochgebirge kommt es öfter vor, daß man die schräge Druckrohrleitung in das Berginnere verlegt oder zur Führung des Triebwassers ein gepanzertes Schrägschacht verwendet wird. In beiden Fällen wird dem Bauingenieur

Ausbruch-Regelprofil mit lfd. Einbauten

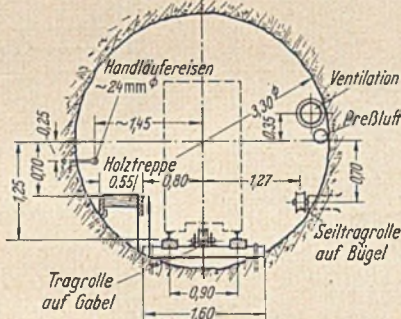
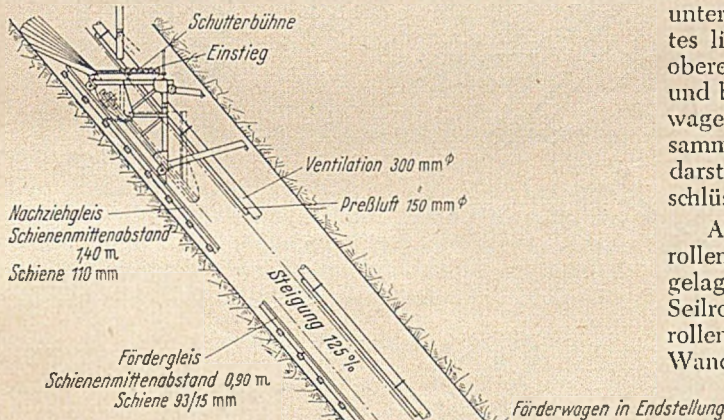


Abb. 1. Ausbruch-Regelprofil mit lfd. Einbauten.

die Aufgabe gestellt, lange, sehr stark geneigte Stollenvortriebe durchzuführen, was auch im standfesten Gebirge eine schwierige und gefährvolle Arbeit bedeutet. Für das



Stollen-Längsschnitt A-A

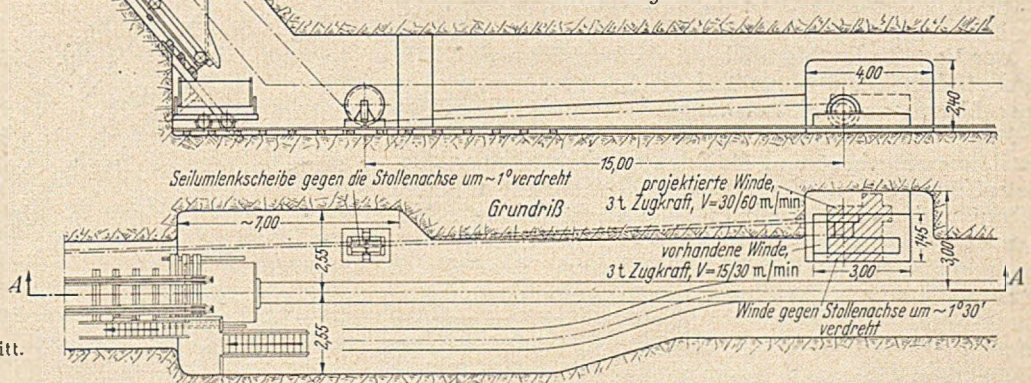


Abb. 2. Grundriß und Schnitt.

Abbohren der Brust müssen Hilfsgerüste gebaut werden, damit die Mineure einen waagrechten Stand haben und durch Verwendung von pneumatischen Bohrstützen muß das Halten und Führen der Bohrhämmer ermöglicht werden.

Um nach dem Abschlag das Schuttern zu erleichtern und wirtschaftlich zu gestalten, hat die „Arbeitsgemein-

schaft Kraftwerk Kaprun“ beim Vortrieb des Druckschachtes Limberg Fördererichtungen gebaut und verwendet, deren Konstruktion und Wirkungsweise nachstehend beschrieben werden soll.

Der „Druckschacht Limberg“ überwindet eine lotrechte Höhe von rd. 400 m mit einer Steigung von 125 % und einer Länge von 520 m. Das Ausbruchregelprofil hat einen Durchmesser von 3,30 m und ist mit allen Einbauten, wie Geleise, Preßluftzuführungen, Ventilation, Holztreppen usw. aus Abb. 1 zu ersehen.

Das Gebirge, in dem der Druckschacht Limberg vorgerieben wurde, ist standfester Kalkglimmerschiefer.

Abb. 2 zeigt einen Überblick über die gesamte Anlage, welche einen Schrägaufzug mit einer fahrbaren Bergstation darstellt, wobei diese Bergstation außer zur Seilumlenkung für das Förderseil und zur Förderwagenbeladung auch zum Auffangen des abgesprengten Gebirges dient und nach Bedarf immer wieder höher verfahren werden kann.

Die Hauptteile der Anlage sind die Schutterbühne, der Förderwagen und die Winde mit der Seilumlenkrolle am unteren Ende des Schrägschachtes.

Die Schutterbühne (Abb. 3) besteht aus dem vorderen lotrechten Rahmen, durch den der Förderwagen fährt, dem unteren Rahmen, welcher in der Neigung des Schrägschachtes liegt, den beiden Seitenwänden und der horizontalen oberen Bühne. Die gesamte Konstruktion ist aus Stahl und bildet einen nach vorne offenen Korb, um den Förderwagen aufzunehmen. Die Gurtungen bestehen aus zusammenschweißten Γ -Stählen, welche ein Kastenprofil darstellen, die Diagonalen sind Doppelwinkel. Alle Anschlüsse sind geschraubt.

An den vier Ecken des unteren Rahmens sind die Fahrrollen der Bühne mit einem Mittelabstand von 1400 mm gelagert. Ferner befindet sich am unteren Rahmen der Seilrollenträger, welcher die Lager für die Seilumlenkrollen aufnimmt. Nachdem diese Seilumlenkrollen in der Wand B in den Untergurt hineinragen, mußte derselbe

durch ein entsprechend großes, steifes Knotenblech ersetzt werden, welches wieder wegen der oben angeführten Rollen ausgeschnitten und die Ränder zur Vermeidung von Ribbildungen verstärkt wurden. Die Schutterbühne kann mit schweren Gehängen oder Ketten an Felsankern verhängt werden, außerdem wird sie durch Einziehen von hölzernen Querbäumen, welche aber das Lichtprofil des



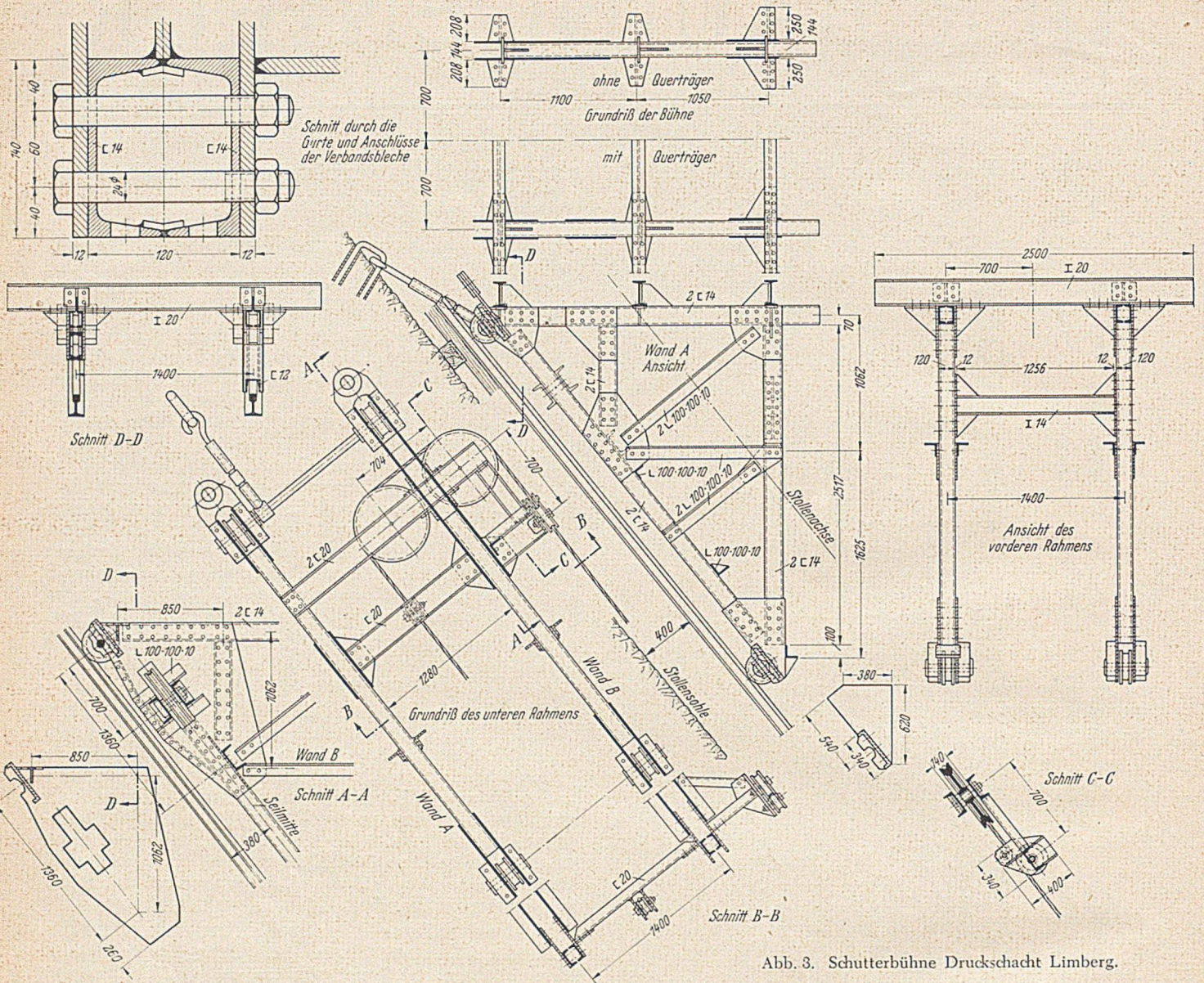


Abb. 3. Schutterbühne Druckschacht Limberg.

Förderwagens frei lassen müssen, gegen den Felsen zu abgestützt. Die horizontale Bühne wird nun mit schweren Rundhölzern abgedeckt, welche fächerförmig an der Sohle des Schrägschachtes anschließen (Abb. 2). Seitwärts bleibt eine Öffnung für die Preßluft- und Luttenleitung frei, in der Mitte der Abdeckung wird eine verschließbare Öffnung angeordnet, durch die dann das lose Gestein in den unter der Bühne befindlichen Förderkorb geschaufelt wird.

Der Vortrieb im Schrägschacht wird auf folgende Weise durchgeführt: Der unterste Teil des Schrägstollens wird in einer Länge von rd. 30 m aufgefahren, wobei ein Firststollen 8—10 m voreilt, dann wird das Vorziehgais für die Bühne eingebaut und die Schutterbühne in einer Mindestentfernung von 25 m vor der Stollenbrust mit den Ankern und den Querhölzern festgemacht (Abb. 4). Vor dem direkten Beschuß wird die Bühne durch zwei Vorhänge aus schweren Ketten oder schweren Rundhölzern geschützt, welche die Wucht herabstürzender Gesteinstrümmel mildern. Bei einer Abschlagtiefe von 1 m werden $7,6 \text{ m}^3$ festes Gestein gelöst, welche dann rd. 15 m^3 loses Haufwerk bilden, was sich zum größten Teil auf der Bühne selbst ansammelt, so lange die Entfernung zur Stollenbrust nicht allzu groß wird. Beträgt die Entfernung der Bühne von der Brust mehr als 60 m, bleibt das Material schon unterwegs in größeren Mengen liegen und die Bühne muß nachgezogen werden. Das geschieht auf folgende Art: Zuerst wird das Vorziehgais mit der Spurweite von 1400 mm verlegt und unterhalb der Stollenbrust eine Seilumlenkrolle im Felsen fest verankert (Abb. 5). Dann wird am

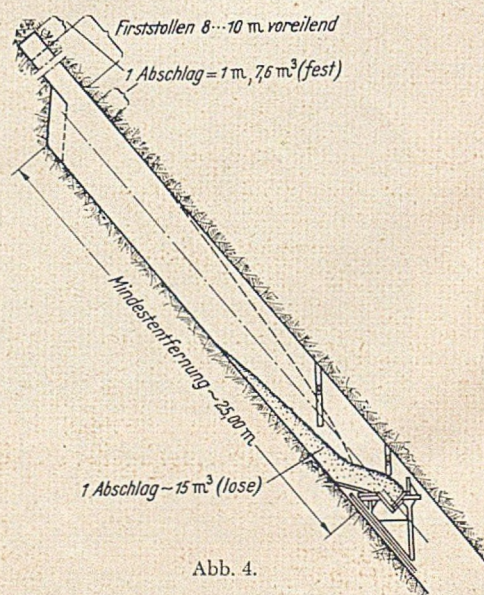


Abb. 4.

Kopf der Bühne ein Seil befestigt, um die Umlenkrolle geführt und am Förderwagenseil festgeklemmt, wobei zu beachten ist, daß der Förderwagen möglichst nahe der Talstation steht.

Nun kann die Winde die freigemachte Schutterbühne bis an den neuen Aufstellungsort vorziehen, wobei sich in-

folge der gekuppelten Seile der Förderwagen mit der doppelten Bühnengeschwindigkeit ebenfalls aufwärts bewegt. Am neuen Einsatzort angelangt, wird die Bühne wieder verankert, das Bühnenziehseil und die Umlenkrolle abmontiert und die ganze Vorrichtung ist wieder zum Schüttern und zum Transport des gelösten Gesteins bereit, nach-

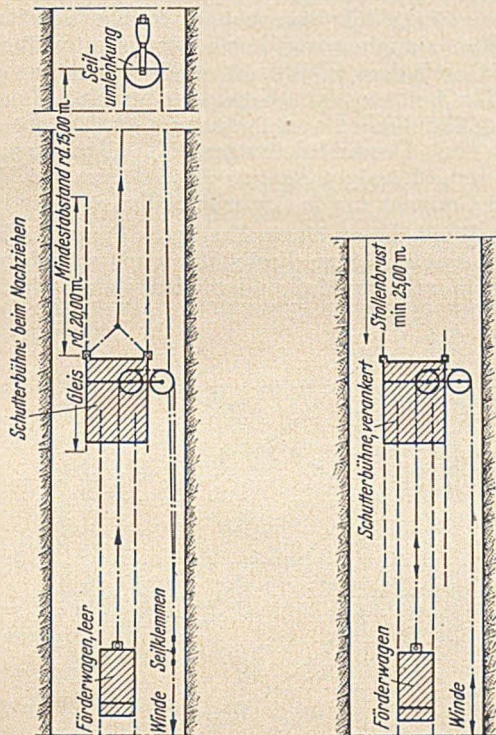


Abb. 5. Nachziehen der Schutterbühne.

Abb. 6. Schüttern und Transport.

dem die Bühne wieder entsprechend mit Rundhölzern abgedeckt wurde (Abb. 6).

Der Förderwagen (Abb. 7) besteht aus einem auf 4 Rädern mit der Spurweite von 900 mm gelagerten einfachen Eisengestell, welches entsprechend mit Holzbohlen ausgekleidet ist, um das gelöste Gestein aufnehmen zu können. Der Förderwagen kann infolge der geringeren Spurweite

unter der Schutterbühne einfahren, faßt rd. 1,5 m³ und wird in der Talstation in normale Stollenkipper entleert.

Die Winde befindet sich in der Talstation in einer seitlichen Stollennische, um Platz für die durchfahrenden Kipper zu lassen. Sie wird elektrisch angetrieben, hat 3 t Zugkraft und zwei Geschwindigkeitsstufen, nämlich 30 bzw. 60 m/Min. Das Windenseil läuft fast horizontal von der Winde weg über eine Umlenkscheibe, um von dort in den

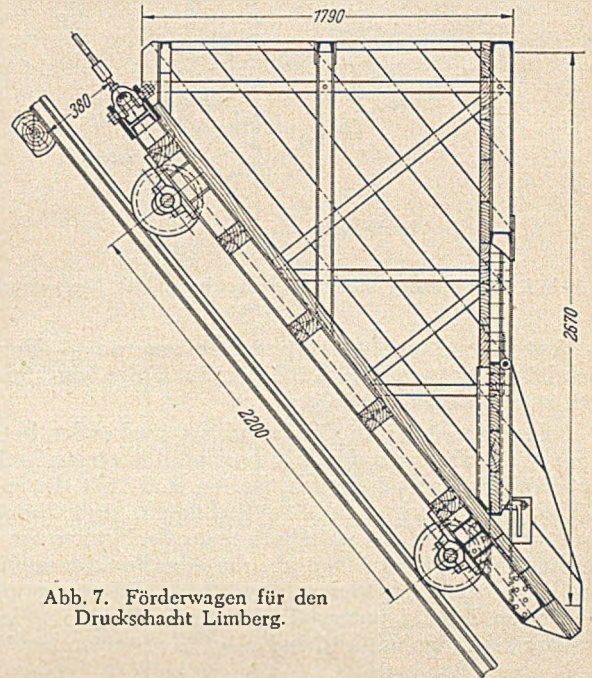


Abb. 7. Förderwagen für den Druckschacht Limberg.

Schrägschacht hinaufzusteigen, wo es über Tragrollen und Führungsrollen auf die Umlenkscheiben der Schutterbühne kommt, um von dort aus dann den Förderwagen zu fassen (Abb. 2 und 6).

Die Anlage war während des ganzen Baues des Druckschachtes in Betrieb, wurde dann für einen kleineren Schrägschacht umgebaut und hat beide Male klaglos funktioniert und allen Erwartungen entsprochen. Mit Ausnahme der fertig gekauften Winde wurden alle anderen Teile in der Zentralwerkstätte der „Arbeitsgemeinschaft Kraftwerk Kaprun“ hergestellt.

Die Hydraulik der Durchlaufspeicherung.

Von Obering. Josef Frank, Erlangen

I.

Die Durchlaufspeicherung wurde erstmalig vor ungefähr 40 Jahren von A. Ludin [1] erwähnt. Seither ist diese Speicherungsart mancherorts mehr oder weniger vollkommen in Gebrauch gekommen, wie etwa in Deutschland an den Kanälen der Mittleren Isar AG, den Lechstufen der Bayerischen Wasserkraftwerke AG, am Neckar, in Österreich an der Enns und in den USA am Susquehannah. In erster Linie wird die Durchlaufspeicherung dort spruchreif, wo eine Flußstrecke planmäßig in hintereinander angeordneten, gemeinsam bewirtschafteten Stufen ausgebaut wird, bei einer Ausbauform also, die heute häufig angestrebt wird.

Trotzdem muß festgestellt werden, daß noch nicht überall Klarheit über Wesen und Nutzen der Durchlaufspeicherung besteht und eine gewisse Zurückhaltung geübt wird. Der Hauptgrund hierfür mag darin zu suchen sein, daß die hydraulischen Vorgänge nicht deutlich genug erkannt sind und Unsicherheit über die Beeinflussung der Werkfallhöhen herrscht.

Aus diesem Grund ist es wohl von Interesse, wenn im folgenden die Hydraulik der Durchlaufspeicherung dargestellt wird und Wege gewiesen werden, wie man sich

über den Ablauf der Vorgänge nach dem Anfahren der Kraftwerke Aufschluß verschaffen kann.

Das Wesen der Durchlaufspeicherung läßt sich etwa folgendermaßen beschreiben:

Bekanntlich wird bei jeder Wasserkraftanlage angestrebt, den Zulauf nicht so zu verarbeiten, wie er anfällt, sondern so, wie es für den Energiebedarf erforderlich ist. Diese Forderung ist erfüllbar, wenn für den Ausgleich der Wassermengen im Oberwasser ein Speicher geschaffen werden kann, der das in Zeiten geringen Energiebedarfes nicht benötigte Wasser für die Spitzendeckung aufspeichert. Da es in den meisten Fällen nicht zulässig ist, daß das Kraftwerk sein Betriebswasser unregelmäßig an die Unterlieger abgibt, bedingt der Spitzenbetrieb auch noch ein unteres Speicherbecken, in dem die unregelmäßige Wasserabgabe der Turbinen ausgeglichen wird. Dieses kann gleichfalls mit einem Kraftwerk versehen sein. — Das für sich allein arbeitende Kraftwerk braucht also zwei Speicherbecken, außerdem ändert sich seine Fallhöhe wegen der Spiegelbewegung in den Speicherbecken meist in erheblichem Umfang (Abb. 1). Die Veredelung des Laufstromes ist daher oft teuer erkaufte, einmal wegen der baulichen Kosten für

die Herstellung zweier Speicher für eine Anlage, wie auch wegen der Fallhöhen einbuße infolge wechselnder Füllung der Speicher. Ist es (Abb. 2) dagegen möglich, eine Folge von Kraftstufen gemeinsam zu bewirtschaften, so genügt für alle Stufen zusammen ein einziges oberes Speicherbecken und ein einziges Ausgleichsbecken, die Veredelung der Laufenergie in Spitzenenergie wird wesentlich billiger.

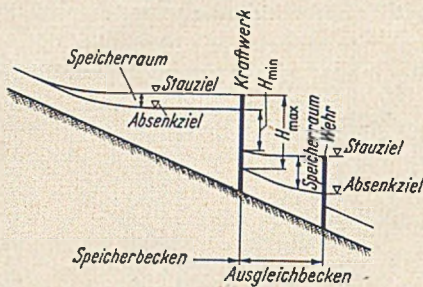


Abb. 1. Selbständig arbeitendes speicherfähiges Niederdruckkraftwerk.

Es liegt dann Durchlaufspeicherung vor. — Der Betrieb läßt sich (nach Abb. 2 z. B. für eine Folge von 5 Stufen) kurz kennzeichnen wie folgt:

Belastungssenke: Die Werke 1 bis 4 sind außer Betrieb. Das von obenher zulaufende Wasser wird in einem Speicher vor dem Kraftwerk 1 zurückgehalten und füllt diesen allmählich auf. Werk 5, das Ausgleichsbecken, läuft 24stündig durch und gibt an die unterhalb liegende Flußstrecke eine gleichmäßige Wassermenge ab, die dem Speicherbecken des Ausgleichsbeckens entnommen wird. — **Belastungsspitze:** Die Stufen 1 bis 4 gehen gleichzeitig in Betrieb. Werk 1 entnimmt den den natürlichen Zulauf übersteigenden Anteil

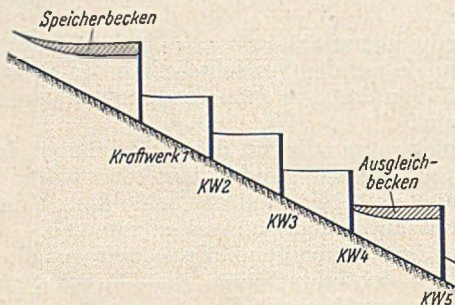


Abb. 2. Kraftwerkstreppe mit Durchlaufspeicher-Betrieb.

der Spitzenwassermenge dem oberen Speicherbecken. Die Kraftwerke 2 bis 4 decken ihren Wasserbedarf aus der jeweils oberhalb liegenden Stauhaltung. Jeder Zwischenhaltung wird somit an ihrem Unterende die Turbinenwassermenge entzogen, an ihrem Oberende nimmt sie jedoch das Turbinenwasser der flussaufwärtigen Kraftstufe auf. Ihr Gesamtinhalt ändert sich also nicht. Eine andere Frage ist freilich, ob nicht etwa untragbare Fallhöhen einbußen an den Kraftwerken eintreten.

Hier liegt das hydraulische Problem der Durchlaufspeicherung.

In Abb. 3 ist dargestellt, wie die Wasserspiegel an einem in Betrieb gehenden Kraftwerk verändert werden.

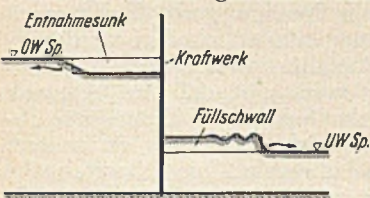


Abb. 3. Wellenerscheinungen am anfahrenden Kraftwerk.

Im Oberwasser entsteht durch die plötzliche Entnahme der Turbinenwassermenge eine flussaufwärts fortschreitende Senkungswelle, der sog. Entnahmesunk, im Unterwasser dagegen eine analoge Hebungswelle, der sog. Füllschwall, der sich flussabwärts fortpflanzt. Der Wellenverlauf ist aus dem Ort-Zeit-Diagramm Abb. 4 zu ersehen. Zu einer gewissen Zeit t_k und an einem bestimmten Ort x_k kreuzen sich die

Wellen und setzen nach der Kreuzung, in bestimmtem Maß umgeformt, ihren Weg fort, bis sie die Haltungsenden zu den Zeiten t_1 und t'_1 erreichen. Hier werden die Wellen gleichsinnig zurückgeworfen, durchlaufen nun die Haltung in entgegengesetzter Richtung, wobei sie sich wiederum schneiden usw. Es liegt demnach ein dem Druckstoß in Druckrohrleitungen analoger Vorgang vor, allerdings mit dem Unterschied, daß von beiden Enden der Haltung Primärwellen ausgehen und keine gegensinnige Reflexion an freien Oberflächen möglich ist, sondern stets nur gleichsinnige. Ein weiterer Unterschied, der für die rechnerische Verfolgung der Wellen von Bedeutung ist, besteht darin, daß man bei Druckrohrleitungen im allgemeinen die Reibung vernachlässigen kann, während dies bei Wellen in offenen Gerinnen nur in Ausnahmefällen zulässig ist.

Da die Fallhöhe an einem Kraftwerk durch die beiden Wellen in gleichem Sinn beeinflusst wird, so erhebt sich die Frage, in welchem Maß und wie lange eine solche Fall-

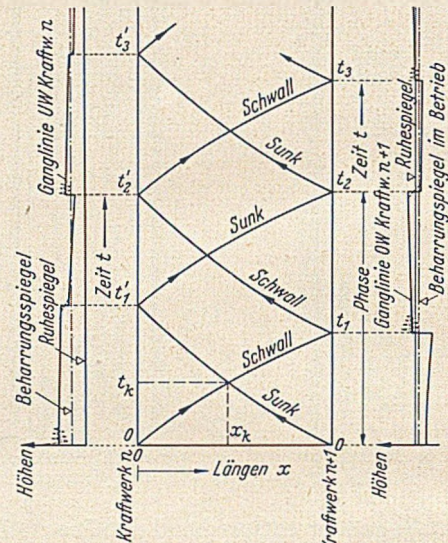


Abb. 4. Ort-Zeit-Bild und Ganglinien der Endquerschnitte.

höhenbeeinflussung auftritt. Sie kann mit den heute zur Verfügung stehenden Mitteln der Hydraulik für ein schematisiertes Flußbett genau genug beantwortet werden.

Es steht zur Verfügung die Arbeit von H. Favre [2], die ein durch Modellversuche wohl fundiertes analytisches Verfahren für die Untersuchung von Wellenerscheinungen gibt. Hierüber ist in deutscher Sprache von J. Frank im Rahmen eines Buches über Schwingungen in Kraftwerksleitungen [3] eingehend berichtet worden. — In jüngster Zeit kam hinzu ein graphisches Verfahren von A. Craya [4], das sich für die Untersuchung von Problemen wie dem vorliegenden sehr gut eignet und das im Auszug von Ch. Jaeger [5] wiedergegeben wurde.

Für den zeitlichen Verlauf der Wellenbewegungen, die bei Inbetriebnahme zweier eine Stauhaltung begrenzender Kraftwerke ausgelöst werden, ist es wichtig, ob die Werke plötzlich oder allmählich anfahren. Zur Bestimmung der größtmöglichen Schwingungsauslässe ist es (z. B. auch bei Wasserschlossern an Druckleitungen) üblich, plötzliches Inbetriebgehen der Maschinen vorauszusetzen, weil hierbei die ungünstigsten Verhältnisse auftreten. Für die Annahme plötzlichen Öffnens der Turbinen spricht auch noch der Umstand, daß Kraftwerksketten mit Durchlaufspeicherung meist in den Händen größerer Elektrizitätsversorgungsunternehmen sind und die konsequente Ausnutzung der Speicherung auf einen ausgeprägten Spitzenbetrieb hinweist, wie er in derartigen Netzen gegeben ist und das schnelle Einsetzen der Werke zur Voraussetzung hat.

Wir werden uns daher vor allem mit dem Fall plötzlicher Inbetriebnahme befassen, anschließend aber auch für allmähliche Belastung einige ergänzende Betrachtungen durchführen.

Die Untersuchung der Wellenerscheinungen bei der Durchlaufspeicherung erstreckt sich im wesentlichen auf folgende Einzeloperationen:

1. Schematisierung des Flußbettes zu einem Gerinne mit einheitlichem Sohlengefälle und linear veränderlicher Spiegelbreite. Zweckmäßig arbeitet man hierbei mit den mittleren Sohlenhöhen in den einzelnen Profilen, die im Längenschnitt zu einer Geraden geglättet werden.
2. Berechnung der Wellenfortpflanzung, wobei sich die Wellen entweder einem Beharrungszustand (am Beginn der Bewegung) oder aber einem zeitveränderlichen Fließzustand überlagern können.
3. Untersuchung der Wellenkreuzung.
4. Wellenfortpflanzung nach der Kreuzung.
5. Reflexionserscheinungen an den Gerinne-Enden.
6. Untersuchung von Sekundärserscheinungen.

Die verwendeten Formelzeichen sind in Tabelle 1 zusammengestellt.

Tabelle 1.

	Querschnitt 0 (Ausgangspunkt der Welle)			Querschnitt 1		
	Zeit $t = 0$ (vor Entstehung der Welle)	Zeit $t = 0$ (unmittelbar nach Bildung der Welle)	Zeit $t = t_1$	Zeit $t = 0$ (bei Entstehung d. Welle in Querschnitt 0)	Zeit $t = t_1$ (unmittelbar vor Eintreffen der Welle)	Zeit $t = t_1$ (nach Eintreffen der Welle)
Wassertiefe	h_0	$h_0' = h_0 + z_0$	$h_0'' = h_0' + z_0''$	h_1	$h_1^+ = h_1 + \Delta h_1$	$h_1' = h_1^+ + z_1$
Fließquerschnitt	F_0	$F_0' = F_0 + \Delta F_0'$	$F_0'' = F_0' + \Delta F_0''$	F_1	$F_1^+ = F_1 + \Delta F_1$	$F_1' = F_1^+ + \Delta F_1'$
Wassermenge	Q_0	$Q_0' = Q_0 + \Delta Q_0'$	$Q_0'' = Q_0' + \Delta Q_0''$	Q_1	$Q_1^+ = Q_1 + \Delta Q_1$	$Q_1' = Q_1^+ + \Delta Q_1'$
Fließgeschwindigkeit	v_0	v_0'	v_0''	v_1	v_1^+	v_1'
Spiegelbreite	B_0	B_0'	B_0''	B_1	B_1^+	B_1'
Benetzter Umfang		p_0'	p_0''			p_1'
Profilradius		R_0'	R_0''			R_1'
Wellenhöhe		z_0				z_1
Mittlere Wellenbreite		y_0				y_1
Absolute Wellengeschwindigkeit		a_0				a_1
Relative Wellengeschwindigkeit		w_0				w_1
Wassermengenänderung beim Durchgang der Welle		$\Delta Q_0'$				$\Delta Q_1'$
Flächenänderung beim Durchgang der Welle		$\Delta F_0'$				$\Delta F_1'$
Allmähliche Tiefenänderung			z_0''		Δh_1	
Mittlere Breite im Bereich der allmählichen Tiefenänderung			y_0''			
Allmähliche Flächenänderung			$\Delta F_0'' = z_0'' \cdot y_0''$		ΔF_1	
Allmähliche Wassermengenänderung			$\Delta Q_0''$		ΔQ_1	
Mittlere Spiegelbreite				$B_m = 1/2 \cdot (B_0 + B_1)$		
Breitenänderung				$\Delta B = B_1 - B_0$		
Änderung der Wasserführung zur Zeit $t = 0$				$\Delta Q = Q_1 - Q_0$		
Änderung der Schnelligkeit				$\Delta a = a_1 - a_0$		
Mittlere Schnelligkeit				$a_m = 1/2 (a_0 + a_1)$		
Mittlerer Profilradius				$R_m = 1/2 \cdot (R_0'' + R_1')$		
Mittlere Geschwindigkeit				$v_m = 1/2 \cdot (v_0'' + v_1')$		
Mittleres Geschwindigkeitsquadrat				$(v^2)_m = 1/2 \cdot (v_0''^2 + v_1'^2)$		
Spiegelgefälle zur Zeit $t = 0$				I_m		
Reibungsgefälle				I_r		
Entfernung der Querschnitte 0 und 1				L		

Zu 2, Fortpflanzung von Wellen in Gerinnen mit unbegrenzter Länge.

Zunächst sind die grundlegenden Beziehungen für die Ermittlung der Wellenhöhe z und der Fortpflanzungsgeschwindigkeit a zu nennen:

$$a = v \pm w = v \pm \sqrt{g \left(\frac{F}{y} + \frac{3}{2} z + \frac{y z^2}{2 F} \right)} \quad (1)$$

oder angenähert für verhältnismäßig kleine z :

$$a = v \pm \sqrt{g \left(\frac{F}{y} + \frac{3}{2} z \right)} \quad (2)$$

$$z_0 = \Delta Q' / a \cdot y. \quad (3)$$

Das Verfahren von Favre besteht darin, die Gleichung von St. Venant für die nicht stationäre (zeitveränderliche) Wasserbewegung in endlicher Form zu integrieren. Das Ergebnis sind zwei Gleichungen für die Fließflächenänderungen $\Delta F_1'$ und $\Delta F_0''$, die den Zustand der Spiegellinien beschreiben, wenn eine vom Anfangsquerschnitt 0 ausgehende Welle den Endquerschnitt 1 erreicht hat. Diese Gleichungen lauten:

$$\Delta F_1' = \Delta F_0' - \left\{ \frac{L \cdot B_m}{2} \cdot (I_r - I_m) \cdot \left(1 - \frac{v_m}{a_m} \right) - \frac{\Delta F_0'}{2} \cdot \left(\frac{\Delta B}{B_m} - \frac{\Delta a}{a_m} \right) + \Delta F_1 \cdot \left(1 - \frac{v_m}{2 a_m} \right) + \frac{1}{a_m} \cdot \left[\Delta Q \cdot \left(1 + \frac{v_m}{2 a_m} \right) + \frac{\Delta Q_1}{2} \cdot \left(1 + \frac{v_m}{a_m} \right) \right] \right\} \quad (4)$$

$$\Delta F_0'' = \frac{L \cdot B_m}{2} \cdot (I_r - I_m) \cdot \left(1 - \frac{v_m}{a_m} \right) - \frac{\Delta F_0'}{2} \cdot \left(\frac{\Delta B}{B_m} + \frac{\Delta a}{a_m} \right) - \frac{\Delta F_1 v_m}{2 a_m} + \frac{1}{a_m} \cdot \left\{ \Delta Q_0'' - \Delta Q \cdot \left(1 - \frac{v_m}{2 a_m} \right) - \frac{\Delta Q_1}{2} \cdot \left(1 - \frac{v_m}{a_m} \right) \right\} \quad (5)$$

Das Reibungsgefälle I_r wird nach der Formel von Manning-Strickler ausgedrückt:

$$I_r = \frac{(v^2)_m}{K^2 \cdot R_m^{4/3}} \quad (6)$$

Die Daten der Primärwellen an ihrem Entstehungsort können unmittelbar nach Gl. (1) bis (3) berechnet werden. Die weitere Entwicklung folgt den Gl. (4) und (5), wobei Gl. (1) und (2) für die Bestimmung der Wellengeschwindigkeiten und Gl. (3) zur Bestimmung der Wassermengenänderung beim Durchgang der Welle herangezogen werden. Das Verfahren ist im übrigen ein solches allmählicher Näherung. Ausführliche Berechnungsbeispiele finden sich bei Favre [1] und bei Frank-Schüller [2].

Zu 3, Wellenkreuzung.

Nach Abb. 4 schneiden sich die beiden Wellen zur Zeit t_k bei der Abszisse x_k . Es ist wünschenswert, diese beiden Werte mit guter Näherung unmittelbar berechnen zu können. Dies ist in folgender Weise möglich:

Eine mit der (positiven oder negativen) Höhe z zwischen den Tiefen h_I und h_{II} (Abb. 5) bewegliche Welle hat bei

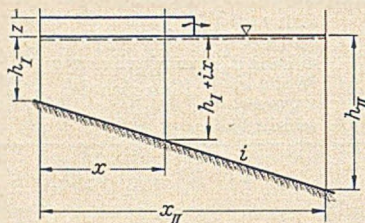


Abb. 5.

ursprünglich ruhendem Wasser nach Gl. (2) die Schnelligkeit

$$a = \sqrt{g \cdot (h_I + i \cdot x + 3/2 \cdot z)} \quad (7)$$

Da die Schnelligkeit in erster Linie von der Wassertiefe abhängt, ist es möglich, den verhältnismäßig sehr viel kleineren Einfluß der Wellenhöhen (die ihrerseits sowohl von der Zeit als vom Ort abhängen) zu vernachlässigen und für z unveränderliche Mittelwerte einzuführen, die mit einiger Genauigkeit im voraus abzuschätzen sind.

Wegen $dx = a \cdot dt$ ist

$$t = \int_0^{x_{II}} \frac{dx}{\sqrt{g \cdot (h_I + i \cdot x + \frac{3}{2} z)}} = \frac{2}{i \cdot \sqrt{g}} \cdot \left(\sqrt{h_{II} + \frac{3}{2} z} - \sqrt{h_I + \frac{3}{2} z} \right) \quad (8)$$

Die zwischen h_{ob} und h_u (Tiefe im Kreuzungspunkt, Abb. 6) wandernde Hebungswelle braucht demnach die Zeit

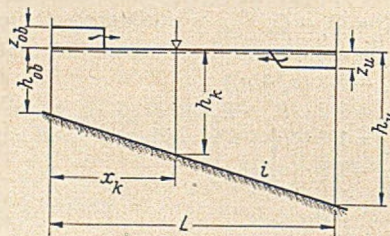


Abb. 6.

$$t_{ob} = \frac{2}{i \sqrt{g}} \cdot \left(\sqrt{h_k + 3/2 \cdot z_{ob}} - \sqrt{h_{ob} + 3/2 \cdot z_{ob}} \right) \quad (9)$$

die zwischen h_k und h_u bewegliche Senkungswelle dagegen

$$t_u = \frac{2}{i \sqrt{g}} \cdot \left(\sqrt{h_u - 3/2 \cdot z_u} - \sqrt{h_k - 3/2 \cdot z_u} \right) \quad (10)$$

[In Gl. (10) bis (12) sind z_{ob} und z_u — ausnahmsweise — Absolutwerte!]

Für den Kreuzungspunkt der Wellen ist $t_{ob} = t_u$, woraus sich die Wassertiefe h_k ergibt, bei der sich die Wellen überschneiden:

$$h_k = \frac{\varrho^2 + \frac{9}{4} z_{ob} z_u}{3/2 \cdot (z_{ob} - z_u) + 2\varrho} \quad (11)$$

mit

$$\varrho = 1/2 \cdot \left\{ \left[\sqrt{h_u - 3/2 \cdot z_u} + \sqrt{h_{ob} + 3/2 \cdot z_{ob}} \right]^2 - 3/2 \cdot (z_{ob} - z_u) \right\}$$

Die zugehörige Abszisse ist

$$x_k = (h_k - h_{ob}) / i \quad (12)$$

Setzt man h_k gemäß Gl. (11) in Gl. (9) oder (10) ein, so ergibt sich der Zeitpunkt t_k .

Bei großen Tiefen können die Wellenhöhen z_{ob} und z_u vernachlässigt werden. Dann erhält man statt Gl. (9) bis (12) die vereinfachten Formeln:

$$\left. \begin{aligned} h_k &= \frac{1}{4} \cdot (h_u + h_{ob} + 2 \cdot \sqrt{h_u \cdot h_{ob}}), \\ x_k &= \frac{L}{4 \cdot (h_u - h_{ob})} \cdot (h_u - 3h_{ob} + 2 \cdot \sqrt{h_u \cdot h_{ob}}), \\ t_k &= \frac{2}{i \cdot \sqrt{g}} \cdot (\sqrt{h_k} - \sqrt{h_{ob}}) = \frac{2}{i \cdot \sqrt{g}} \cdot (\sqrt{h_u} - \sqrt{h_k}). \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

Der Vorgang bei der Wellenkreuzung selbst ist in Abb. 7 wiedergegeben. Sie zeigt einen von links kom-

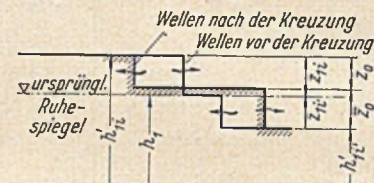


Abb. 7. Wellenkreuzung.

menden Schwall von der Höhe $z_{i,i}$, die nach der Durchdringung der Wellen zu z_0 wird, und einen von rechts kommenden Sunk von der Höhe $z_{0,i'}$, die durch die Kreuzung zu z_0 wird. Die Durchdringung der Wellen wird durch die beiden Gleichungen beschrieben:

$$\bar{z}_0 - z_0 = z_{i,i} - z_{i,i'} \quad (14)$$

$$\Delta Q_0' - \Delta Q_0 = \Delta Q_{i,i} - \Delta Q_{i,i'} \quad (15)$$

Die unter den Wellen $z_{i,i}$ und $z_{i,i'}$ entstehenden Wassermengenänderungen $\Delta Q_{i,i}$ und $\Delta Q_{i,i'}$ sind aus den Berechnungen zu 2) bekannt. Die Werte $\Delta Q_0'$ und ΔQ_0 nach der Kreuzung sind aus den Spiegelbreiten, den Wellengeschwindigkeiten gemäß Gl. (1) oder (2) und den umgeformten Wellenhöhen bekannt. Die Gl. (14) und (15) stellen ein simultanes System dar, dessen Lösung alle Daten für den Zustand unmittelbar nach der Wellenkreuzung liefert.

Zu 4, Wellenfortpflanzung nach der Kreuzung.

Für die Berechnung des Wellenfortschrittes nach der Kreuzung gelten Gl. (4) und (5), wobei die Ausgangswerte aus den Ermittlungen zu 3) bekannt sind. Zu beachten ist, daß die beiden vom Kreuzungspunkt ausgehenden Wellen in der Gl. (5) gleiche Spiegeländerungen z_0'' und gleiche Werte $\Delta Q_0''$ ergeben müssen. Die Berechnungen erstrecken sich jeweils vom Kreuzungspunkt bis zum Kanalende.

Zu 5, Reflexionen an den Kanalenden.

Da sich die Wellen mit ungleichen Geschwindigkeiten fortpflanzen und auch der Wellenschnitt nicht entsprechend liegt, werden die beiden Wellen die Kanalenden nicht im gleichen Zeitpunkt erreichen (Abb. 4). Es geschieht zu den ungleichen Zeiten t_1 und t_1' . Der Reflexionsvorgang ist

aus Abb. 8a und b ersichtlich. Nach Abb. 8a nähert sich eine Welle von der Höhe z_i und einer Schnelligkeit a_i dem Kanalende, wobei unter dem Wellenkopf eine Wassermenge Q_i fließt. Diese Daten gehen aus den Berechnungen zu 4) hervor. Im Endquerschnitt fließt eine konstante Wassermenge Q_w , die Werkswassermenge. Das muß auch nach dem Eintreffen der Welle der Fall sein, der Abfluß muß also um den Wert $\Delta Q' = Q_w - Q_i$ geändert werden. Diese Änderung hat aber eine neue (reflektierte)

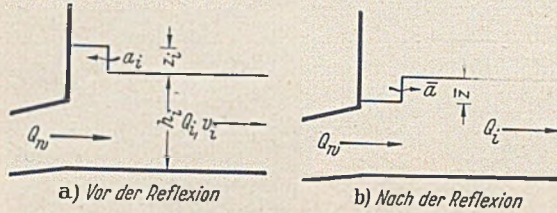


Abb. 8. Reflexion am Haltungsende.

Welle von der Höhe \bar{z} zur Folge, die sich mit einer Schnelligkeit \bar{a} fortpflanzt. Zwischen \bar{a} , $\Delta Q'$ und \bar{z} bestehen aber die Gl. (1) bis (3), aus denen \bar{a} und \bar{z} bestimmt werden. Mit der Reflexion des Schalles im unteren Haltungsquerschnitt zur Zeit t_1 (Abb. 4) und der Reflexion des Sunkes im oberen Querschnitt zur Zeit t'_1 sind hier die Spiegel-senkung bzw. die Spiegelhebung beendet, und die Gegen-schwingung ist eingeleitet. Für die Beurteilung der Fall-höhenschwankungen nach dem Anfahren genügt es also, die Wellenbewegung bis hierher zu verfolgen. — Der weitere Schwingungsverlauf geht aus Abb. 4 hervor. Um eine Gleichgewichtslage pendeln sich die Ausschläge all-mählich aus.

Zu 6, Sekundärererscheinungen.

Hierher gehört zunächst die Auflösung des Schwall-kopfes in Einzelwellen. Es handelt sich hierbei um kurze Schwingungen mit kleiner Schwingungszeit, die sich in der Ganglinie so äußern, daß die errechnete mittlere Gang-line kurzzeitig überlagert wird (Abb. 4). Mit Rücksicht auf die Trägheit der Turbinen und ihrer Regler haben diese überlagerten Schwingungen keine besondere prak-tische Bedeutung und brauchen nicht näher verfolgt zu werden. Sie treten auch nur bei bestimmten Verhältnissen auf. Im übrigen sind ihre Hauptdaten durch Favre [2] u. [3] versuchsmäßig erforscht worden.

Ebenfalls geringe Bedeutung hat die Umlegung des Sunkkopfes, die sich als Folge verschieden großer Lauf-geschwindigkeiten in den einzelnen Horizontalen des Sunkkopfes herausbildet, vgl. [2] u. [3].

Bei den bisherigen Erörterungen war vorausgesetzt, daß für die Wellenbildung stets die gesamte Breite der Stauhaltung zur Verfügung steht. Im allgemeinen trifft dies auch zu. Nur kurz nach dem Anfahren liegen in der Nähe der Werke andere Verhältnisse vor. Hier verlaufen die Wellenköpfe zunächst gemäß Abb. 9 nach gekrümmten

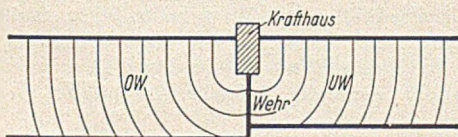


Abb. 9. Schema der Wellenausbreitung am Kraftwerk. (Primärwellen.)

Linien. Die wirklich auftretenden Wellenhöhen werden anfänglich größer sein als nach den angegebenen Grund-sätzen errechnet wurde. Die unmittelbare Folge dieser zweidimensionalen Wellen sind Reflexionserscheinungen, die erst abklingen, nachdem die Wellenfront eine gestreckte Form angenommen hat, wie es rechnermäßig voraus-gesetzt wurde. Für die Untersuchung von kreisartigen Wellen finden sich Unterlagen in [3], jedoch wird es sich meist nicht lohnen, auf diese Erscheinungen näher einzu-gehen, weil diese Sekundärvorgänge nur kurze Zeit an-

dauern und daher äußerst empfindlich auf die Öffnungs-zeit der Maschinen reagieren. Praktisch wird es meist so sein, daß der ungünstige Einfluß der Kreiswellenbildung ohne weiteres durch die auf eine bis mehrere Minuten erstreckte Öffnungszeit der Turbinen wieder ausgeglichen wird.

Nach den angegebenen Gesichtspunkten ist es nun-mehr möglich, den Schwingungsvorgang und damit auch den Verlauf der Fallhöhen an den Werken bis zu den Zeiten t_1 und t'_1 zu berechnen. Es ist grundsätzlich mög-lich, die Berechnung noch weiterzuführen, doch lohnt sich die hierfür aufzuwendende Arbeit nicht mehr. Bei etwa gleichlangen Haltungen genügt es, eine einzige Haltung zu untersuchen, weil dann die Spiegelbewegung am oberen Haltungsende einfach auf das Unterwasser des Kraftwerkes am unteren Ende der Haltung übertragen werden kann. Bei verschiedenen Haltungslängen muß allerdings die Be-rechnung für jede Haltung ausgeführt werden.

Von praktischem Interesse ist noch der Beharrungs-zustand, dem die durch das Anfahren der beiden Werke hervorgerufenen Schwingungen zustreben. Es ist dies eine stationär verzögerte Wasserbewegung für die konstante Wassermenge Q_w . Die Spiegellinie läßt sich durch Stau-kurvenrechnung verhältnismäßig einfach festlegen, wenn man beachtet, daß sich der Gesamthalt der Stauhaltung gegenüber dem Ruhezustand nicht geändert hat, da ja alle Werke gleichzeitig mit der gleichen Wassermenge in Betrieb gehen. Die Beharrungslage des Betriebswasser-spiegels ist in Abb. 10 schematisch angegeben. Es zeigt

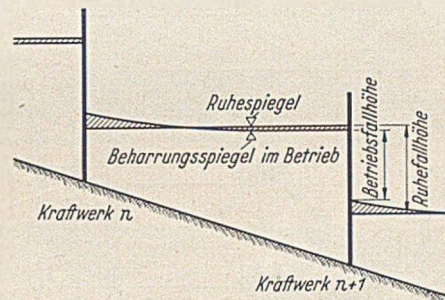


Abb. 10. Beharrungszustand im Betrieb.

sich, daß es bei der Durchlaufspeicherung nicht möglich ist, das Stauziel der Ruhe auch im Betrieb beizubehalten. Im allgemeinen wird allerdings die Abweichung nicht groß sein.

Bisher war plötzliches Anfahren der Werke voraus-gesetzt. Beim allmählichen Anfahren werden die ge-zeigten Erscheinungen in gemilderter Form auftreten. Es sind 2 Fälle zu unterscheiden:

a) Die Wellen treffen am jeweiligen Haltungsende erst ein, wenn dort der Öffnungsvorgang der Turbinen be-endet ist,

b) die Wellen erreichen die Haltungs-enden, während das Öffnen noch im Gang ist. Die Laufzeiten sind also kürzer als die Öffnungszeiten.

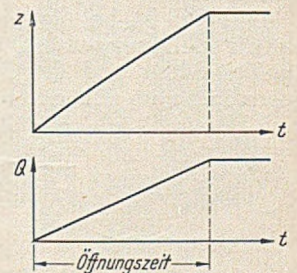


Abb. 11. Endliche Öffnungszeit. (Füllschwall.)

Eine allmähliche Wasser-mengenänderung ruft im Stö-rungsquerschnitt eine leicht gekrümmte Spiegelganglinie hervor (Abb. 11). Sie kann in der Praxis unbedenklich als Gerade aufgefaßt werden. Da man auch genau genug an-nehmen kann, daß die im Fall a) am Ende eines all-mählichen Öffnungsvorganges erreichte Spiegellage etwa die gleiche ist, wie sie sich bei plötzlichem Öffnen ergibt, wenn man von sehr starken Reibungseinflüssen und Re-flexionserscheinungen absieht, so ist es ohne große Fehler

zulässig, die Spiegelganglinie aus der für plötzliches Öffnen ermittelten gemäß Abb. 12 abzuleiten.

In Abb. 13 ist der Fall a) schematisch dargestellt (Laufzeiten größer als Öffnungszeit). Die Gesamtwellen ist dabei in mehrere kleinere Elementarwellen aufgelöst. An die Stelle der Ort-Zeit-Kurven tritt nun für die Gesamtheit aller Elementarwellen eine Vielzahl derartiger Kurven, die

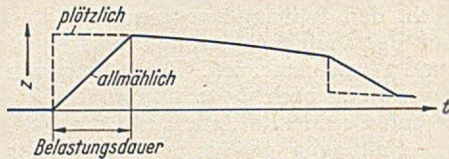


Abb. 12. Spiegelgang im Unterwasser bei allmählicher Belastung.

innerhalb der durch Randschraffur und -punktierung dargestellten Kurvenbänder verlaufen. Das Band der Senkungswellen muß sich wegen der oben erwähnten Schräglage des Sunkkopfes ständig verbreitern, das der Hebungswellen dagegen immer schmaler werden, da die Elementarschwälle wegen der unterschiedlichen Lauf-

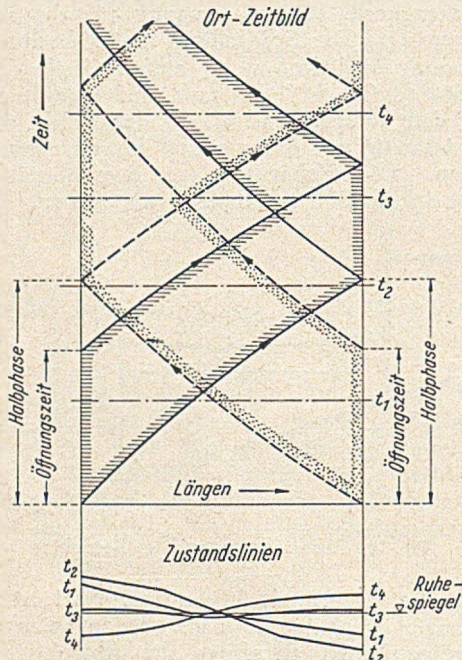


Abb. 13. Allmähliche Belastung. Öffnungszeit kleiner als Dauer der Halbphase.

geschwindigkeiten das Bestreben haben, einander einzuholen. Die hieraus erwachsende Versteilung der Gesamtwellen wird aber wegen der Dämpfungseinflüsse der Reibung weniger in Erscheinung treten. — Die Zustandslinien stellen sich als flache Kurven dar, die sich, wenigstens anfänglich, etwa um die Haltungsmittle drehen.

Den Fall b), bei dem die Dauer der Halbphase kürzer als die Öffnungszeit ist, zeigt Abb. 14. An Hand des Ort-Zeit-Bildes und der Spiegelganglinien für die Endquerschnitte ist für ein reibungsfreies Horizontalgerinne

in schematischer Weise der Ablauf der Ereignisse gezeigt. Es ist hieraus zu erkennen, wie z. B. die erste Elementarwelle des Sunkes in Querschnitt x_0 eintrifft und die dort noch im Fluß befindliche Schwallbildung unterbricht. Ähnliches läßt sich auch im Endquerschnitt x_u feststellen.

In solchen Fällen kommen also die Primärwellen an den beiden Kraftwerken nicht in voller Größe zustande,

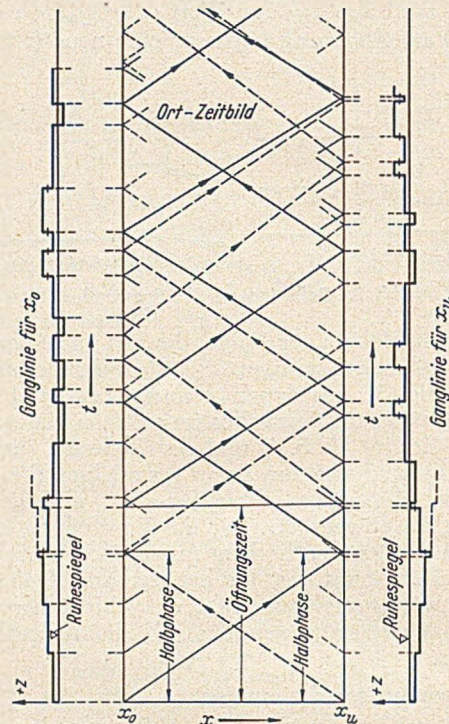


Abb. 14. Allmähliche Belastung. Öffnungszeit größer als Dauer der Halbphase.

sondern die Spiegelbewegung wird durch die jeweilige Gegenwelle unterbrochen und begrenzt. In Haltungen mit schwierigen hydraulischen Verhältnissen kann diese Art der Wellenbewegung künstlich herbeigeführt werden, indem den Kraftwerken eine Mindestöffnungszeit vorgeschrieben wird. (Schluß folgt.)

Literatur.

1. A. Ludin: Die Wasserkräfte. S. 525, Berlin 1913.
- A. Ludin: Die Durchlaufspeicherung in Kraftstafelflässen. Schweiz. Wasserwirtschaft 1924/25. Diese Arbeit bringt — lt. freundl. Mitteilung von Prof. Ludin — den wesentlichen Inhalt eines Gutachtens, das durch ihn etwa 1920 im Auftrag des Neckarkanalvereins erstattet wurde.
- A. Ludin: Fortschritte in der Durchlaufspeicherung. Schweiz. Wasserwirtschaft 1931.
2. H. Favre: Etude théorique et expérimentale des ondes de translation dans les canaux découverts. Paris 1935.
3. J. Frank u. J. Schüller: Schwingungen in den Zuleitungs- und Ableitungskanälen von Wasserkraftanlagen. Berlin 1938.
4. A. Craya: Calcul graphique des régimes variables dans les canaux. La Houille Blanche, November 1945.
5. Ch. Jaeger: Technische Hydraulik. Basel 1949.

CHROMOXYDHYDRATGRÜN

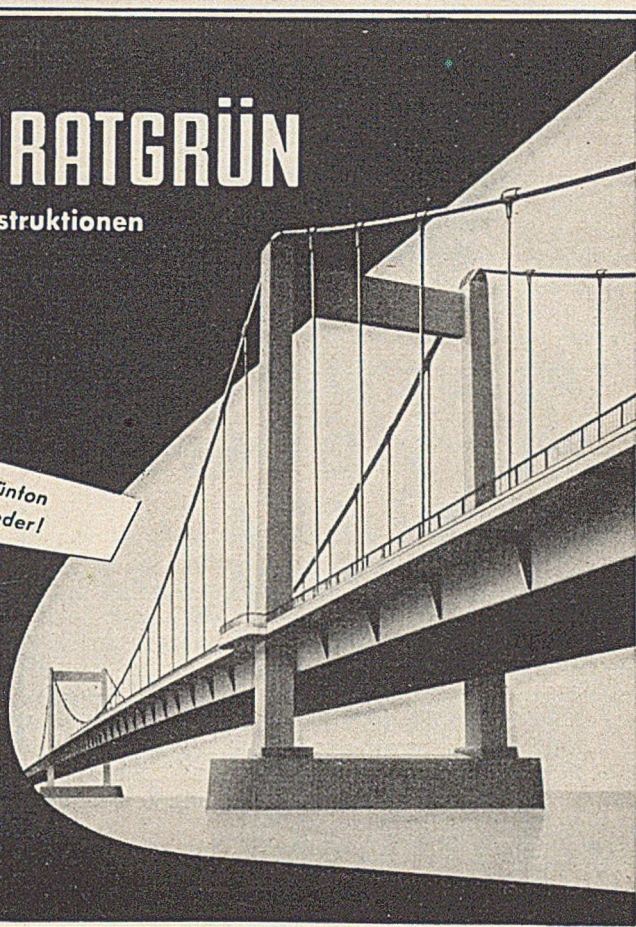
Das bewährte Pigment für alle Eisenkonstruktionen

Licht-, wetter-, alkali-, kalk- und zementecht.
Säurebeständig und völlig wasserecht.

*Der reine leuchtende Grünton
erfreut das Auge immer wieder!*



FARBENFABRIKEN BAYER
VERKAUF CHEMIKALIEN
LEVERKUSEN



Der Grundbau

Handbuch für Studium und Praxis

Von

Dipl.-Ing., Dr. techn., Dr.-Ing. h. c.

Armin Schoklitsch

Professor der Universidad Nacional de Tucumán, Argentinien

Zweite, neubearbeitete Auflage

Mit 782 Abbildungen und 43 Zahlentafeln. XII,
457 Seiten. 1952. Ganzleinen DM 87,—

SPRINGER-VERLAG / WIEN



PFAHL-GRÜNDUNG

SYSTEM BRECHTEL

JOHANNES BRECHTEL

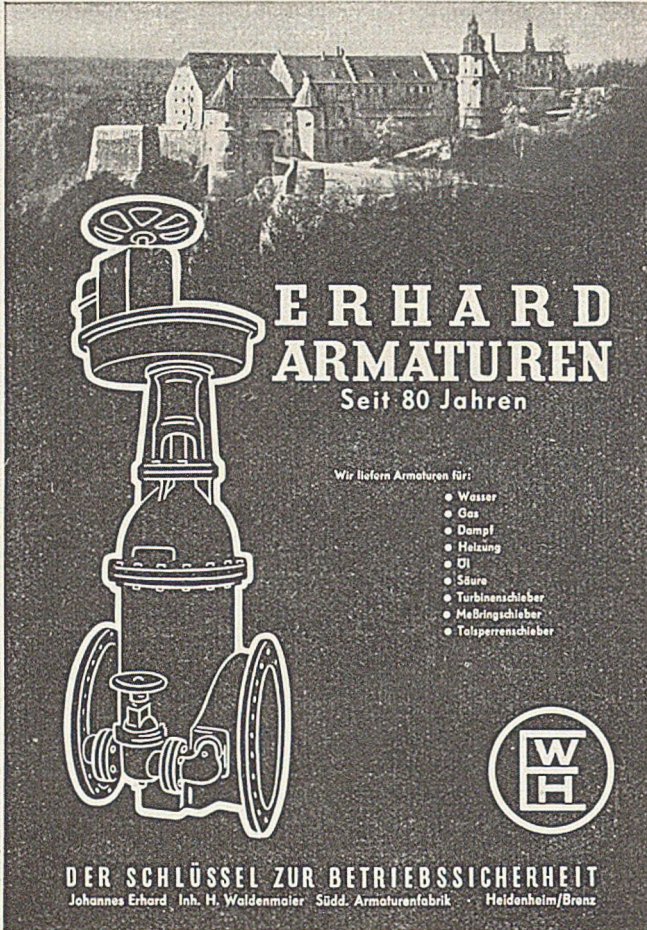
LUDWIGSHAFEN AM RHEIN · TEL. 62828 / 29

**DER
FACHMANN
KENNT**

**PLASTIMENT
PLASTOCRETE
BINDA
BETOWA
ANTISOL**

VACUUM CONCRETE VERFAHREN
(General-Vertretung für das Bundesgebiet)

PLASTIMENT GMBH.
KARLSRUHE · POSTFACH 200 · TELEFON 9644




**ERHARD
ARMATUREN**
Seit 80 Jahren

Wir liefern Armaturen für:

- Wasser
- Gas
- Dampf
- Heizung
- Öl
- Säure
- Turbinenschieber
- Maßbringschieber
- Talsperrenschieber

DER SCHLÜSSEL ZUR BETRIEBSSICHERHEIT
Johannes Erhard · Inh. H. Waldenmaier · Südd. Armaturenfabrik · Heidenheim/Brenz



MENCK-Mitteilung

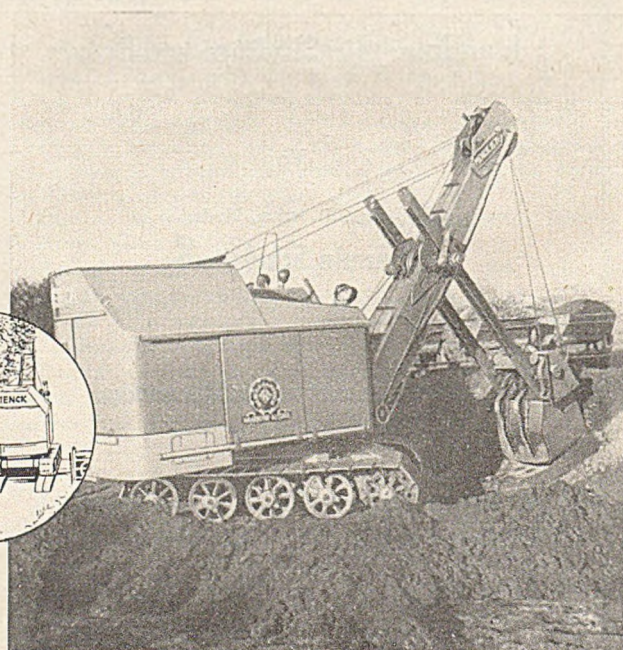
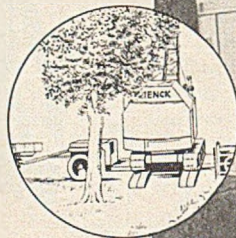
Hamburg-Altona, Februar 1953

Innerhalb von 3 Jahren ist der Menck-Bagger M 75 auf dem Bauparkt zu einem festen Begriff geworden. Dennoch wird auch dieses moderne, leistungsfähige Gerät ständig auf die neuesten technischen Erkenntnisse abgestimmt; die „Bauart 1953“ zeigt dieses eindeutig. Der Bagger hat jetzt 5 Achsen und dadurch noch bessere Standfestigkeit sowie beim Fahren einen Flächendruck von nur 0,67 kg/cm². Er ist damit nun erst recht das Universalgerät für jede Baustelle geworden.

Der wirtschaftliche Einsatz eines Baggers ist aber auch abhängig von seiner Verladbarkeit. Und gerade für den Transport hat der Menck M 75 die richtigen Abmessungen. Er ist nur 2,90 m breit und wiegt gut 20 Tonnen. Mit Tiefladewagen wird er, auch auf Nebenstraßen, einsatzfertig bis an die Baustelle transportiert.

Menck - Bagger, durch Qualität weltbekannt!

MENCK & HAMBROCK GMBH



Wellen, Wind und Häfen.

Von Prof. Dr.-Ing. Otto Kirschmer, Gustavsborg.

Übersicht. Ausgehend von der klassischen Theorie der Meereswellen wird deren Nutzen für die Probleme der Praxis dargelegt. Das Beispiel der Wellenenergie zeigt, wie man diejenigen Stellen einer Küste, die dem Wellenangriff besonders ausgesetzt sind, von vornherein bestimmen kann. Amerikanische Studien zur Vorhersage von Wellen auf Grund der Wetterkarte. Modellversuche.

I. Einteilung der Wellen. Kennzeichen der Meereswellen.

Wellen auf freien Wasserflächen kann man auf Grund ihrer Periode T , d. i. der Zeit für den Durchgang von zwei aufeinanderfolgenden Wellenbergen gegenüber einem festen Standort, in folgende Gruppen einteilen:

Tabelle 1 (Wellenspektrum).

Bezeichnung der Wellen	erzeugt durch	Periode
Kapillar- (Kräusel-) Wellen	Wind	bis 0,1 s
Ultra-Schwerewellen	Wind	0,1 bis 1 s
Schwerewellen	Wind und Sturm	1 bis 30 s
Infra-Schwerewellen	Auswirkungen d. Brandungszone	30 s bis 5 min
Wellen von langer Periode	schwere Stürme (Orkan, Taifun) Erd- u. Seebeben	5 min bis 12 h
Gezeitenwellen	Sonne und Mond	12 bis 24 h
Wellen von sehr langer Periode	jahreszeitliche und klimatische Zyklen; Auswirkungen ferner Stürme u. a.	24 h und mehr

Zur letzten Gruppe vorstehender Tabelle gehören Wellen besonderer Art, z. B. die im Genfer See zuerst beobachteten Seiches. Darunter versteht man eine Wellen-

tude macht man sich häufig übertriebene Vorstellungen: aus Mangel an Vergleichsmöglichkeit auf der offenen See neigt man dazu, sie zu hoch einzuschätzen. Die sog. „hauhothen Wellen“ kommen in Wirklichkeit äußerst selten vor. In der Nähe von Helgoland liegen die größten beobachteten Wellenhöhen bei $h=5$ m; im Atlantik sind sie etwa 12 bis 13 m und im Pazifik etwa 18 m. Die bisher mit Sicherheit gemessenen größten Wellenhöhen auf dem freien Ozean überschreiten die 20-m-Grenze nicht.

Ein weiteres Kennzeichen von Wellen ist deren Fortschrittsgeschwindigkeit (Wellengeschwindigkeit):

$$c = \frac{L}{T} \quad [m \cdot s^{-1}] \quad (1)$$

Hierzu ist noch eine Bemerkung nötig. Bei flüchtiger Beobachtung hat man den Eindruck, als würden die einzelnen Teilchen einer Welle mit ihr wandern. In Wirklichkeit führen die Partikel ebene Bewegungen durch, und zwar so, daß die einzelnen Wasserteilchen wieder annähernd in ihre Ausgangslage zurückkehren (einfachste Annahme: Orbitalbewegung, d. s. Kreisbahnen um unveränderliche Mittelpunkte, Abb. 1 und 2). Durch aufgelegte Schwimmkörper kann man sich von diesen Bewegungen überzeugen. Die Wellengeschwindigkeit c ist also nicht etwa die Geschwindigkeit materieller Punkte, d. h. der Wasserteilchen, sondern die Schnelligkeit, mit der sich die ganze Erscheinung (die wohl definierte Oberflächenform) fortpflanzt.

Eine genauere Betrachtung ergibt, daß sich die Wasserteilchen beim Durchlaufen ihrer kreisähnlichen Bahnen tat-

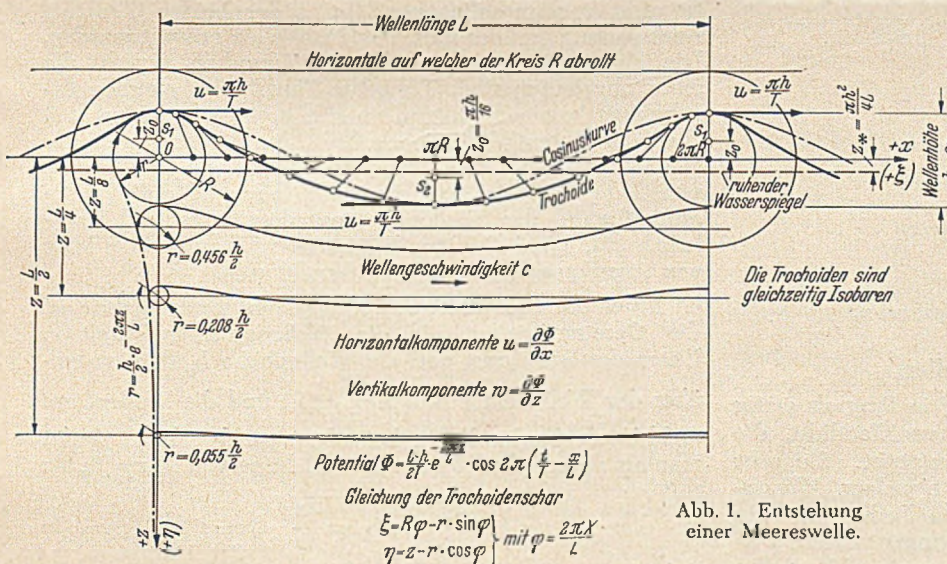


Abb. 1. Entstehung einer Meereswelle.

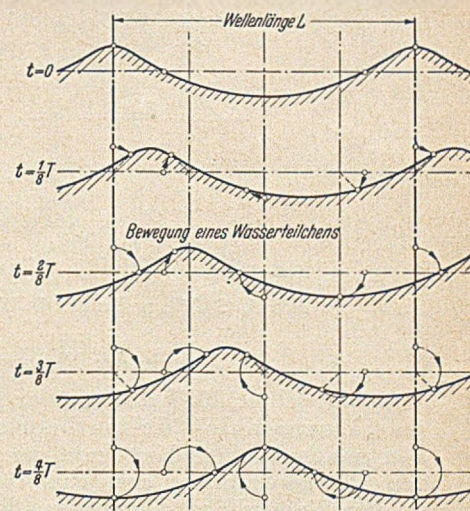


Abb. 2. Zeitlicher Ablauf der Wellenbewegung.

bewegung, bei welcher der ganze See langsam um eine Achse schwingt. Die Erscheinung der Seiche macht sich auch in manchen Hafenbecken (z. B. an der westafrikanischen Küste) unangenehm bemerkbar.

In dieser Arbeit sollen nur die Schwerewellen mit Perioden von 1 bis 30 s (Meereswellen im engeren Sinn), ihre Entstehung durch meteorologische Einflüsse (Wind) sowie deren Auswirkung auf die Küstenerosion und die Anlage von Häfen behandelt werden.

Kennzeichen von Meereswellen sind außer der Periode T [s] auch deren Reziprokwert, die Frequenz f [s^{-1} =Hz], ferner die Wellenlänge L [m], gemessen von Wellenberg zu Wellenberg, und die Wellenhöhe (Amplitude) h [m], d. i. der Höhenunterschied zwischen Wellenberg und Wellental (Abb. 1). Von der Größe der Ampli-

sächlich ein kleines Stück in Richtung des Wellenfortschritts mit der näherungsweise Geschwindigkeit:

$$u_1 = \left(\frac{\pi \cdot h}{L} \right)^2 \cdot c \quad (2)$$

vorwärts bewegen (Abb. 3) und damit einen Massentransport durchführen (Erklärung für das Anschwemmen von Strandgut).

Die Geschwindigkeit u_1 ist vom Quadrat des Wertes:

$$\delta = \frac{h}{L} \quad [0] \quad (3)$$

abhängig, der ein besonders wichtiges Merkmal von Meereswellen ist.

Man nennt δ die Steilheit der Welle. Ist ein kritischer wert δ_{kr} erreicht (theoretisch nach Stokes: $\delta_{kr} = 1/7$; prak-

tischer Wert: $\delta_{kr} = 1/10$, so beginnt der Wellenkamm zu schäumen und sich zu überschlagen — die Welle wird instabil und brandet (Abb. 4). Diese Erscheinung zeigt sich besonders in Küstennähe, wenn die Wellentäler infolge des seichter werdenden Wassers „den Boden fühlen“, während die Wellenberge noch ungehindert weiter wandern. Dadurch wird die Welle in dem Sinn verzerrt, daß sich die Wellenhöhe h vergrößert und die Wellenlänge L verkleinert.

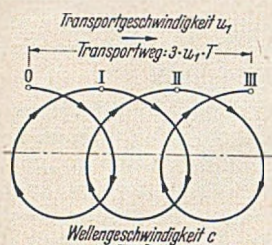


Abb. 3. Fortschreiten eines Wasserteilchens bei Wellenbewegung.

Dieser Vorgang ist zu erwarten, wenn die Wassertiefe H gleich oder kleiner als die halbe Wellenlänge $L/2$ geworden ist. Nach erfolgter Brandung bildet sich bei flachen Küsten eine neue, für die gegebenen Verhältnisse wieder stabile Welle aus, die bei weiterer Annäherung an den Strand nochmals branden kann. Bei sandigen Flachküsten hat die Brandung einen wesentlichen Einfluß auf deren Gestalt (Abb. 5). Näherungsweise kann man die Brandungszone dort annehmen, wo $H \approx 1,3 h$ geworden ist.

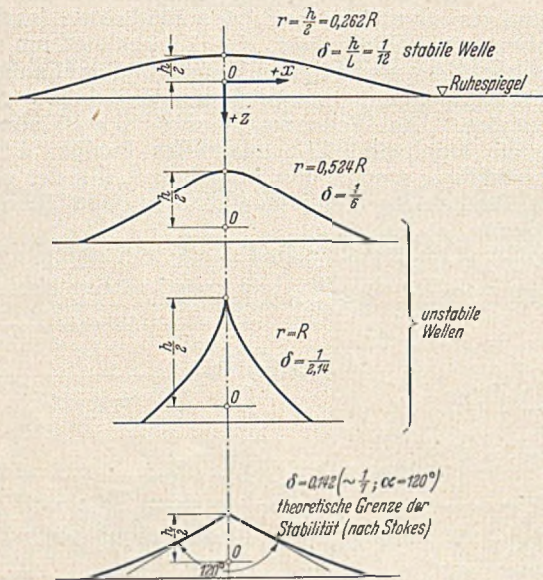


Abb. 4. Stabile und instabile Wellenformen.

II. Theorie der Meereswellen.

1. Im Jahre 1804 hat Gerstner [1] in Prag als erster die „Trochoidale¹ Wellentheorie“ veröffentlicht, die sehr anschaulich und heute noch anerkannt ist. Sie geht von der Beobachtung aus, daß die einzelnen Wasserteilchen Kreisbahnen durchlaufen, deren Radien mit der Tiefe rasch abnehmen. Ferner wird angenommen, daß alle Teilchen in verschiedenen Tiefen längs einer Vertikalen in gleicher Phase stehen, also gleiche Winkelgeschwindigkeit haben. Auf induktivem Wege ergeben sich dann: Wellenform, Abnahme der Bewegung mit der Tiefe usw. Die Theorie von Gerstner wurde später insbesondere von Airy [2] und Gaillard [3] weiterentwickelt. Der Mangel der Theorie liegt darin, daß sich bei dieser nicht wirbelfreien Bewegung ein Wirbel ergibt, der falsches Vorzeichen hat.

2. Im Jahre 1847 brachte der englische Physiker Stokes [4] eine neue Wellentheorie, bei der alle wesent-

¹ Die Trochoide gehört zur Gruppe der Zykloiden (Radkurven). Sie ist diejenige Kurve, die ein Punkt auf der Speiche eines Rades im Abstand r vom Mittelpunkt beschreibt, wenn das Rad (Halbmesser R), ohne zu gleiten, auf einer Geraden abrollt (Abb. 1 u. 4). Für $r = R$ ergibt sich die gewöhnliche Zykloide.

lichen Größen auf deduktivem Wege von einem Geschwindigkeitspotential:

$$\Phi = \frac{L \cdot h}{2 T} \cdot e^{-2\pi \cdot \frac{z}{L}} \cdot \cos 2\pi \left(\frac{t}{T} - \frac{x}{L} \right) \quad (4)$$

abgeleitet werden. Eine diesem Potential gehorchende Bewegung ist definitionsgemäß wirbelfrei. Daß diese Voraussetzung auch in der Wirklichkeit (zumindest mit genügender Näherung) zutrifft, bestätigen nicht nur der zwanglose Übergang vom wirbelfreien Zustand der Ruhe in die Wellenbewegung und der Einfluß der Erdschwere (Potential), sondern es sprechen auch andere Beobachtung-

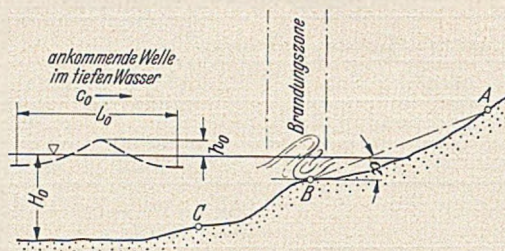


Abb. 5. Auftreffen von Wellen auf eine Sandküste.

Die Küste besteht aus zwei Zonen: CB Unterwasserteil (beach shelf); B Wendepunkt (step); BA Oberwasserteil (upper beach); A höchster von den Wellen erreichter Punkt; α Küstenwinkel.

gen für die Zulässigkeit der angenommenen Reibungs- und Wirbelfreiheit: man hat im Pazifik Wellen verfolgt, die nach Verlassen des sie erzeugenden Sturmgebietes in zehn Tagen 5000 Seemeilen (rd. 9300 km) durchliefen, ohne ganz abzuklingen.

Vom Standpunkt der Praxis aus sind beide Theorien gleichwertig, da sie zu denselben Ergebnissen führen. Dies ist nicht verwunderlich, weil keine der beiden Theorien Rechenschaft darüber gibt, wie die Wellen erzeugt wurden. Die Unterschiede gehen also auf Ursachen zurück, die schon abgelaufen sind. Da beide Theorien zu gleichen Ergebnissen kommen, stützen sie sich gegenseitig. Man gibt aber der Potentialtheorie deshalb den Vorzug, weil sie weitergehende Schlußfolgerungen erlaubt als die Theorie von Gerstner. Ergänzend sei noch bemerkt, daß die Potentialtheorie der Wellen insbesondere von Lord Rayleigh [5], Levi-Civita [6], Struik [7] und neuerdings von amerikanischer Seite ausgebaut wurde.

Eines der wichtigsten Ergebnisse der Wellentheorie ist die Gesetzmäßigkeit für die Wellengeschwindigkeit c . Unter der Annahme, daß die Wellenhöhe h klein gegenüber der Wellenlänge L ($h \leq \frac{L}{100}$) ist und die Wellenform (Bild 1) als Kosinuskurve betrachtet werden kann, findet man als allgemeine Lösung die Gleichung von Airy [8; 9]:

$$c = \sqrt{\frac{g \cdot L}{2\pi} \cdot \tanh 2\pi \frac{H}{L}} \quad [\text{m} \cdot \text{s}^{-1}]; \quad (5)$$

g ist die Erdbeschleunigung [$\text{m} \cdot \text{s}^{-2}$], H [m] die Wassertiefe und \tanh der hyperbolische Tangens.

In Gl. (5) sind zwei Grenzfälle enthalten:

- a) Welle im tiefen Wasser, d. h. L ist klein gegenüber H . Der Betrag von $\tanh 2\pi \frac{H}{L}$ nähert sich bei wachsendem $\frac{H}{L}$ schnell dem Wert eins. Dann geht Gl. (5) über in die Gleichung von Green:

$$c = \sqrt{\frac{g \cdot L}{2\pi}} = 1,250 \cdot \sqrt{L} \quad [\text{m} \cdot \text{s}^{-1}], \quad (6)$$

und zwar gültig für:

$$\frac{H}{L} \geq \frac{1}{2}$$

b) Welle im seichten Wasser, wenn L groß ist gegenüber H . Der hyperbolische Tangens kann in diesem Fall näherungsweise durch das Argument $2\pi \cdot \frac{H}{L}$ ersetzt werden, so daß man erhält:

$$c = \sqrt{g \cdot H} = 3,132 \cdot \sqrt{H} \quad [\text{m} \cdot \text{s}^{-1}], \quad (7)$$

gültig ab:

$$\frac{H}{L} \leq \frac{1}{25}$$

Im Zwischenbereich $\frac{1}{25} \leq \frac{H}{L} \leq \frac{1}{2}$ muß im allgemeinen auf die ausführliche Gl. (5) zurückgegriffen werden. Für die Verhältnisse im tiefen Wasser gibt Abb. 6 die Abhängig-

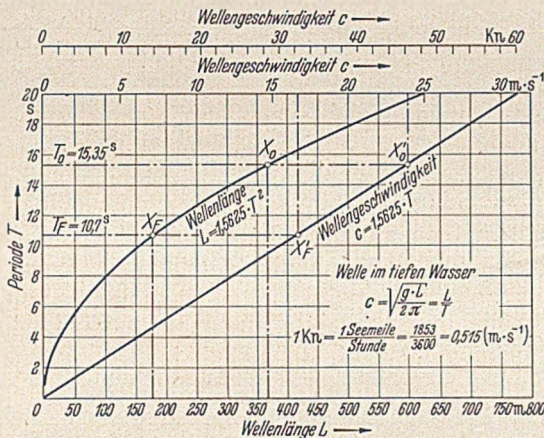


Abb. 6. Wellenlänge und Wellengeschwindigkeit in Abhängigkeit von der Periode.

keit der Wellenlänge und Wellengeschwindigkeit von der Periode wieder.

Im einzelnen sind noch folgende Bemerkungen zu machen:

1. Im Gegensatz zu den Schallwellen ist die Fortschrittsgeschwindigkeit der Meereswellen im tiefen Wasser von der Wellenlänge abhängig (Dispersion): lange Wellen laufen schneller als kurze. Trifft eine lange Welle auf eine Gruppe kurzer Wellen (häufige Erscheinung im Mittelmeer), so werden die kurzen von der langen Welle auf den Rücken genommen und bleiben gegen diese zurück.

2. In Gl. (5) bis (7) ist die Oberflächenspannung vernachlässigt. Ist C die Kapillarkonstante $[\text{kg} \cdot \text{m}^{-1}]$ und ρ die Dichte $[\text{kg} \cdot \text{s}^2 \cdot \text{m}^{-4}]$, so lautet der vollständige Ansatz:

$$c^2 = \left(\frac{g \cdot L}{2\pi} + \frac{2\pi \cdot C}{\rho \cdot L} \right) \cdot \tanh 2\pi \cdot \frac{H}{L}. \quad (8)$$

Das zweite Glied in der Klammer ist im allgemeinen vernachlässigbar; es überwiegt aber bei sehr kleinen Wellenlängen (Grenzwert $L_k = 1,72$ [cm] entspr. $c_k = 23,3$ $[\text{cm} \cdot \text{s}^{-1}]$). Wellen, deren Länge kleiner als L_k ist, nennt man Kapillarwellen.

3. Bei Wellen in seichtem Wasser gehen die Kreisbahnen der Wasserteilchen in Ellipsen über, deren große Achse horizontal liegt. Im Grenzfall erhält man eine geradlinige Hin- und Herbewegung.

4. Gl. (7) gilt auch für den Fall, daß sich eine Einzelwelle fortbewegt. In diese Gruppe gehören die Gezeitenwellen (Abb. 7) und Schwallwellen. Letztere entstehen z. B. in einem Kraftwerkskanal, wenn die Turbinen plötzlich abgeschaltet werden.

Die Theorien von Gerstner und Stokes bringen als weiteres Ergebnis, daß die Radien der Kreisbahnen der Partikel längs einer Lotrechten mit wachsender Tiefe nach dem Exponentialgesetz:

$$r = \frac{h}{2} \cdot e^{-2\pi \cdot \frac{z}{L}} \quad (9)$$

sehr rasch abnehmen. Für die Oberfläche ($z=0$) ist $r = \frac{h}{2}$; in einer Tiefe gleich der halben Wellenlänge wird $r = 0,055 \cdot \frac{h}{2}$, d. h. die Wellenbewegung ist dort schon abgeklungen. Man erkennt daraus, daß die Wellenbewegung nur die Wasserteilchen auf und dicht unter der Oberfläche erfaßt. Schon in geringer Tauchtiefe spürt z. B. ein U-Boot die Wellen der Oberfläche nicht mehr.

Bei der mathematischen Behandlung des Problems legt man das Koordinatensystem zweckmäßig so, daß die x -Achse mit der Verbindungsgeraden der Mittelpunkte jener Kreisbahnen zusammenfällt, welche die Teilchen an der Oberfläche beschreiben. Es ist zu beachten, daß die



Abb. 7. Bore (Springflut) auf dem Tientang-an bei Hang-tschou (China). Höhe der Flutwelle: rd. 4 m. (Aufnahme: Prof. Dr. K. Hahn, Ostern 1937.)

x -Achse nicht mit dem ruhenden Wasserspiegel zusammenfällt, aus dem die Wellenbewegung hervorgegangen ist. Nach der Kontinuitätsbedingung ist der Ruhespiegel die mittlere Höhe der Trochoide; er liegt deshalb um den Betrag:

$$z_0 = \frac{\pi \cdot h^2}{4L} \quad [\text{m}] \quad (10)$$

unterhalb der x -Achse.

Die gleichförmig gedachte Geschwindigkeit der Wasserteilchen ist:

$$v = \frac{2\pi r}{T} \quad [\text{m} \cdot \text{s}^{-1}]. \quad (11)$$

Auf den Wellenbergen und in den Wellentälern verläuft sie horizontal und ergibt mit Gl. (9) für die Oberfläche ($z=0$; $r = \frac{h}{2}$) den Wert:

$$u = \frac{\pi \cdot h}{T} \quad [\text{m} \cdot \text{s}^{-1}]. \quad (11a)$$

Dabei ist u auf den Wellenbergen im Sinne der Wellengeschwindigkeit gerichtet, in den Wellentälern aber entgegengesetzt. Läßt man das Bezugssystem mit der Welle fortschreiten, so wird das Problem stationär. Die Geschwindigkeit auf dem Wellenberg ist dann: $c - \frac{u \cdot h}{T}$ und im Wellental: $c + \frac{u \cdot h}{T}$.

III. Interferenz, Brechung und Reflexion von Wellen.

Diese aus der Akustik und Optik bekannten Erscheinungen finden eine Analogie bei Wasserwellen, wenn sie sich überlagern, auf Hindernisse (Küste, Kaimauern) stoßen oder in anderer Weise beeinflußt werden (Wellenbrecher, Hafeneinfahrten). Im folgenden seien einige Beispiele genannt:

1. Es sollen sich zwei Wellen von gleicher Amplitude h und etwas verschiedener Wellenlänge L und L' überlagern (Abb. 8). In diesem Fall tritt eine Schwebung auf, d. h. die beiden Wellen verstärken sich anfangs zur doppelten Amplitude, schwächen sich dann bis auf den Wert Null ab

und schwellen anschließend wieder an. Durch die Nullwerte wird die ganze Erscheinung in einzelne Wellengruppen zerlegt, die nach dem Gesetz von Rayleigh [10] mit der Gruppengeschwindigkeit:

$$c_g = c - L \cdot \frac{\partial c}{\partial L} = \frac{c}{2} \left[1 + \frac{4\pi \cdot \frac{H}{L}}{\sinh 4\pi \cdot \frac{H}{L}} \right] \quad (12)$$

fortschreiten. Bei Wellen im tiefen Wasser ist nach Gl. (6): $L \cdot \frac{\partial c}{\partial L} = \frac{c}{2}$, h. die Wellenzüge wandern mit der halben Wellengeschwindigkeit, während sich die Wellenköpfe in einer solchen Gruppe weiterhin mit der vollen Schnellig-

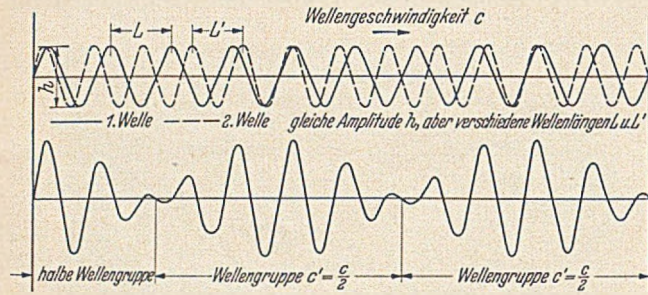


Abb. 8. Überlagerung von zwei Wellen mit gleicher Amplitude h , aber etwas verschiedener Wellenlänge L und L' (Schwebung).

keit c fortbewegen. Dies hat zur Folge, daß sich am hinteren Ende einer Gruppe immer neue Wellen bilden, am vorderen Ende dagegen verschwinden. Man kann diese Erscheinung deutlich beobachten, wenn man einen Stein in ruhendes Wasser wirft. Die Störungsstelle wirkt dabei als „Quelle“, die theoretisch eine unendliche Reihe von Wellen aussendet.

Bei Wellen im seichten Wasser ist nach Gl. (7): $L \cdot \frac{\partial c}{\partial L} = 0$ und damit die Gruppengeschwindigkeit $c_g = \sqrt{g \cdot H}$, d. h. sie ist gleich der Wellengeschwindigkeit c . Bei Meereswellen treten Schwebungen dauernd auf, da immer Wellen verschiedener Abmessungen gleichzeitig nebeneinander vorhanden sind.

2. Läuft eine Welle auf die Küste zu, so ändert sie außer ihrer Steilheit δ auch ihre Richtung. Dort, wo die Welle den Boden „fühlt“, wird sie gebremst. Die Folge ist, daß sich die Welle dreht und ihre Form der Gestalt des Meeresbodens anpaßt (Brechungsvorgang). Darüber ist im folgenden Abschnitt noch näher die Rede. Nehmen die Wassertiefen vom Ufer aus schnell zu, so haben die ankommenden Wellenzüge keine Möglichkeit mehr, sich nach der Uferlinie auszurichten: sie treffen dann schräg auf die Küste auf und können starke Zerstörungen hervorrufen.

3. Ein weiteres Beispiel der Brechung von Wellen ist ihr Zusammentreffen mit Strömungen (Gezeitenstrom, Golfstrom, Küstenströme). In Abb. 9 ist angenommen, daß eine Welle mit der ursprünglichen Geschwindigkeit c_0 bei AA' (Unstetigkeit!) unter dem Winkel α auf eine Meeresströmung von der Geschwindigkeit u treffe. Die Wellenfront B_0B_1 wird in die Form B_0B_2 umgelenkt. Aus den geometrischen Beziehungen a) und b) in Abb. 9 und mit Hilfe von Gl. (6) ergibt sich der Brechungswinkel β zu:

$$\sin \beta = \frac{c_0 \cdot \sin \alpha}{(c_0 - u \cdot \sin \alpha)^2} = \frac{\sin \alpha}{(1 - m \cdot \sin \alpha)^2} \quad (13)$$

wenn man $\frac{u}{c_0} = m$ setzt. Gl. (13) besagt, daß es für jeden positiven Wert von m einen kritischen Wert α gibt, bei dem $\beta = 90^\circ$ wird [11]. Bei größerem α wird die Welle am Strom reflektiert. Analoge Betrachtungen gelten auch für negative Werte von m , d. h. für den Fall, daß Wellen- und Strömungsrichtung entgegengesetzt sind. Das Zusammen-

spiel von Wellen und sandführenden Küstenströmen interessiert besonders im Hinblick auf die möglichen Ablagerungen. Eine genaue Kenntnis der Vorgänge ist nötig, ehe man sich z. B. für die Anlage eines Hafens entschließt.

4. Trifft eine Welle auf eine Hafenmauer, so wird sie dort reflektiert. Die ankommende und reflektierte Welle überlagern sich mit dem Ergebnis, daß eine sehr unruhige, plätschernde Wasseroberfläche entsteht, die man als „kabelige See“ oder Kabbelung (clapotis) bezeichnet. Man kann auch diesen Fall theoretisch erfassen, indem man zwei Geschwindigkeitspotentiale überlagert:

$$\Phi = \Phi_1 + \Phi_2.$$

Das Potential der ankommenden Welle Φ_1 ist durch Gl. (4) gegeben, dasjenige der reflektierten Welle durch ein Potential Φ_2 , das negativ ist und als Unterschied gegen-

über Φ_1 das Argument: $\frac{t}{T} + \frac{x}{L}$ hat (Analogie zu reflektierten Wellen beim Druckstoß). Die Errechnung der Bahnkurve der schwingenden Wasserteilchen führt auf gerade Linien, von denen die horizontale Richtung (Schwingungs-

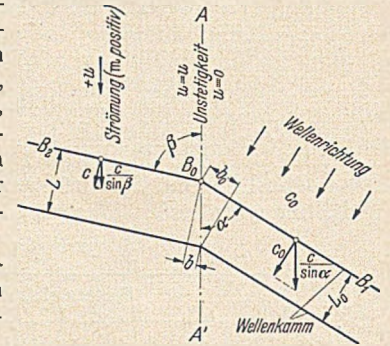


Abb. 9. Brechung eines Wellenzuges an einer Strömung. Änderung der Wellenlänge:

$$a) \frac{L_2}{\sin \alpha} = \frac{L}{\sin \beta}.$$

Geschwindigkeits-Komponenten in Richtung $+u$:

$$b) \frac{c_2}{\sin \alpha} = u + \frac{c}{\sin \beta}.$$

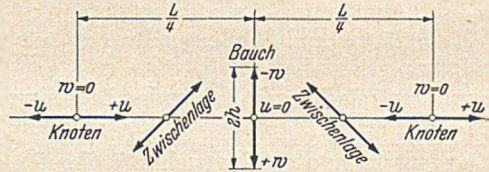


Abb. 10. Schwingungsvorgang bei Kabbelung (clapotis).

knoten) und die vertikale (Schwingungsbäuche) ausgezeichnet sind (Abb. 10). Die größte Geschwindigkeit ist in beiden Fällen:

$$\max u = \max w = \frac{2\pi \cdot h}{T} \quad (14)$$

also doppelt so groß wie bei jeder einzelnen Welle. Die Amplitude des Ausschlags nach beiden Seiten von der Ruhelage ergibt sich in Analogie zu Gl. (9) als:

$$2 \cdot h \cdot e^{-2\pi \cdot \frac{z}{L}} \quad (15)$$

und ist damit für die Oberfläche ($z=0$): $2 \cdot h$. Kabbelung bedeutet also eine Verstärkung der Wellenwirkung.

Die bisherigen Betrachtungen mögen mit dem Hinweis abgeschlossen werden, daß die klassische Hydrodynamik [8] dasjenige Hilfsmittel ist, dessen man sich bei der theoretischen Behandlung der grundsätzlichen Probleme der Wellenbewegung bedienen muß. Hier liegt auch einer jener Fälle vor, in denen die theoretisch gewonnenen Ergebnisse mit der Beobachtung gut übereinstimmen. In der Natur sind allerdings die Probleme durch Überlagerung verschiedener Einflüsse manchmal so verwickelt, daß eine Behandlung nach den Regeln der Eulerschen Hydrodynamik — auch unter vereinfachenden Annahmen — nicht mehr zum Ziel führt. Die Theorie muß dann durch Beobachtungen in der Natur und insbesondere durch Modellversuche ergänzt oder ersetzt werden.

IV. Wellenenergie.

Jede Welle besitzt einen gewissen Energiebetrag, der aus einem potentiellen und kinetischen Anteil besteht. Unter Wellenenergie versteht man die mittlere Energie E

über eine Wellenlänge. Sie zu kennen, ist für die Praxis wichtig, weil man daraus die Erosionsgefahr für die Küste und die Beanspruchung von Kunstbauten (Wellenbrechern, Spundwänden, Hafentmolen u. a.) ermitteln kann. Die potentielle Energie E_p rührt davon her, daß sich die Wasserteilchen einer Welle teils über, teils unter dem Wasserspiegel der Ruhelage befinden; die kinetische Energie E_k ist die Bewegungsenergie der Wasserteilchen. Es läßt sich nachweisen, daß die beiden Teilbeträge E_p und E_k einander gleich sind. Die Wellenenergie E entspricht also dem doppelten Betrag des potentiellen Anteils:

$$E = 2 \cdot E_p = 2 \gamma \cdot V \cdot z_0 \quad [\text{m kg}] \quad (16)$$

Darin bedeuten γ das spez. Gewicht $[\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}]$ und V das Volum $[\text{m}^3]$ zwischen dem Wellenprofil und dem Ruhespiegel — genommen über eine ganze Wellenlänge; z_0 $[\text{m}]$ ist der Abstand des jeweils im Schwerpunkt vereinigt gedachten positiven bzw. negativen Volumanteils $V/2$ vom Ruhespiegel.

Ersetzt man zur Vereinfachung die Trochoide durch eine Kosinuskurve (Abb. 1), so ist deren Gesamtvolum über die Wellenlänge L :

$$\left\{ \begin{aligned} V &= \frac{L \cdot h \cdot b}{\pi} \quad (b \text{ längs des Wellenkammes gemessen), \text{ und:} \\ z_0 &= \frac{\pi \cdot h}{16}. \end{aligned} \right.$$

Damit ergibt sich die Wellenenergie zu:

$$E = 2 \cdot \gamma \cdot \frac{L \cdot h \cdot b}{\pi} \cdot \frac{\pi \cdot h}{16} = \frac{1}{8} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot L \cdot b \quad [\text{mkg}]. \quad (17)$$

Die Wellenenergie hängt also entscheidend von der Wellenhöhe h ab. Bei Wellenzügen, die sich dem Ufer nähern und allmählich der Strandlinie anpassen, kann man durch Orthogonale zu den Wellenfronten Gebiete gleichen sekundlichen Energietransportes (gleicher Energieströmung) abgrenzen. Dividiert man zu diesem Zweck Gl. (17) durch die Periode T , so erhält man auf der rechten Seite die Wellengeschwindigkeit $\frac{L}{T} = c$. Wo sich die Wellen in Gruppen fortbewegen — was in der Regel der Fall ist — tritt an Stelle von c die Gruppengeschwindigkeit c_g , und es ergibt sich die Energieströmung:

$$N = \frac{E}{T} = \frac{1}{8} \gamma \cdot c_g \cdot h^2 \cdot b \quad [\text{m} \cdot \text{kg} \cdot \text{s}^{-1}], \quad (18)$$

wobei c_g nach Gl. (12) zu rechnen ist. Es ist nun zwischen zwei Orthogonalen:

$$h = h_0 \cdot \sqrt{\frac{c_{0g}}{c_g}} \cdot \sqrt{\frac{b_0}{b}} \quad [\text{m}]. \quad (19)$$

In dieser Formel ist $\sqrt{\frac{c_{0g}}{c_g}} = D$ ein dimensionsloser Faktor, der den Einfluß der Wassertiefe auf die Wellenhöhe berücksichtigt, während $\sqrt{\frac{b_0}{b}} = K_d$ dem Snellschen Brechungsindex entspricht. Abgekürzt wird also:

$$h = h_0 \cdot D \cdot K_d. \quad (19a)$$

Der Brechungsindex K_d ergibt sich auf Grund der geometrischen Beziehungen in Abb. 11. Der Einfachheit halber sind dort die Uferbegrenzung und die Schichtlinien des Bodens als gerade und zueinander parallele Linien angenommen. Denkt man sich zwei Orthogonale zu den Wellenkämmen gelegt, die gleiche Energieströmung N abgrenzen, so wird nach dem Brechungsgesetz:

$$\frac{c_g}{c_{0g}} = \frac{\sin \alpha}{\sin \alpha_0} = \frac{1}{D^2}. \quad (20)$$

In Tabelle 2 sind zugehörige Werte $\frac{H}{L_0}$ und D angegeben, so daß man nun für einen gegebenen Winkel α_0 ,

Tabelle 2 (nach [18])

$\frac{H}{L_0}$	0,002	0,005	0,01	0,0133	0,02	0,04	0,057	0,1	0,133	0,2	0,4
D	2,12	1,69	2,52	1,35	1,23	1,06	1,00	0,93	0,92	0,92	0,98

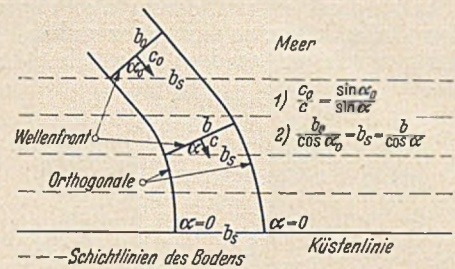


Abb. 11. Brechung einer Welle an der Küste.

unter dem die Welle vom offenen Meer her auf die Küstenlinie zukommt, den noch unbekanntem Wert a erhält.

Ferner ergibt sich damit die geometrische Beziehung:

$$K_d = \sqrt{\frac{b_0}{b}} = \sqrt{\frac{\cos \alpha_0}{\cos \alpha}}. \quad (21)$$

Ist z. B. $\frac{H}{L_0} = 0,01$, so wird nach Zahlentafel 2: $D = 2,52$. Mit $\alpha_0 = 45^\circ$ erhält man $a = 10,2^\circ$; $K_d = 0,846$ und $h = 1,69 \cdot h_0$.

Die durch die Formeln (19) bis (21) gegebenen Zusammenhänge zeichnet man sich zweckmäßig in Form eines Brechungsdiagrammes (Abb. 12) auf, wie es seit längerem in den Vereinigten Staaten von Amerika in Gebrauch ist

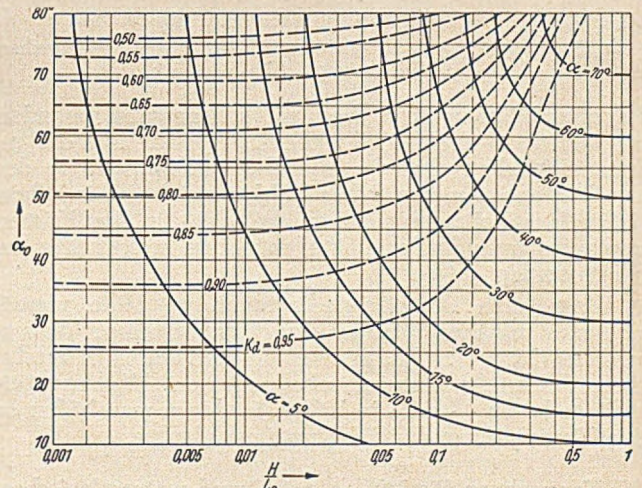


Abb. 12. Brechungsdiagramm.

Mathematische Beziehungen:

$$1) \frac{H}{L_0} = \frac{H}{L} \cdot \tanh 2,7 \frac{H}{L}, \quad 2) \frac{\sin a}{\sin \alpha_0} = \tanh 2,7 \frac{H}{L},$$

$$K_d = \sqrt{\frac{\cos^2 \alpha_0}{1 - \tanh^2 2,7 \frac{H}{L} (1 - \cos^2 \alpha_0)}}$$

[12]. Dieses Diagramm gibt die Möglichkeit, die Orthogonalen gleicher Wellenenergie für sämtliche Richtungen der ankommenden Wellen einzuzichnen. Im Energie-diagramm (Abb. 13) ist dies für die amerikanische Pazifikküste bei Long Beach [13] und Wellen aus Richtung $S 20^\circ O$ geschehen. Aus Abb. 13 erkennt man, daß sich die Orthogonalen für die genannte Wellenrichtung bei Punkt A — also an der Einfahrt zu Long Beach — wie in einem Brennpunkt zusammendrängen. Dies bedeutet, daß dort eine Anhäufung von Energie vorliegt und mit gefährlich hohen Wellen zu rechnen ist. Umgekehrt gehen die Orthogonalen bei B auseinander, was einer Energieverminderung entspricht. Abb. 13, die nachträglich konstruiert wurde, vermag die Beschädigung des Long-Beach-Wellenbrechers

in der Zeit vom 20. bis 24. April 1930 durch Wellen aus einem Sturmgebiet in Richtung SSO zu erklären.

Die Möglichkeiten, die das Brechungs- und Energiediagramm bieten, sind von größter praktischer Bedeutung für den Seebau und die Schifffahrt. Man ist jetzt in der Lage, für eine ganze Küste die Stellen größter Energiekonzentration zu ermitteln und daraus die Folgerungen zu ziehen: Man wird nicht nur zu vermeiden suchen, an solchen Stellen Häfen anzulegen, sondern man kennt damit auch

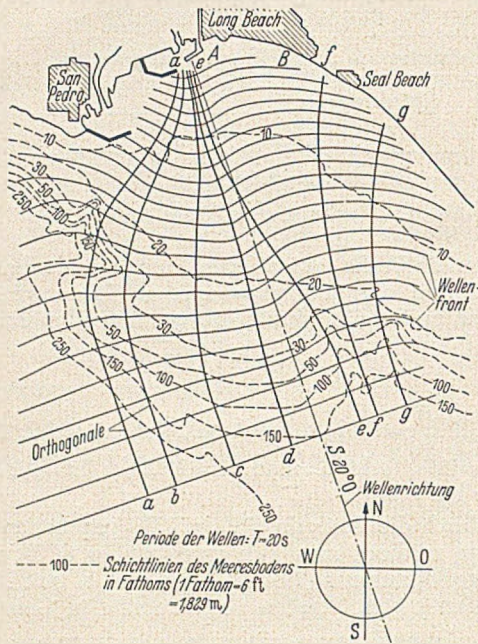


Abb. 13. Energiediagramm. Wellenangriff auf einen Wellenbrecher. Wellen aus S 20° O.

dieser Küstenstriche, die dem Wellenangriff besonders ausgesetzt sind und deshalb schutzbedürftig sind. Mit der genannten Methode hat die „Beach-Erosion-Board“ in den Ver. Staaten v. Amerika große Erfolge erzielt und in hohem Maße dazu beitragen können, daß die für den Küstenschutz aufzuwendenden Mittel möglichst zweckmäßig angelegt werden [14].

Wenn man das Energiediagramm zu Hilfe nimmt, wird sich mancher Einsturz von Spundwänden, Wellenbrechern, Molen u. dgl. nach einer Sturmflut rein mechanisch durch die Zusammenballung von Wellenenergie erklären lassen — auch in Fällen, in denen man bisher an eine Unterspülung durch Nehrströme glaubte.

V. Voraussagen für Wellen auf Grund meteorologischer Beobachtungen.

Ehe ein Brechungs- und Energiediagramm gezeichnet werden kann, muß man den Charakter der Wellen kennen, die sich vom offenen Meer her auf die Küste zu bewegen. Dazu sind systematische Wellenbeobachtungen in der Natur nötig. Es ist schon angedeutet worden, daß es schwierig ist, die Höhe und Länge der Wellen genau zu ermitteln. Am sichersten ist noch die Periode T zu erfassen, da man den Wellenrhythmus und damit die Frequenz $f=1/T$ ohne große Fehler erhält. Mit Hilfe der Periode T erhält man dann rechnerisch für tiefes Wasser:

$$\left. \begin{aligned} L_0 &= \frac{g}{2\pi} \cdot T^2 = 1,56 T^2 \\ c_0 &= \frac{L_0}{T} = 1,56 T \end{aligned} \right\} \quad (22)$$

Auf den ersten Blick scheint es ein aussichtsloses Unterfangen zu sein, aus Wellenbeobachtungen einen brauchbaren Mittelwert zu bilden, auf dem man die weiteren Betrachtungen aufbaut, weil die örtliche und zeitliche Verschiedenheit eine unübersichtbare Fülle von Variationen in sich birgt. Trotzdem gelingt es, Ordnung in die Vielfalt

der Erscheinungen zu bringen. Das Mittel dazu ist die über genügend lange Zeiträume sich erstreckende statistische Beobachtung.

Alle seefahrenden Völker haben schon frühzeitig Wellenbeobachtungen gemacht. Systematische Untersuchungen über eine längere Zeitdauer sind aber erst jüngeren Datums. Unter ihnen sind besonders die von 1908 an unter Leitung von Eckhardt [15] durchgeführten klassischen Wellenbeobachtungen auf Helgoland zu nennen, bei denen erstmals nach dem photogrammetrischen Verfahren gearbeitet wurde. Ferner sei in diesem Zusammenhang an die Fahrten des Vermessungsschiffes „Meteor“ im Atlantik (1925/27) erinnert [16].

Von Beginn des zweiten Weltkrieges an wurde die Methode der statistischen Wellenbeobachtung in den Vereinigten Staaten von Amerika systematisch ausgebaut mit dem Zweck, die an bestimmten Orten zu bestimmten Zeiten zu erwartenden Wellen vorausszusagen [17]. Während des Krieges waren diese Voraussagen von entscheidender Bedeutung für die Landungsoperationen bei amphibischen Unternehmungen. Heute dienen die im Krieg gewonnenen Erkenntnisse friedlichen Zwecken im Dienste von Schifffahrt und Seebau.

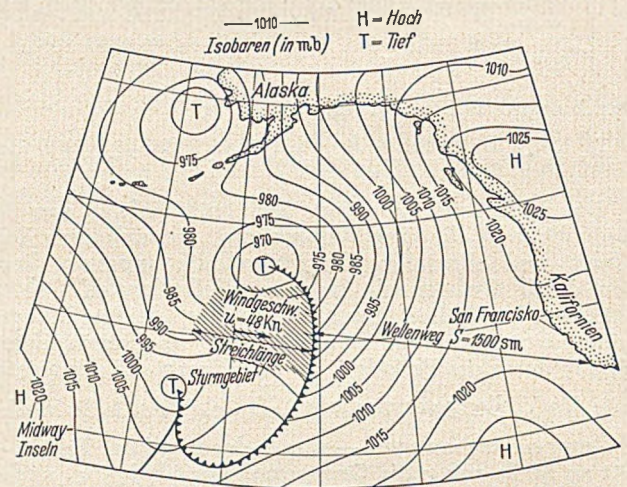


Abb. 14. Eine für den Pazifik typische Wetterkarte.

Was die Ermittlung der Wellenhöhe betrifft, so ist einleuchtend, daß die hohen Wellen ausschlaggebend sind. Es wäre aber nicht richtig, die größte beobachtete Höhe h_{max} , als Wellenmaß einzusetzen. Auf Grund langer Erfahrungen geht man in den Vereinigten Staaten in der Weise vor, daß man 1 bis 2 Stunden lang jede zehnte Welle registriert und die ermittelten Wellenhöhen der Größe nach ordnet. Der Durchschnittswert des ersten Drittels gilt als Grundlage und wird „charakteristische Wellenhöhe“ genannt.

Der nächste Schritt geht dahin, die charakteristische Wellenhöhe in Zusammenhang mit den meteorologischen Bedingungen zu bringen, die das Entstehen der Wellen verursachen. Seitdem man weiß, daß Wellen Tausende von Seemeilen auf dem Ozean wandern können, hat man erkannt, daß die großen Wellen hauptsächlich aus den bekannten Tiefdruckgebieten der Weltmeere kommen. Abb. 14 gibt eine amerikanische Wetterkarte vom Pazifik wieder, die folgendermaßen zu deuten ist: In einem Sturmgebiet werden Wellen erzeugt, die dort recht ungleichmäßig und wirr sein werden. Bei großer Windstärke herrscht stark schäumender Seegang mit zahlreichen Brechern. Die Länge, über die der Wind in diesem Gebiet streicht, sei Streichlänge F (fetch) genannt.

Beim Verlassen der Sturmzone formt sich die Welle zu ihrer endgültigen Gestalt und geht in Richtung des Windes auf die Reise, bis sie auf eine Küste trifft. Die geordnete, regelmäßige Welle mit einer Steilheit $\delta = 1/30$ bis

$1/_{100}$ nennt man Dünung (swell). Eine solche Dünung kann auf ihrem oft weiten Weg durch ruhige Zonen oder auch durch weitere Sturmgebiete laufen, bis sie die Küste erreicht, an der möglicherweise gerade völlige Windstille herrscht. Daraus geht hervor, daß man den Küstenwinden keinen zu großen Einfluß auf die ankommenden Wellen beimessen darf.

Für den Wellenmechanismus sind die beiden Faktoren: Geschwindigkeit und Dauer des Windes in der Sturmzone von entscheidender Bedeutung. Es muß als großer Erfolg amerikanischer Gemeinschaftsforschung gewertet werden, daß es gelungen ist, Höhe und Periode der Wellen in Abhängigkeit von Dauer und Geschwindigkeit des sie

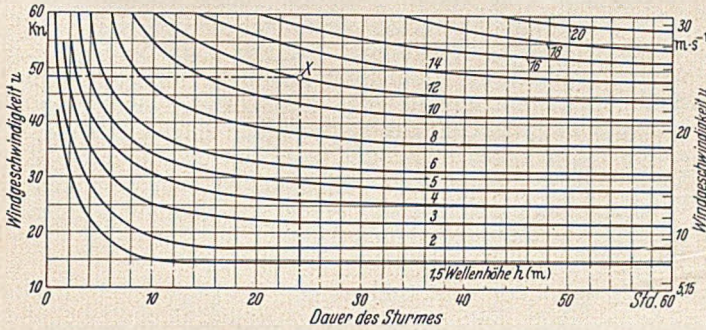


Abb. 15a. Wellenhöhe h in Abhängigkeit von Geschwindigkeit und Dauer des Windes.

erzeugenden Windes darzustellen (Abb. 15a und 15b). Mit anderen Worten heißt dies, daß man mit genügender Zuverlässigkeit aus der Wetterkarte vorhersagen kann, welche Wellen an der Küste zu erwarten sind. Man baut dieses System neuerdings in der Weise aus, daß man die Windrosen, die Stärke und Häufigkeit des Windes angeben, durch Wellenrosen ergänzt, die Aufschluß über die jahreszeitlich bedingten Wellen geben sollen.

Sowohl Wellenhöhe h als auch Periode T wachsen mit zunehmender Dauer und Geschwindigkeit des Windes,

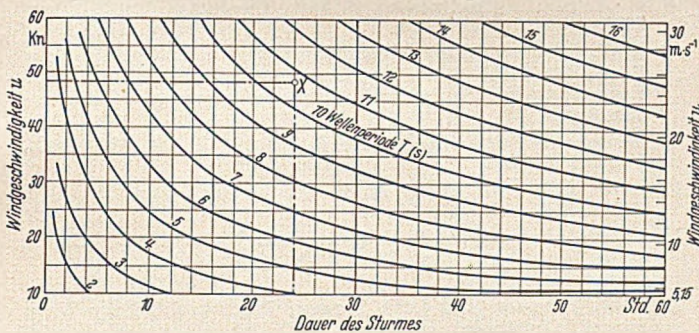


Abb. 15b. Wellenperiode T in Abhängigkeit von Geschwindigkeit und Dauer des Windes.

aber — wie die Abb. 15a und 15b erkennen lassen — nicht unbegrenzt. Bei schweren Stürmen kann die endgültige Form der Welle schon nach 12 Stunden erreicht sein.

Verläßt die „wohl geformte“ Welle (swell) das Erzeugungsgebiet, so durchläuft sie bis zur Küste hin eine Strecke Weges S , die als Wellenweg (decay distance) bezeichnet werden möge. Hat die Dünung beim Verlassen der Streichlänge F die Werte h_F und T_F , so ändern sich diese bis zum Erreichen der Küste (h_0 ; T_0) in dem Sinne, daß h_0 kleiner als h_F , die Periode T_0 dagegen größer als T_F geworden ist. Die sich ergebenden Verhältnisse sind in Abb. 16 eingetragen.

Ein Zahlenbeispiel möge die bisherigen Betrachtungen erläutern. Geht man von der in Abb. 14 dargestellten Wetterkarte aus und setzt voraus, daß der Sturm 24 Stunden anhalte, so ergeben sich bei einer angenommenen Windgeschwindigkeit von 48 Kn aus Abb. 15a und 15b (Punkt X) eine Wellenhöhe $h_F = 12$ m und eine Periode

$T_F = 10,7$ s. Nach Abb. 6 entspricht dies einer Welle von $L_F = 176$ m Länge mit einer Geschwindigkeit $c_F = 16,7$ [$m \cdot s^{-1}$] entspr. 32,2 Kn. Diese Dünung wandert eine Strecke $S = 1500$ sm bis zur kalifornischen Küste bei San Francisco.

Aus Abb. 16 kann man entnehmen, wie sich die Welle beim Eintreffen an der Küste verändert hat. Es wird nämlich $h_0/h_F = 0,32$ und damit $h_0 = 3,84$ m und — nach Abb. 17 — $T_0/T_F = 1,435$, woraus man $T_0 = 15,35$ s erhält. Im tiefen Wasser vor der Küste hat die ankommende Welle — Punkte X_0 und X'_0 — Abb. 6 — eine Länge $L_0 = 366$ m bei einer Schnelligkeit $c_0 = 23,9$ [$m \cdot s^{-1}$] (46,5 Kn). Aus Abb. 17 ergibt sich noch die Reisedauer

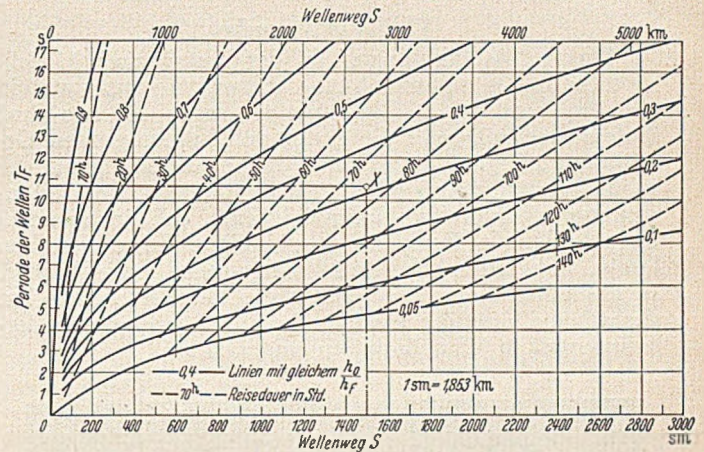


Abb. 16. Abhängigkeit der Wellenhöhen h vom Wellenweg (decay distance) S .

der Welle bis zur Küste mit 75 Stunden, d. h. es vergehen rd. 3 Tage.

Die vorstehenden Zahlenwerte gelten für den Fall, daß die Welle längs des ganzen Weges S ruhige Wasser- und Windverhältnisse vorfindet. Man kann die Berechnung

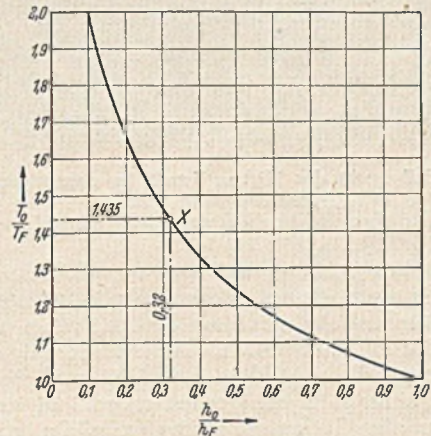


Abb. 17. Änderung von Wellenhöhe h und Periode T zwischen Anfang und Ende des Wellenweges (decay distance) S .
Index F: nach Verlassen des Sturmgebietes (fetch)
Index 0: vor der Küste

aber auch auf den allgemeinen Fall ausdehnen, daß die Welle auf ihrem Weg zur Küste abwechselnd Windgebiete und ruhige Zonen durchläuft. Es würde zu weit führen, im Rahmen dieser Arbeit näher darauf einzugehen. Nur so viel sei gesagt, daß die vorige Welle mit einer Höhe $h'_0 = 6,15$ m an der Küste eintrifft, wenn längs der ganzen Strecke S Wind mit konstanter Stärke $u = 10$ Kn in Fortschrittsrichtung der Welle bläst. Die Wellenhöhe wird $h''_0 = 2,30$ m, wenn der Wind mit gleicher Geschwindigkeit, aber entgegengesetzt weht.

Abschließend seien noch zwei Bemerkungen gemacht:

1. Da sich die Wellenvorhersage auf statistische Beobachtungen gründet, sind die errechneten Zahlen Wahr-

scheinlichkeitswerte, die im großen Durchschnitt gelten, im Einzelfall aber mehr oder weniger starke Abweichungen vom Mittel ergeben können.

2. Bei den vorhergehenden Betrachtungen war vorausgesetzt, daß die Wellen ungestört auf dem Ozean wandern. Das ändert sich, wenn sie auf Hindernisse treffen. In Europa sind solche Hindernisse beispielsweise im Ärmelkanal und in der Straße von Gibraltar zu sehen. Passieren die Atlantikwellen diese Meerengen, so treten Beugungserscheinungen auf. Ein anderes Hindernis ist die Insel England, die für alle aus W und NW in die Deutsche Bucht kommenden Wellen wie ein umströmter Wellenbrecher wirkt.

VI. Modellversuche.

Theorie, Beobachtungen in der Natur und Modellversuche bilden zusammen eine Einheit, die uns gestattet, alle Probleme der Wellenbewegung sowie des See- und Hafenbaues mit einer die Praxis voll befriedigenden Genauigkeit zu lösen. Trotz anfänglicher Ablehnung hat der Modellversuch sehr bald allgemeine Anerkennung gefunden, besonders als der Nachweis gelang, daß sich manches unbefriedigende Bauwerk zweckmäßiger hätte gestalten lassen, wenn man vorherige Modellversuche gemacht hätte. In Erkenntnis des hohen Wertes von Modellversuchen hat deshalb die Deutsche Marine schon 1907 eine eigene Versuchsanstalt in Wilhelmshaven eingerichtet.

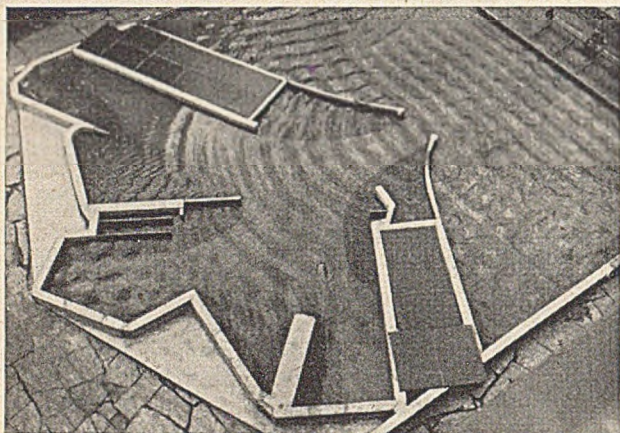


Abb. 18. Modell 1 : 60 des Hafens Ystadt im derzeitigen Zustand.
Tiefenverzerrung 1 : 2.
Rechts oben ist die Wellenmaschine erkennbar.

Grundsätzlich kann gesagt werden, daß die Modellversuche, die dem Froudeschen Ähnlichkeitsgesetz gehorchen, zutreffende Ergebnisse liefern, wenn man den Maßstab nicht zu klein wählt. Als Anhalt möge dienen, daß die Wassertiefe nicht kleiner als 5 cm und die Wellenhöhe nicht kleiner als 2 cm werden sollen. In vielen Fällen ist daher eine Tiefenverzerrung (möglichst nicht über 1 : 5) ratsam. Abb. 18 zeigt das Modell eines schwedischen Hafens, das zu Untersuchungen in der Wasserbau-Versuchsanstalt des Werkes Gustavsborg der MAN aufgebaut wurde.

Wo es irgend möglich ist, sollte das Ergebnis von Modellversuchen am fertigen Bauwerk nachgeprüft werden.

Es liegen heute schon viele derartige Vergleiche vor, die eine überraschend gute Übereinstimmung zwischen Modell und Natur erkennen lassen. In diesem Zusammenhang sind von deutscher Seite insbesondere die Untersuchungen für die IV. Einfahrt Wilhelmshaven und die Modellversuche für den Hafen auf Helgoland zu nennen, die gemeinsam in den Versuchsanstalten Wilhelmshaven, Dresden und Oberrach durchgeführt worden sind.

Oft genügt es, die durch Änderung der Form von Seebauten erzielte Verbesserung in relativen Maßen anzugeben. Wenn absolute Werte gefordert werden, verlangt man bei Hafenbauten gewöhnlich, daß die Unruhe (Wellenhöhe) an keiner Stelle im Hafen 0,35 m überschreitet. Schwierig werden die Aufgaben dann, wenn die überlagerte Wirkung mehrerer Einflüsse, z. B. Wellen, Gezeiten, sandführender Küstenstrom und Vorliegen einer Seiche untersucht werden soll. Die Lösung solcher komplizierter Probleme, die der Verfasser für einige westafrikanische Häfen durchgeführt hat, erfordert nicht nur große Übung versuchstechnischer Art, sondern auch besondere Erfahrung im Ausdeuten der Modellergebnisse und deren richtigen Übertragung auf die Natur.

Literatur.

1. F. Gerstner: Theorie der Wellen samt einer daraus abgeleiteten Theorie der Deichprofile. Abhandl. der Königl. Böhm. Ges. d. Wissenschaften. Prag 1804.
2. G. B. Airy: Encyclopaedia Metropolitana (mixed sciences) 5, London 1845, S. 241—396.
3. D. D. Gaillard: Wave action in relation to engineering structures. Repr. at the Engineer School, Fort Belvoir, Virginia 1935.
4. G. G. Stokes: Trans. Cambridge Philos. Soc., 8 (1847) S. 441. Ferner: Math. and Phys. Papers, Cambridge, 1 (1880) S. 197—229. Ferner: Supplement. Mathem. and Phys. Papers, Cambridge, 1 (1880) S. 314—326.
5. Lord Rayleigh: Proc. London, Mathem. Soc., 9 (1877) S. 21 bis 26.
6. T. Levi-Civita: Mathem. Annalen, 93 (1925) S. 264—314.
7. D. J. Struik: Mathem. Annalen, 95 (1926) S. 595—634.
8. H. Lamb: Hydrodynamics, 6. Aufl., Cambridge Univer. Press 1932.
9. J. W. Johnson: Coastal Engineering (Proc. of 1. Conf. in Long Beach, Okt. 1950), Publ. by Council on Wave Research, The Engineering Foundation 1951. Dortselbst umfassendes Literaturverzeichnis.
10. Grimsehl-Tomaschek: Lehrbuch der Physik, 14. Aufl., 1 (1944) S. 407.
11. J. W. Johnson: Trans. Amer. Geophysical Union, 28 (1947) S. 868—874.
12. J. W. Johnson, M. P. O'Brien und J. D. Isaacs: United States Navy Department, H. O. Publ. No. 605, Washington D.C., Januar 1948.
13. J. W. Johnson und J. D. Isaacs: Rep. No. 286 Navy Wave Project, Department of Engineering, University of California, Berkeley (USA), April 1948.
14. J. A. Putnam: Trans. Amer. Geophys. Union, April 1947.
15. A. Eckhardt: Jahrb. der Hafenbautechn. Gesellsch., 12 (1930/31) S. 92—102.
16. F. Spiess: Die Meteorfahrt. Forschungen und Erlebnisse der Deutschen Atlantik Expedition 1925/27. 1928.
17. The Scripps Institution of Oceanography: Wind Waves and Swell. Principles in Forecasting. Univ. of Calif., La Jolla (Calif.), H. O. Misc. 11, 275.
18. The Bulletin of Beach Erosion Board, Special Issue No. 1: Washington D.C., 1. Juli 1948. Mit ausführlichen Tabellen und Diagrammen.

Berechnung eines Stockwerkrahmens für horizontale Belastung mit Hilfe von Gruppenlasten.

Von Dipl.-Ing. Silvio von Spieß, Dortmund.

Seit die Iterationsmethoden zur Auflösung hochgradig statisch unbestimmter Systeme (insbesondere von Rahmen) angewendet werden, werden oft auch Aufgaben auf diese Weise gelöst, die einfacher nach einer anderen Methode zu

- Gruppe 1: Je 5 Momente $X=1$ tm in den Scheitelgelenken,
- Gruppe 2: Je 5 entgegengesetzt gerichtete Momente von je $X=1$ tm an den Fußgelenken und
- Gruppe 3: Je 5 gleichgerichtete Momente von je $X=1$ tm an den Fußgelenken (Abb. 2).

Die Hilfsangriffe der Gruppe 1 und 2 ergeben nur mit symmetrischen Momenten Verschiebungen, die Gruppe 3 nur mit antisymmetrischen Momenten. Da horizontale Kräfte antisymmetrische Momente am statisch bestimmten Grundsystem erzeugen, sind die Unbekannten aus den Elastizitätsgleichungen der Gruppe 1 und 2 gleich Null und das System ist praktisch nur 5fach statisch unbestimmt. Da nur die benachbarten Verschiebungen mit ungleichen Zeichen Werte ergeben, erhält man 5 dreigliedrige Gleichungen, die leicht aufzulösen sind. Zum Vergleich wird hier das zahlenmäßig gleiche Beispiel durchgerechnet.

Der gleiche Rahmen kann auch für vertikale Lasten nach dieser Methode ohne großen Rechenaufwand exakt berechnet werden, nachdem die Belastung in eine symmetrische und eine antisymmetrische umgewandelt wurde, doch wird für diese Belastungsart den Iterationsmethoden der Vorrang zu geben sein.

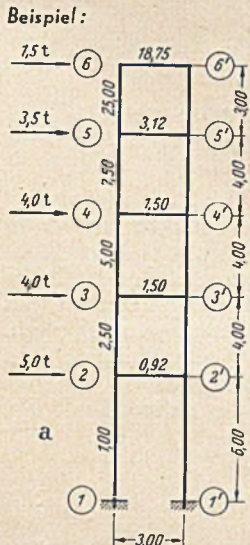


Abb. 1a). System, Belastung, Trägheitsverhältnisse.

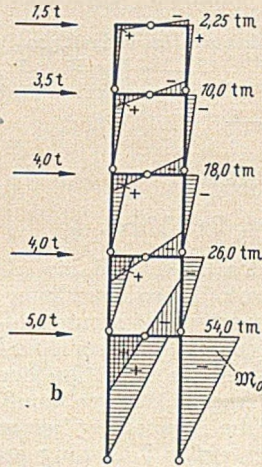


Abb. 1b). System mit den sichtbar gemachten Überzähligen (statisch bestimmtes Grundsystem). Das Grundsystem wird durch Einschaltung von 15 Gelenken statisch bestimmt gemacht. Es besteht aus 5 aufeinandergesetzten Dreigelenkrahmen.

Hauptangriff:
 $\mathfrak{R}_0 = 1/2 \cdot 1,5 \cdot 3,0 = 2,25$ tm
 ebenso: $\mathfrak{R}_1 = 10,00$ tm
 $\mathfrak{R}_2 = 18,00$ tm
 $\mathfrak{R}_3 = 26,00$ tm
 $\mathfrak{R}_4 = 54,00$ tm

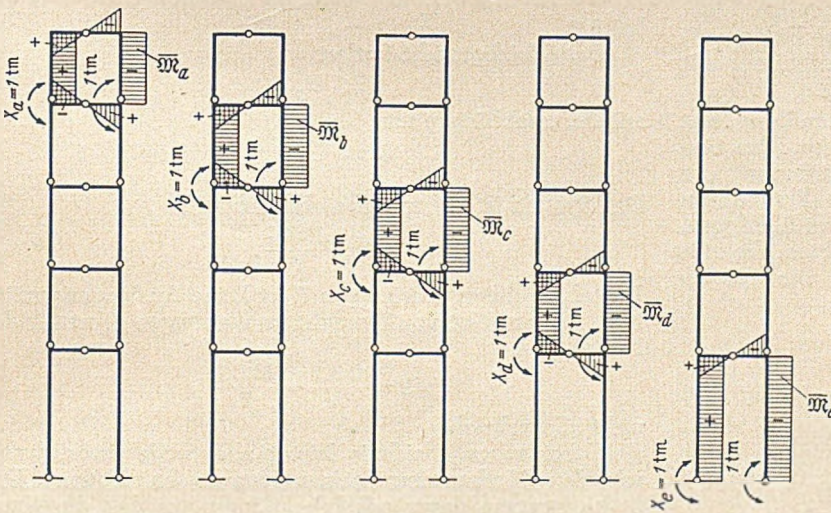


Abb. 2. Hilfsangriffe: Für horizontale Last ergeben nur die antisymmetrischen Hilfsangriffe Verschiebungen. Daher ist das symmetrische System für den vorliegenden Lastfall nur 5fach statisch unbestimmt.

rechnen sind. So bringt Herr Vl. Schadoursky im Bauingenieur 27 (1952) S. 113 als Beispiel einen zweistöckigen, fünfgeschossigen Stockwerkrahmen für horizontale Lasten, den er nach einer von ihm verbesserten Cross-Methode rechnet. Gerade ein Rahmen dieser Form ist aber einfacher nach der Methode der virtuellen Verschiebung zu berechnen, was im folgenden gezeigt wird:

Das statisch bestimmte Grundsystem („System mit den sichtbar gemachten Überzähligen“) wird durch Anbringung von 15 Gelenken, gemäß der 15fachen statischen Unbestimmtheit, aus dem Stockwerkrahmen als System von 5 aufeinanderstehenden Dreigelenkrahmen hergestellt (Abb. 1). Es sind 15 Hilfsangriffe anzubringen, usw.

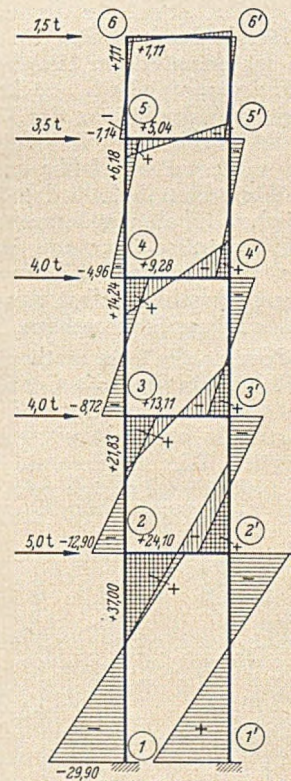


Abb. 3. Momentenverlauf im endgültigen System.

Koeffizienten der Elastizitätsgleichungen:

$$\begin{aligned}
 E I c \partial_{KK} &= \int \overline{\partial R}_K^2 ds \frac{I c}{I} \\
 E I c \partial_{iK} &= \int \overline{\partial R}_i \overline{\partial R}_K ds \frac{I c}{I} \\
 1/2 E I c \partial_{aa} &= 1,0^2 \cdot 3,0 \cdot 25,0 + \\
 &+ 1/2 \cdot 1,0^2 \cdot 3,0/2 (18,75 + 3,12) = 75,0 + 10,96 = 85,94 \\
 \text{ebenso: } 1/2 E I c \partial_{bb} &= 32,31 \\
 1/2 E I c \partial_{cc} &= 21,50 \\
 1/2 E I c \partial_{dd} &= 11,22 \\
 1/2 E I c \partial_{ee} &= 6,47 \\
 1/2 E I c \partial_{ab} &= 1/2 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 3,0/2 \cdot 3,12 = -1,56 \\
 \text{ebenso: } 1/2 E I c \partial_{bc} &= -0,75 \\
 1/2 E I c \partial_{cd} &= -0,75 \\
 1/2 E I c \partial_{de} &= -0,47 \\
 \partial_{ac} = \partial_{ad} = \partial_{ac} = \partial_{bd} = \partial_{be} = \partial_{ce} &= 0
 \end{aligned}$$

Belastungsglieder:

$$E I c \partial_K P = \int \overline{\overline{M}}_K \overline{\overline{M}}_0 d s \frac{I c}{I}$$

$$1/10 E I c \partial_a P = 1,0 \cdot 2,25 \cdot 3,0 \cdot 25,0 +$$

$$+ 1/2 \cdot 1,0 \cdot 3,0/2 (2,25 \cdot 18,75 - 10,0 \cdot 3,12) = 84,4 + 5,5 = 89,9$$

ebenso: $1/2 E I c \partial_b P = 152,1$

$1/2 E I c \partial_c P = 174,0$

$1/2 E I c \partial_d P = 121,1$

$1/2 E I c \partial_e P = 187,4$

Die Matrix der Elastizitätsgleichungen lautet:

X_a	X_b	X_c	X_d	X_e	
85,94	-1,56	—	—	—	89,9
-1,56	32,21	-0,75	—	—	152,1
—	-0,75	21,50	-0,75	—	174,0
—	—	-0,75	11,22	-0,47	121,1
—	—	—	-0,47	6,47	187,4

Nach Auflösen der Gleichungen erhält man: $X_a = -1,14$ tm

$X_b = -4,96$ tm

$X_c = -8,72$ tm

$X_d = -12,90$ tm

$X_e = -22,90$ tm

Momente im endgültigen System:

$$M = \overline{\overline{M}}_0 + X_a \overline{\overline{M}}_a + X_b \overline{\overline{M}}_b + \dots$$

Die ausgerechneten Werte sind in Abb. 3 eingetragen.

Der Knickvorgang.

Von Dr.-Ing. Gotth. Franz, Bad Vilbel.

Die Abmessungen der Bauwerke werden immer größer und die Beanspruchung der Baustoffe höher, so daß die Bauglieder wachsende Schlankheitsgrade aufweisen. Hierdurch nähert man sich vielfach denjenigen Fällen, bei denen die Sicherheit nicht mehr nach der sog. Festigkeitslehre auf Grund der Baustoffbeanspruchungen beurteilt werden kann, sondern bei denen die Stabilität als eine Erscheinung der Statik maßgebend wird.

Die theoretische Erfassung dieses Vorganges ist genügend geklärt, soweit er die als Stab oder Platte idealisierten Bauglieder betrifft. Sie erfordert aber ein hohes Maß an mathematischem Handwerkszeug, das dem praktischen Ingenieur vielfach abgeht. Infolgedessen fehlt oft die Einsicht in das Wesen des Knickvorganges und damit auch die Möglichkeit der Beurteilung von Nebeneinflüssen, die den mathematisch faßbaren, einfachen Fall komplizieren. Wir wollen deshalb den Versuch unternehmen, den mechanischen Inhalt der Betrachtung herauszuschälen und einige Erkenntnisse über sein Wesen zu gewinnen, ohne auf die mathematische Formulierung des Eigenwertproblems einzugehen, selbst wenn wir uns hierbei nur mit Näherungen begnügen müssen.

Die Schwierigkeit der mathematischen Behandlung liegt bekanntlich darin, daß die Gestalt des ausknickenden Stabes zunächst unbekannt ist und vor der Bestimmung der kritischen Last ermittelt werden muß, weil diese davon abhängig ist. Wir umgehen sie, indem wir uns überlegen, daß im ausknickenden Stab zwei Kräfte auftreten, die miteinander im Gleichgewicht stehen müssen, wie wir an

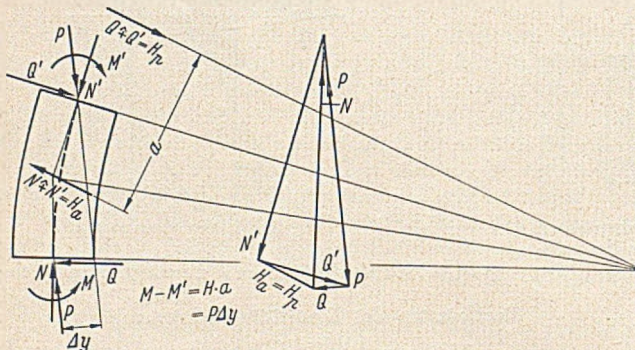


Abb. 1. Schnittkräfte an einem Element des durch die äußere Kraft P auf Druck beanspruchten, ausknickenden Stabes.

einem Stabelement (Abb. 1) erkennen: eine nach außen gerichtete Kraft H_a als Resultierende der beiden Längskräfte N und eine nach innen gerichtete gleichgroße Zunahme H_p der Querkraft Q .

Wir trennen nun zur Veranschaulichung diese beiden Funktionen und weisen sie zwei getrennten Stäben zu (Abb. 2): Einem aktiven ausbiegenden Stab mit einem Gelenk in der Mitte und einem passiven widerstehenden biegesteifen Stab, die durch einen starren Riegel so ver-

bunden sind, daß sie gleiche Ausbiegungen ausführen müssen. Diese Anordnung einer elastisch gestützten Stabkette entspricht sozusagen dem einfachen Euler-Fall. Sie ist jedenfalls hervorragend geeignet, den Charakter des Knickens als einer Gleichgewichtserscheinung zu erläutern. Wir fragen: Wie groß muß die Kraft P sein, damit sie eine seitliche Ausbiegung hervorzurufen vermag?

In erster Näherung setzen wir die aktive Kraft bei sehr kleinen Ausbiegungen

$$H_a = 2 P a \approx 2 P \frac{f}{l_1} = 4 P \frac{f}{l}$$

und die widerstehende Kraft

$$H_p = \frac{48 E I f}{l^2}$$

da die Durchbiegung eines Stabes unter einer Einzellast in der Mitte

$$f = \frac{H_p l^3}{48 E I}$$

beträgt.

Das Gleichgewicht fordert

$$H_a \leq H_p,$$

mithin, unabhängig von f/l :

$$4 P \leq \frac{48 E I}{l^2}$$

Das System ist daher nur stabil, solange

$$P \leq \frac{12 E I}{l^2}$$

Unterhalb dieses Wertes von P ist keine Ausbiegung möglich. Dieser Wert von P weicht vom strengen Wert für die Euler-Last

$$P = \frac{\pi^2 E I}{l^2} \sim \frac{10 E I}{l^2}$$

nicht allzusehr ab.

Unser rohes Gleichnis leistet aber noch mehr, wenn wir den Mechanismus etwas genauer betrachten. Die Stäbe besitzen unveränderliche Längen, so daß die Horizontalkräfte bei endlichen Drehwinkeln α nicht mehr lineare Funktionen der Ausbiegung sind (Abb. 2). Es ist die aktive Kraft

$$H_a = 2 P \operatorname{tg} \alpha; \quad \operatorname{tg} \alpha = \frac{\sin \alpha}{\sqrt{1 - \sin^2 \alpha}} \approx \sin \alpha \left(1 + \frac{1}{2} \sin^2 \alpha \right)$$

$$\sin \alpha = \frac{f}{l_1} \quad l_1 = \frac{l_0}{2}$$

$$= 2 P \frac{f}{l_1} \left[1 + \frac{1}{2} \left(\frac{f}{l_1} \right)^2 \right];$$

$$= 4 P \frac{f}{l_0} \left(1 + 2 \frac{f^2}{l_0^2} \right).$$

Beim widerstehenden Stab ist ebenfalls die Konstanz der Stablänge l_0 zu berücksichtigen, und zwar ist die Bogenlänge einzusetzen

$$l_0 \approx l \left(1 + \frac{8}{3} \frac{f^2}{l^2} \right),$$

daher

$$l = \frac{l_0}{1 + \frac{8}{3} \frac{f^2}{l_0^2}}$$

Dann ist

$$H_p = f \frac{48 EI}{l^3} \\ = f \frac{48 EI}{l_0^3} \left(1 + \frac{8}{3} \frac{f^2}{l_0^2}\right)$$

Nun ist

$$(1+x)^3 = 1 + 3x + 3x^2 + x^3, \\ \text{wofür bei kleinem } x \text{ gesetzt werden kann:} \\ \cong 1 + 3x,$$

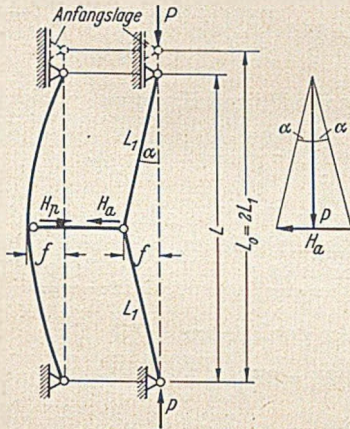


Abb. 2. Modell des ausknickenden, geraden Druckstabes, bestehend aus einfacher Gelenkstabkette und widerstehendem Biegebalken (1. Näherung).

ferner bei dem quadratischen Glied l_0 statt l .
Mithin

$$H_p = \frac{48 EI}{l_0^3} \frac{f}{l_0} \left(1 + 8 \frac{f^2}{l_0^2}\right)$$

Eine Ausbiegung unseres Systems ist nur dann möglich, wenn $H_a = H_p$, d. h.

$$4 P \frac{f}{l_0} \left(1 + 2 \frac{f^2}{l_0^2}\right) = \frac{48 EI}{l_0^3} \frac{f}{l_0} \left(1 + 8 \frac{f^2}{l_0^2}\right)$$

Für den Fall sehr kleiner f sind die Klammern gleich 1 und man erhält das der ersten Näherung entsprechende Ergebnis

$$P = P_0 = \frac{12 EI}{l_0^2}$$

Setzt man diesen Wert ein, so ist

$$H_p = 4 P_0 \frac{f}{l_0} \left(1 + 8 \frac{f^2}{l_0^2}\right)$$

Wir stellen zunächst fest, daß H_p wesentlich rascher mit f anwächst als H_a und wollen nun für verschiedene Werte von P an Hand graphischer Darstellungen das Verhalten unseres Systems studieren, wobei wir den Faktor 4 fortlassen.

1. $P < P_0$ (Abb. 3): stets ist $H_a < H_p$, d. h. es ist nur die gerade Lage $f=0$ möglich. Da keine Nachbarlagen in Frage kommen, ist daher die 0-Lage stabil.

2. $P = P_0$ (Abb. 4): Im Ursprung haben H_a und H_p eine gemeinsame Tangente, d. h. das Gleichgewicht der gestreckten Lage ist indifferent, denn es ist ebenso die benachbarte ausgebogene Lage möglich. Im übrigen ist $H_a < H_p$, d. h. keine weitere Gleichgewichtslage möglich.

3. $P > P_0$ (Abb. 5): In diesem Falle sind zwei Gleichgewichtslage möglich: $f=0$ und $f=f_1$. Die erste ist instabil, da in der Nachbarlage $H_p < H_a$. Die zweite ist stabil, da der Stab bei einer willkürlichen Änderung von f_1 stets wieder zu dieser Lage zurückkehren würde, weil bei einer Verkleinerung das überwiegende H_a und bei einer Vergrößerung das überwiegende H_p ihn dazu veranlaßt.

Die Ausbiegung f läßt sich auch rechnerisch aus der Gleichsetzung von H_a und H_p bestimmen:

$$P \frac{f}{l_0} \left(1 + 2 \frac{f^2}{l_0^2}\right) = P_0 \frac{f}{l_0} \left(1 + 8 \frac{f^2}{l_0^2}\right)$$

Die erste Lösung $f=0$ zeigt, daß die gerade Lage für alle Werte von P möglich ist. Die zweite Lösung ist

$$\frac{f^2}{l_0^2} = \frac{1}{2} \frac{P/P_0 - 1}{4 - P/P_0}$$

Sie läßt sich vereinfachen, wenn man berücksichtigt, daß P/P_0 nur wenig von 1 abweicht und ergibt

$$\frac{f}{l_0} \sim 0,41 \sqrt{P/P_0 - 1}$$

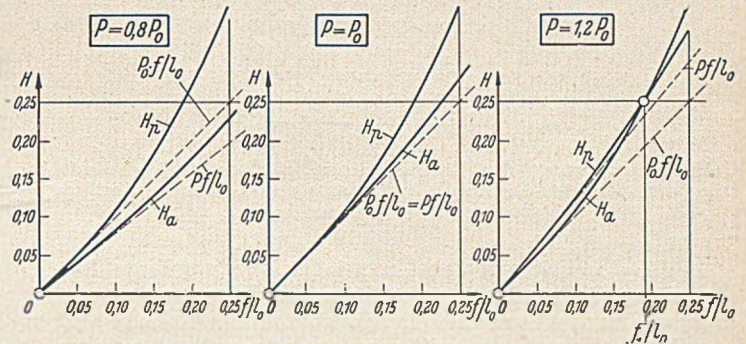


Abb. 3. Untersuchung des unterkritischen Bereiches: stabiles Gleichgewicht.

Abb. 4. Untersuchung des kritischen Bereiches, „Knicklast“ erreicht: indifferentes Gleichgewicht, Verzweigungspunkt.

Abb. 5. Untersuchung des überkritischen Bereiches „Knicklast“ überschritten: zwei Gleichgewichtslagen möglich.

Beide Lösungen sind in Abb. 6 dargestellt, man erkennt die Bedeutung des sog. Verzweigungspunktes des Gleichgewichtes, unterhalb dessen nur eine und oberhalb dessen zwei Gleichgewichtslagen möglich sind,

An dem gewählten Mechanismus kann auch die Wirkung einer Anfangskrümmung f_0 auf den Stab beobachtet werden. Diese verursacht bekanntlich vom Anfang der Längskraft P an eine Ausbiegung, die jedoch nicht linear mit der Kraft P anwächst.

An Hand Abb. 7 läßt sich anschreiben (Faktor 4 wieder fortgelassen):

$$H_a = P \frac{f + f_0}{l_0} \left[1 + 2 \frac{(f + f_0)^2}{l_0^2}\right]$$

$$H_p = P_0 \frac{f}{l_0} \left(1 + 8 \frac{f^2}{l_0^2}\right)$$

Wir haben gesehen, daß die Krümmung von H_a im Vergleich zu derjenigen von H_p gering ist, so daß wir uns mit dem linearen Anteil des Ausdruckes für H_a begnügen können.

$$H_a = P \frac{f + f_0}{l_0}$$

Wir diskutieren wieder die drei Grenzfälle:

1. $P < P_0$ (Abb. 8): Man erkennt, daß stets nur eine Gleichgewichtslage möglich ist und daß die Ausbiegung f_1 kleiner ist als auf Grund der linearen Theorie ermittelt (f_1).

2. $P = P_0$ (Abb. 9): Die elementare Theorie liefert eine unendlich große Ausbiegung, während diese nach der genaueren Theorie endlich bleibt. Die Ausbiegungen sind stets stabil.

3. $P > P_0$ (Abb. 10): Auch im überkritischen Bereich sind noch endliche, stabile Ausbiegungen möglich.

Der Zusammenhang zwischen f und P läßt sich auch rechnerisch aus der Gleichsetzung von H_a und H_p ermitteln:

$$P \frac{f + f_0}{l_0} = P_0 \frac{f}{l_0} \left(1 + 8 \frac{f^2}{l_0^2}\right)$$

Da diese Gleichung sich schlecht nach f auflösen läßt, werden willkürliche Werte für f und f_0 angenommen und aus diesen das zugehörige P/P_0 berechnet:

$$P/P_0 = \frac{1}{1 + \frac{f_0 l_0}{l_0 f}} \left(1 + 8 \frac{f^2}{l_0^2} \right)$$

Das Ergebnis ist für verschiedene Werte der Anfangsexzentrizität f_0 in Abb. 6 aufgetragen.

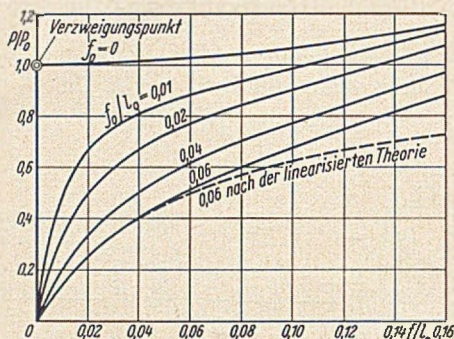


Abb. 6. Auswertung der Untersuchungen; mögliche Gleichgewichtslagen als Funktion der Last P im Verhältnis zur „kritischen Last“ P_0 und der Anfangskrümmung f_0 .

Die Idealisierung des Knickstabes durch unseren Mechanismus ist zweifellos unvollkommen. Man kann sie verbessern, indem man dem Druckstab mehrere Gelenke gibt und ihn wieder in diesen durch Verbindungsriegel mit dem Biegestab verbindet (Abb. 11). Die Kräfte in diesen Riegeln hängen von den Kontingenzwinkeln in der Gliederkette ab. Ohne diese Beziehungen rechnerisch genau zu verfolgen, treffen wir die vereinfachende Annahme, daß die Horizontalkräfte H_a alle gleich groß sind. In diesem Falle ergibt sich für H_a :

$$H_a = 2P \operatorname{tg} \alpha \approx 2P \sin \alpha \left(1 + \frac{1}{2} \sin^2 \alpha \right)$$

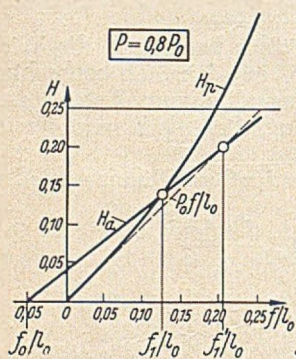


Abb. 8. Untersuchung des Bereiches unterhalb der „Knicklast“ P_0 des geraden Stabes; Vergrößerung der Anfangsausbiegung f_0 auf $f_0 + f_0$.

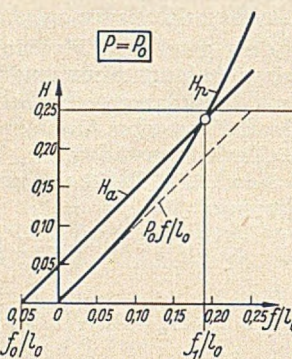


Abb. 9. Untersuchung im Bereich der „Knicklast“ P_0 .

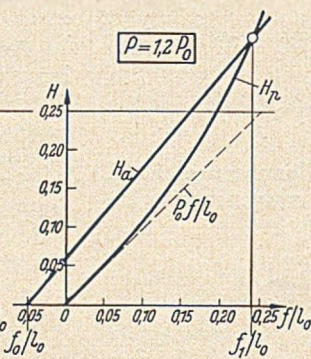


Abb. 10. Untersuchung des Bereiches oberhalb der „Knicklast“ P_0 .

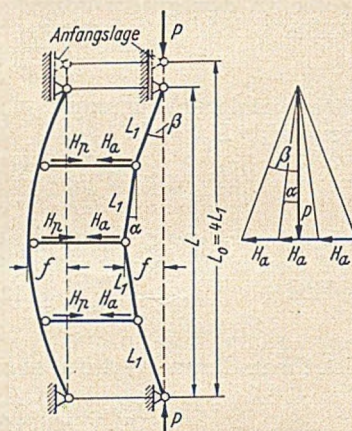


Abb. 11. 2. Näherung: Modell des ausknickenden, geraden Druckstabes, bestehend aus mehrfacher Gelenkkette und widerstehendem Biegebalken.

Die Momentenlinie des widerstehenden Stabes ist ein Polygon und wird durch eine parabolische Momentenfläche für eine gleichförmig verteilte Last angenähert, die das gleiche Mittenmoment hervorruft.

Für diese ist

$$M_{H_p} = H_p \left(\frac{l}{4} + \frac{l}{4} \right) = H_p \frac{l}{2}$$

Hieraus folgt

$$f = \frac{5}{48} \frac{M_m l^2}{EI} = \frac{5}{96} \frac{H_p l^3}{EI}$$

$$H_p = \frac{96}{5} \frac{f EI}{l^3} = 19,2 \frac{EI f}{l_0^2} \left(1 + 8 \frac{f^2}{l_0^2} \right)$$

Die Gleichsetzung von H_a und H_p liefert:

$$2P \frac{f}{l_0} \left(1 + \frac{1}{2} \frac{f^2}{l_0^2} \right) = 19,2 \frac{EI f}{l_0^2} \left(1 + 8 \frac{f^2}{l_0^2} \right)$$

Für den elementaren Fall bei sehr kleinem f ergibt sich ohne die quadratischen Glieder, unabhängig von f

$$P = P_0 = \frac{9,6 EI}{l^2} \left(\text{genauer Wert: } \frac{9,87 EI}{l^2} \right)$$

Damit wird wieder geschrieben

$$H_a = 2P \frac{f}{l_0} \left(1 + \frac{1}{2} \frac{f^2}{l_0^2} \right)$$

$$H_p = 2P \frac{f}{l_0} \left(1 + 8 \frac{f^2}{l_0^2} \right)$$

Wenn man diese Gleichungen mit denjenigen für den eingliedrigen Druckstab vergleicht, so sieht man, daß die

Ferner ist:

$$f = l_1 (\sin \beta + \sin \alpha) = l_1 \sin \alpha \left(1 + \frac{\sin \beta}{\sin \alpha} \right)$$

Gemäß unserer Annahme ist

$$P \operatorname{tg} \beta = \frac{3}{2} H_a$$

$$P \operatorname{tg} \alpha = \frac{1}{2} H_a$$

woraus

$$\frac{\operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \alpha} = 3 \approx \frac{\sin \beta}{\sin \alpha} \text{ für kleine Winkel.}$$

Hiermit ergibt sich

$$\sin \alpha = \frac{f}{l_1} \frac{1}{1 + \frac{\sin \beta}{\sin \alpha}} \approx \frac{f}{l_1} \frac{1}{4} = \frac{f}{l_0}$$

da $l_0 = 4l_1$ und $H_a = 2P \frac{f}{l_0} \left(1 + \frac{1}{2} \frac{f^2}{l_0^2} \right)$.

Krümmung der Kurve von H_a jetzt verhältnismäßig noch wesentlich geringer ist. Bei unseren Untersuchungen können wir also mit der Geraden

$$H_a = 2P \frac{f}{l_0}$$

arbeiten (wie wir das oben schon getan haben) oder, wenn wir den Faktor 2 wieder fortlassen, mit

$$H_a = P \frac{f}{l_0}$$

Die von uns gezogenen Folgerungen bleiben also grundsätzlich alle bestehen, auch diejenigen über die Wirkung einer Anfangsexzentrizität.

Unser Verfahren ermöglicht nun auch die Beurteilung von komplizierteren Fragen, wie etwa von Stäben mit sprungweise veränderlichem Trägheitsmoment, Konsollasten, einseitigen festen oder elastischen Einspannungen usw. Man kann diesen Fällen aber auch mit anderen An-

sätzen (z. B. Ritzsches Verfahren) beikommen, sofern man nur die kritische Last sucht. Um diese Fragestellung handelt es sich aber für uns gar nicht, so daß wir den gebräuchlichen kein neues Rechnungsverfahren anfügen wollen. Wir beabsichtigten vielmehr, nur einen Einblick

in das Wesen des Knickvorganges mit elementaren Hilfsmitteln zu geben, um die Anschaulichkeit zu pflegen, die bei der heute immer stärker vorherrschenden abstrakten Behandlungsweise zurückstehen muß und doch für den konstruktiv schaffenden Ingenieur unentbehrlich ist.

Kurze Technische Berichte.

Schönheitswettbewerb für Stahlbrücken.

Im Bauingenieur wurde schon wiederholt über die Wettbewerbe berichtet, die das American Institut of Steel Construction alljährlich durchführt, um die schönste Brücke zu ermitteln, die im vergangenen Jahre dem Verkehr übergeben wurde. Man vgl. Bauingenieur 24 (1949) S. 348 u. 25 (1950) S. 260.

Es ist vor allem bemerkenswert, wie stark sich die amerikanische Bauweise und die bei uns üblichen Ausführungen nunmehr einander angenähert haben. Beispiele hierfür bieten die folgenden Abbildungen, die keines näheren Kommentars bedürfen.

Den Preis in Klasse 1 (große Brücken) gewann die Delaware River Memorial-Brücke, drei Meilen südlich Wilmington, Del. (Abb. 1 u. 2). Die Hauptöffnung dieser Hängebrücke hat eine Stützweite von $l = 655,34$ m, die Verkehrsübergabe erfolgte am 15. August 1951; die Baukosten betragen 44 Mio \$.

Eine „ehrenvolle Erwähnung“ in Klasse 1 erhielt die Rohrleitungsbrücke bei Melville, die 2,0 Mio \$ kostete (Abb. 3). Über diese Brücke hat K. H. Seegers: Bauingenieur 27 (1952) S. 220 kurz berichtet.

Den Gewinner in Klasse 2 (mittlere Brücken) zeigt Abb. 4. Diese Brücke hat zwei Öffnungen von je $l = 64,0$ m; die Baukosten betragen 0,71 Mio \$. Abb. 5 und 6 beziehen sich auf die

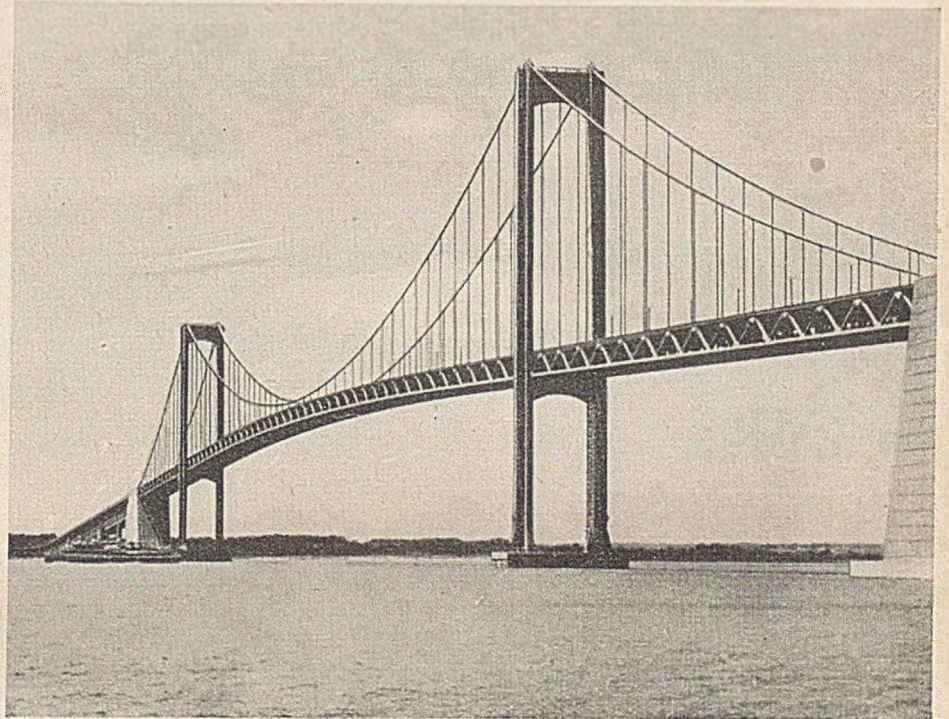


Abb. 1. Delaware River Memorial-Brücke.

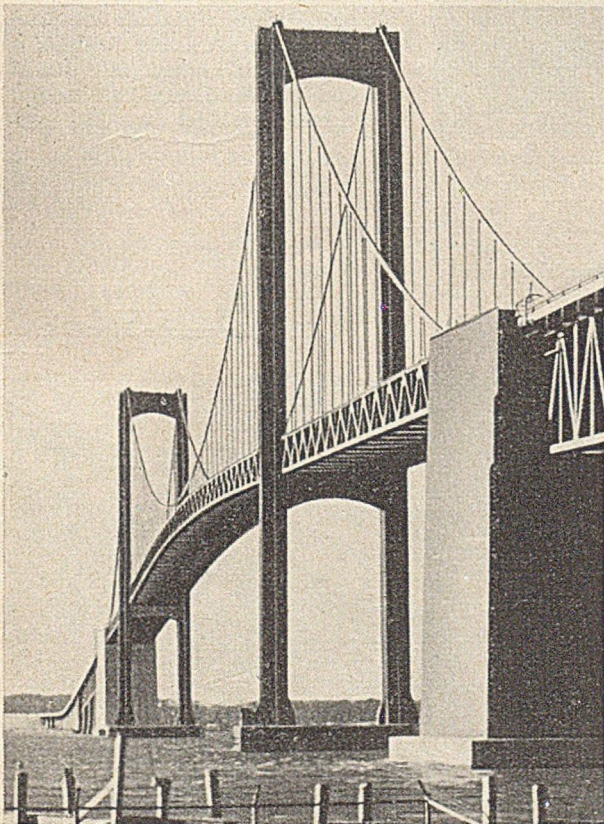


Abb. 2. Delaware River Memorial-Brücke.

Basilone Memorial-Brücke, welche in Klasse 2 „ehrenvolle Erwähnung“ fand. Die größte der fünf Öffnungen hat $l = 64,92$ m Stützweite, die Fußwegkonsolen liegen in 8,12 m Abstand. Baukosten 1,35 Mio \$.

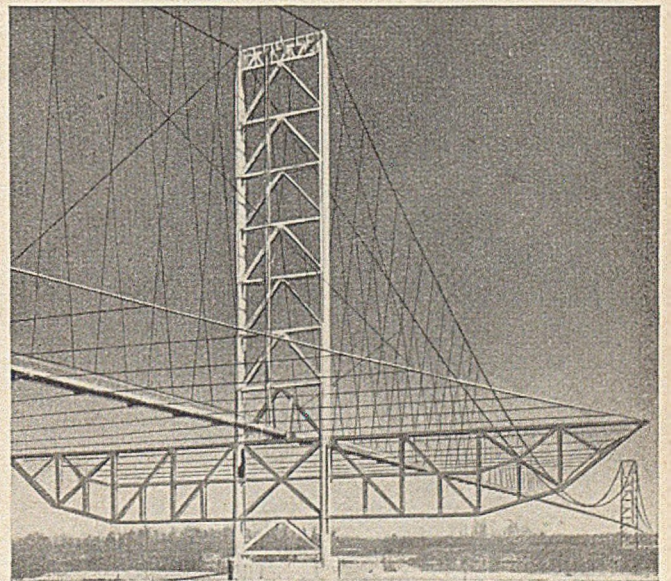


Abb. 3. Atchafalaya River-Brücke.

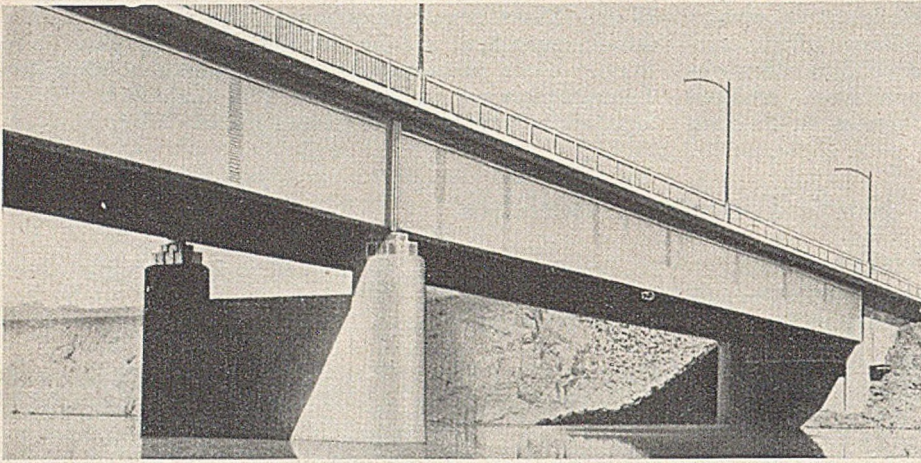


Abb. 4. Forebay Channel-Brücke.

Der Preisträger in Klasse 3 (kleine Brücken) ist eine Ausführung mit Stützweiten von 18,3 m. Der Brückenquerschnitt weist neun gleich hohe Längsträger auf. Baukosten 134 000 \$. Die Außenfläche dieser Brücke ist völlig glatt (Abb. 7). Auch die anderen mit einer „ehrentvollen Erwähnung“ in Klasse 3 bedachten Vollwandbrücken zeigen eine glatte Ansicht, Stegblechsaufsteifungen werden teilweise auch an den Zwischenpfeilern nicht mehr gezeigt. Man vgl. die Brücke Abb. 8 (mit „ehrentvoller Erwähnung“ Klasse 3), die Steifen nur an den Mittelpfeilern aufweist. Die Stützweite

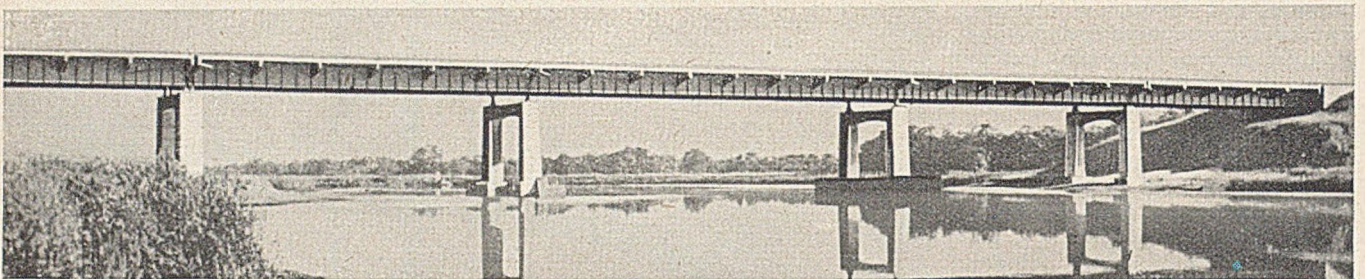


Abb. 5. Basilone Memorial-Brücke.

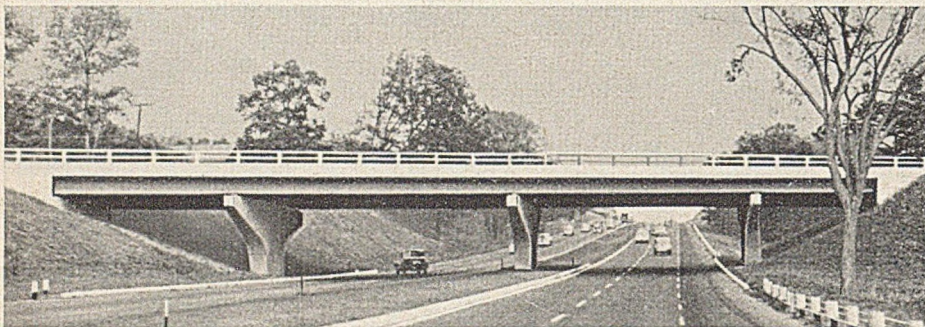


Abb. 7. Grove Street-Überfahrt, Lex.

ist hier 37,2 m, die Baukosten betragen 300 000 \$.

Den Preisträger in Klasse 4 (bewegliche Brücken) zeigt Abb. 9. Diese Brücke von Manhattan nach Wards Island dient nur dem Fußgängerverkehr. Die Huböffnung hat 100,58 m Stützweite, die Baukosten betragen rund 2,0 Mio. \$. Über diese Fußgängerbrücke ist auch in der deutschen Literatur bereits berichtet worden, vgl.

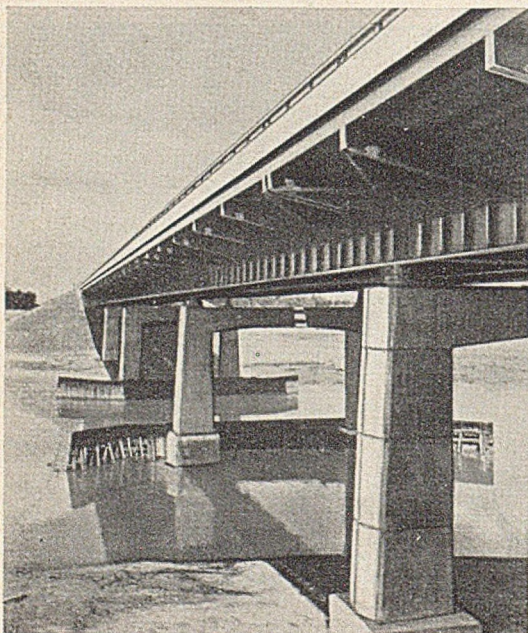
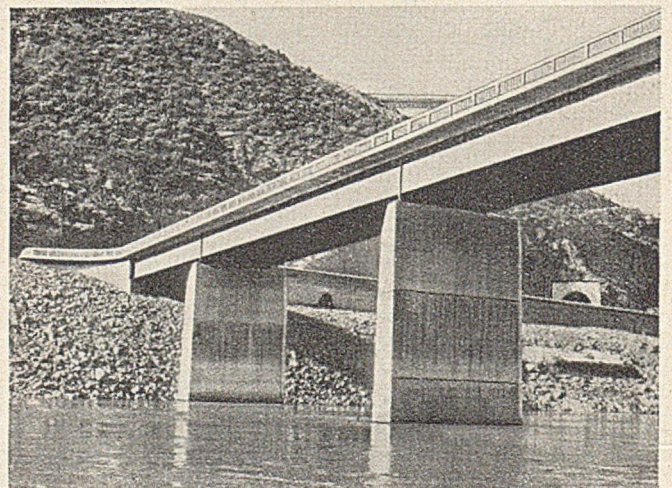


Abb. 6. Basilone Memorial-Brücke.

Abb. 8. Sacramento River-Brücke.



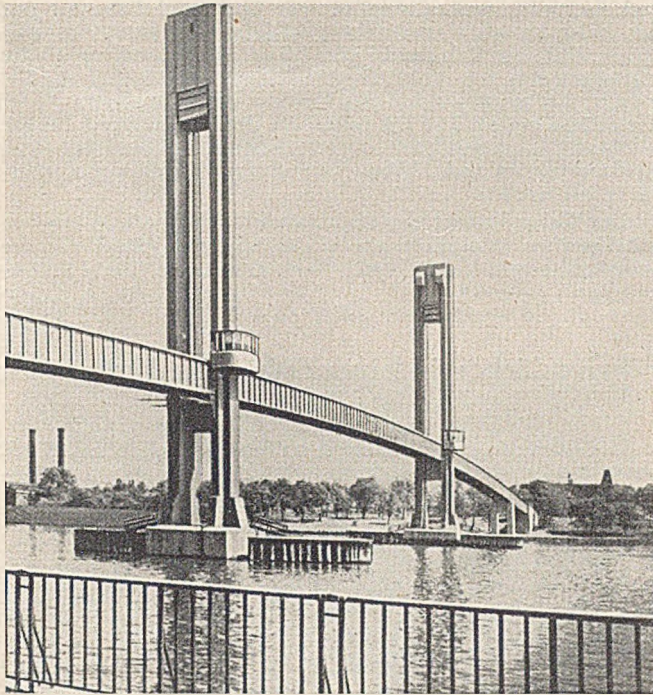


Abb. 9. Harlem River-Fußgängerbrücke.

F. Kleineberg: Der Bauingenieur 26 (1951) S. 153. [Nach Steel Construction Digest 9 (1952) Nr. 4 und einem Werbeblatt von Eng. News-Record.]

F. Schleicher, Dortmund.

Fahrbahn einer Klappbrücke aus Leichtmetall.

Obgleich Frankreich die Geburtsstätte der Aluminium-Industrie gewesen ist, sind andere Länder bei der Verwendung von Al-Legierungen im Brückenbau früher auf den Plan getreten. Als Auswahl der bisherigen Ausführungen auf diesem Gebiet sind genannt:

1. Die Fahrbahn der Smithfield-Straßenbrücke über den Fluß Monongahela in Pittsburgh (USA.) von 220 m Länge und 22,3 m Breite, die sich seit ihrem Einbau im Jahre 1932 bis auf geringe Schäden gut bewährt hat.

2. Die 1948 vollständig aus Leichtmetall erbaute zweiflügelige Klappbrücke über den Fluß Wear bei Sunderland (England) mit einer Stützweite von 27,3 m und einer Fahrbahnbreite von 5,62 m.

3. Die Straßenbrücke bei Arvida (Kanada) aus dem Jahre 1950 von 153 m Gesamtlänge mit einer Bogenstützweite von 88,2 m und einer Gesamtbreite einschließlich Fußsteigen von 9,70 m, deren Tragkonstruktion vollständig aus Leichtmetall und deren Fahrbahn aus Stahlbeton hergestellt worden ist.

4. Die Fußgängerbrücke über den Fluß Tummel (England) von 95 m Gesamtlänge mit einer Mittelöffnung von 53 m, 2 Seitenöffnungen von 21 m und einer Breite von 1,82 m.

In Frankreich ist erstmalig eine Al-Leg. im Brückenbau bei der Fahrbahn einer einflügeligen Scherzer-Klappbrücke im Hafengebiet von Le Havre verwendet worden. Dieses Bauwerk, das durch Kriegseinwirkung zerstört worden war und unter Verwendung der alten Teile wieder hergestellt worden ist, hat eine lichte Durchfahrtsöffnung von 35 m, eine Fahrbahnlänge von 37,32 m und eine Breite von 6,14 m. Demnach beträgt die Gesamtfläche der neuen Fahrbahn rd. 230 m². Für die Er-

neuerung der Fahrbahn standen die in folgender Tabelle zusammengestellten Vorschläge zur Auswahl.

Nr.	Art der Abdeckung	Gesamtgewicht der Abdeckung	Gewicht der Abdeckung	Gesamtgewicht des beweglichen Teiles der Brücke einschl. der Gegengewichte	Kosten der Ausführung	Kosten der jährlichen Unterhaltung geschätzt
		kg	kg/m ²			
1.	Profile aus einer warm ausgehärteten Al.-Leg. ohne Belag (zum Vergleich)	10 700	48,3	626		150
2.	Profile aus der Al.-Leg. AG ₅ mit einem Belag von 4 cm Stärke	20 450	90,7	664	25 400	350
3.	Holzbelag mit Verschleißbohlen	33 500	146,2	715	6 736	1 800
4.	Abdeckung aus Walzstahl ohne Belag	34 090	148,2	719	23 170	150
5.	Abdeckung aus Walzstahl mit Belag von 4 cm Stärke	43 840	190,6	755	23 770	350
6.	Abdeckung aus Stahlgußplatten ohne Belag	44 680	195,0	759	29 250	150
7.	Abdeckung aus Stahlgußplatten mit Belag von 4 cm Stärke	54 400	237,4	797	29 850	350

Der Ausführung ist die Fahrbahnausbildung entsprechend Nr. 2 zugrunde gelegt worden. Ausschlaggebend für diese Wahl ist der Wunsch gewesen, eine möglichst leichte Abdeckung zu erhalten, um eine Überbeanspruchung der Rollsegmente im besonderen in Hinblick auf die Wiederverwendung alter Konstruktionsteile zu vermeiden. Bekanntlich bilden bei Klappbrücken der Bauart Scherzer die Rollsegmente und ihre Verbindung mit der Tragkonstruktion den empfindlichsten Teil derartiger Bauwerke. Infolge Verringerung des Fahrbahn Gewichtes konnte auch das Gegengewicht vermindert und damit eine erhebliche Gewichtseinsparung der Gesamtkonstruktion der Brücke erreicht werden (vergl. Tabelle). Von den in Frankreich zur Verfügung stehenden Aluminium-Knetlegierungen stehen für die Verwendung im Brückenbau die in folgender Tabelle zusammengestellten Typen zur Auswahl.

Symbol	Kurzzeichen nach DIN 1725	Zustand	Bruchfestigkeit	Elastizitätsgrenze	Dehnung	Brinellhärte	Wechselfestigkeit 100 Mio. Lastwechsel	Spez. Gewicht
			kg/mm ²	kg/mm ²	%	kg/mm ²	kg/mm ²	
LA-G ₅	AlMg 5	weich	30—34	13—15	22—20	65—75	12,5	2,65
A-U ₄ G	AlCuMg	ausgehärtet	40—44	24—27	16—12	100—110	13,5	2,75
A-Z ₈ GU	AlZnMg	ausgehärtet	55—60	45—55	10—6	150—160	18	2,80

Von den aufgeführten Legierungen haben die letzten beiden wohl eine höhere Festigkeit, aber infolge der Legierungsbestandteile Kupfer bzw. Zink eine geringere Korrosionsbeständig-

keit als die Legierung A-G₅. Da die für die Ausführung gewählten Profile keine hohe Beanspruchung erhalten und mit Rücksicht auf die Nähe des Meeres eine hohe Korrosionsbeständigkeit erwünscht ist, ist die erste Legierung der Tabelle verwendet worden.

Obleich die ursprüngliche Konstruktion des Fahrbahnrostes für einen Brückenbelag aus Holz mit längslaufenden Tragbalken von 10 cm Stärke und querlaufenden Verschleißbohlen von 6 cm Stärke ausgebildet war, wobei die Längsträgeroberkanten einen Abstand von 10 cm von den Querträgeroberkanten besaßen, hat man trotz des niedrigen Preises von der Ausführung einer Holzabdeckung abgesehen, da die Erfahrungen mit anderen Brücken gezeigt haben, daß der Verschleiß derart groß ist, daß eine ständige Reparaturkolonne hierfür erforderlich ist. Dieser Umstand ist auch aus den geschätzten Unterhaltungskosten, wie sie in der Tabelle angegeben sind, ersichtlich, wobei ein Ersatz der Verschleißbohlen alle 2 Jahre und der Tragbalken alle 10 Jahre

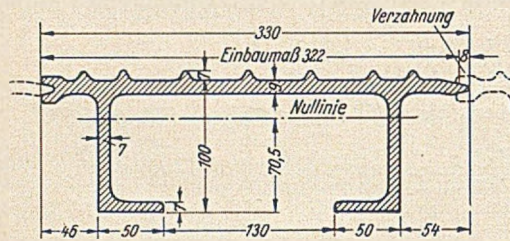


Abb. 1. Querschnitt 54,45 cm². Gewicht 14,4 kg/m. $J = 601 \text{ cm}^4$.
 $W = 86,5 \text{ cm}^3$.

zugrunde gelegt worden ist. Demgegenüber ist für die Abschätzung der Unterhaltungskosten der Fahrbahnkonstruktionen aus Metall ein jährlicher Anstrich der offen liegenden Teile und eine Erneuerung der Asphaltdecke alle 3 Jahre angenommen.

Für die Abdeckung aus Walzstahl sind längslaufende [-Profile über den Längsträgern mit aufgeschweißten gerillten Blechen, für die Abdeckung aus Stahlguß Platten von 30 mm Stärke mit Rippen von 120 mm Höhe vorgeschlagen worden. Den Kosten liegen die Preise des Jahres 1950 zugrunde. Der Preisvergleich zeigt, daß zwischen den Abdeckungen aus Leichtmetall, Walzstahl und Stahlguß kein wesentlicher Unterschied vorhanden ist, während der geringere Preis der Holzabdeckung infolge der höheren Unterhaltungskosten in wenigen Jahren ausgeglichen wird.

Die zur Ausführung gekommene Leichtmetallabdeckung besteht aus stranggepreßten Profilen (Abb. 1), die quer zur Längsachse der Brücke auf den Längsträgern liegen. Die Höhe der Profile beträgt 100 mm, um den Höhenunterschied zwischen Längs- und Querträgern auszugleichen. Die Profile haben an der Oberfläche Rippen, um eine bessere Haftung des Asphaltbelages zu erzielen, und an den Enden Nut und Feder, um eine gute Verbindung benachbarter Profile zu erhalten. Das Gewicht der Profile beträgt 14,4 kg/m, d. h. bei 6,14 m Gesamtlänge je Stücke rd. 88 kg, so daß 2 Arbeiter es handhaben können. Die Nutbreite ist rd. 320 mm und damit das Gewicht 44,6 kg/m². Die Profile sind auf den Längsträgern mittels verzinkter Stahlschrauben befestigt. Um eine Kontaktkorrosion zwischen Stahl und Leichtmetall zu verhindern, sind außer der Verzinkung der Schrauben noch folgende Maßnahmen getroffen. Zwischen den Längsträgern und den Leichtmetallprofilen ist an den Auflagerpunkten ein mit Bitumen getränktes Isolierband angebracht worden. Die Leichtmetallprofile sind vor der Montage gebeizt und mit einem Grundanstrich auf Zinkchromatbasis versehen worden. Denselben Anstrich haben die Längsträger erhalten. Die Löcher für die Schrauben sind mit einem neutralen Fett ausgefüllt worden. Nach der Montage ist der gesamte untere Teil der Fahrbahn mit einem Bitumenanstrich geschützt worden.

Die gesamte Montage der Leichtmetallabdeckung hat unter Berücksichtigung obiger Maßnahmen 600 Arbeitsstunden erfordert, während für die Aufbringung einer hölzernen Abdeckung rd. 1600 Stunden nötig gewesen wären.

Um eine noch weitgehendere Erleichterung zu erreichen, hat man zunächst an Stelle der ursprünglich vorgesehenen Asphaltdecke von 4 cm Stärke, die an Gewicht annähernd der Leichtmetallabdeckung entspricht, eine Deckschicht von nur 1,5 cm Stärke aufgebracht. Nach einer Benutzung von über einem Jahr haben sich nur an den Stoßfugen der Profile dünne Risse gezeigt, jedoch keine an den 7 m hohen Rippen. Weder durch den Straßenverkehr, noch durch Erwärmung infolge Sonnen-

bestrahlung bei senkrechter Lage der Brückenfahrbahn hat sich der Belag gelöst oder Wellen gebildet. Man kann also vermuten, daß eine Belagstärke von 1,5 cm ausreichend ist. Damit verringert sich das Fahrbahngewicht um rd. 26,7 kg/m², insgesamt also um 6,14 t und das Gewicht des beweglichen Teiles der Brücke um rd. 24 t auf 640 t. Da der Fahrbahnrost für die Leichtmetallabdeckung zu schwer bemessen ist, kann bei einer Neukonstruktion auch hierbei noch eine weitere Gewichtsersparnis erzielt werden.

Der Belag besteht aus einem warm aufgetragenen Asphalt mit Zusätzen von Splitt aus Hochofenschlacke, Sand aus der Seine und einem Kalkfüllstoff. [Nach Travaux 36 (1952) S. 137.]

O. Suhr, Dortmund.

Schalendächer in einer Fabrik in Brynmawr, England.

Die Fabrik ist eine Neuanlage, errichtet in den Jahren 1949/50 unter Berücksichtigung modernster Arbeitsverfahren zur Herstellung von Gummierzeugnissen. Sie umschließt eine Rechteckfläche von rd. 99 · 137 m, in deren Mitte die eigentliche Fabrikationshalle mit 7150 m² Arbeitsfläche liegt. Um diese Halle sind dem Produktionsgang folgend, kleinere Hallen und Gebäude angeordnet, welche der Vorbereitung und Lagerung der Ausgangsprodukte und den sonstigen Erfordernissen des Fabrikbetriebes dienen. Den Gesamtplan der Fabrik zeigt Abb. 1.

Der baulich interessanteste Teil ist die große Fabrikationshalle, welche von 9 freitragenden Schalendächern überdeckt ist. Jede dieser Schalen hat einen rechteckigen Grundriß von 25 · 19,2 m und einen Stich von 2,44 m. Der Krümmungsradius der Erzeugenden beträgt 25,23 m in der einen und 33 m in der anderen Richtung, die Schalendicke 7,6 cm. Durch die Rechtecksform des Grundrisses entstehen längs den 4 Dachkanten Bogensegmente, die zu entsprechenden Trägern mit geradem Untergurt und der Schalenkrümmung folgendem Obergurt aus-

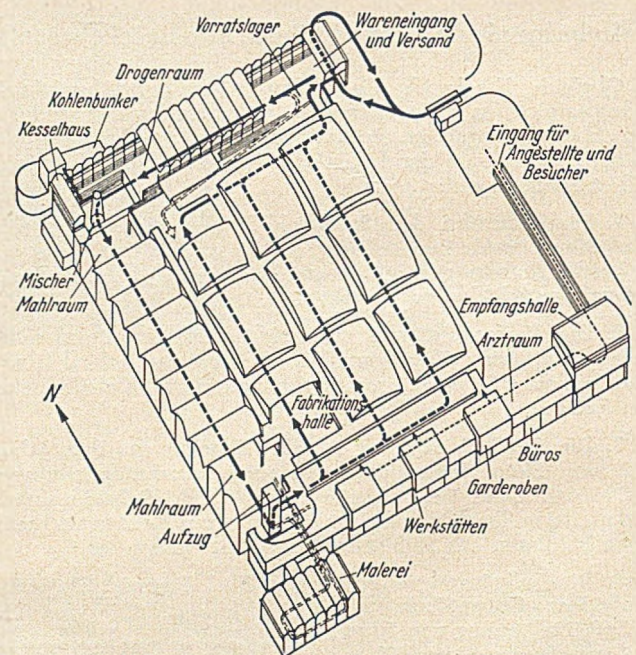


Abb. 1.

gebildet sind. Durch sie wird die gesamte Dachlast auf die in den Eckpunkten der Schalen angeordneten Pfeiler übertragen. Die freie Fläche zwischen den Gurten ist verglast, wobei in bestimmten Abschnitten Fertig-Stahlbetonbalken 10,2 · 5,1 cm eingesetzt sind. Zwischen den verglasten Bogensegmenten von je 2 nebeneinanderliegenden Schalen ist ein Laufsteg angeordnet, welcher mit der Oberkante der Träger-Untergurte bündig liegt und so breit ist, daß die beiden benachbarten Glasflächen genügend Licht erhalten. Außerdem haben durch diese Anordnung die Obergurte die Möglichkeit, sich gegen die Untergurte bei einer Ausdehnung der Schalenfläche frei zu bewegen. In der Nähe der Trägerauflagerpunkte, in welchen die Obergurte in die Untergurte einlaufen, wurden die Laufstege frei beweglich gegen die Dachkonstruktion ausgebildet, indem im Bereich von

je 4 benachbarten Ecken eine besondere kreuzförmige Platte eingelegt wurde, die an allen Seiten mit Fugen anschließt, so daß auch hier die Schalendehnung unbehindert bleibt.

Die Halle wird durch die verglasten Flächen der Bogen-segmente und zusätzlich noch durch mehrere in der Schalenoberfläche eingelassene Glasflächen von je 1,83 m ϕ belichtet. Diese Anordnung ergibt einen kleinsten Tageslicht-Quotienten von 5% in Arbeitshöhe.

Die Schalen sind bemessen für eine Schneelast von 73 kg/m². Die Bewehrung besteht aus 2 Lagen Stahldraht von 15 cm Maschenweite mit einem Gewicht von rd. 1,63 kg/m². Zusätzlich sind die Ecken zur Aufnahme von dort auftretenden Zugspannungen bewehrt. Im übrigen ist die Schale gedrückt.

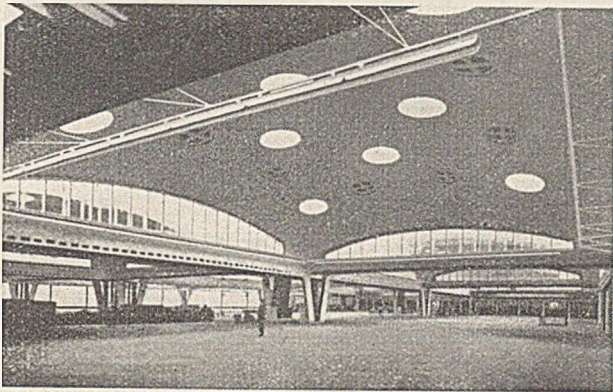


Abb. 2.

Jedes Schaleneck ist unterstützt von einem Pfeiler mit rechteckigem Querschnitt, der unter 15° gegen die Lotrechte geneigt ist, so daß auf diese Weise je 2 Pfeiler von benachbarten Ecken aus in ein gemeinsames Fundament zusammenlaufen. Dadurch ist vermieden, daß die Arbeitsfläche in der Nähe der Pfeiler stärker eingeschränkt ist. Eine Innenansicht der Halle mit der Wirkung der Dachkonstruktion und Anordnung der Pfeiler zeigt Abb. 2.

Zum Schutz gegen Wassereinflüsse wurden auf die Schalenoberfläche 2 Lagen Bitumenfilz aufgeklebt. Zuletzt wurde dann, um die Sonnenwärme abzuhalten, eine Masse aus Marmorstaub aufgespritzt. Auf der Innenseite wurde zur Wärme-Isolierung eine 1,3 cm starke Asbestschicht aufgebracht.

Die Schalung zum Betonieren bestand aus einer Rüstung aus Stahl- und Aluminium-Rohren und Stahlblech-Platten. Hierzu wurden zunächst Träger aus Stahlrohrfachwerk im gegenseitigen Abstand von 1,83 m parallel zur kürzeren Spannweite aufgestellt. Darauf wurden paarweise Aluminiumrohre verlegt mit einem Abstand von Paar zu Paar von 0,61 m und auf diese wiederum wurden die Schalungsplatten von 0,61 · 0,61 m Fläche aufgelegt und gegen Wind verankert. Die ganze Konstruktion ruhte auf Hebeschrauben zum Ausrichten der Schalfläche. Für alle 9 Schalen wurden nur 3 Satz Gerüste und 2 Satz Schalungsplatten verwendet.

Zuerst wurden die geraden Gurte der Bogenträger sowie der Anteil der Laufstege betoniert; im weiteren die Bogengurte und die ersten 3 m der Schale und zum Schluß der Rest in einem Arbeitsgang. Zur Verwendung kam rasch erhärtender Beton mit einer Bruchspannung von 210 kg/cm² nach 7 Tagen. Jeweils 10 Tage nach dem Betonieren wurde ausgeschalt. Die Bauzeit der 9 Schalen betrug rd. 4 Monate.

Unter der Fabrikationshalle befinden sich ausgedehnte Räume in Pilzdecken-Konstruktion zur Lagerung von Rohmaterial und mit allgemeinen Einrichtungen wie Garagen, Pumpen, Transformatoren, Druckbehältern usw. Die Pfeiler sind auf etwa 7 m lange Pfähle von 38—49 cm ϕ mit einer Tragkraft von je 40—60 t gegründet.

Die Schalendächer der übrigen Gebäude sind, wie dies auch Abb. 1 zeigt, Tonnengewölbe kleinerer Stützweiten. [Nach Engineering 172 (1952) No. 4497 S. 437.]

Dr.-Ing. K. A. Müller, Friedberg-Bayern.

Der Einfluß von Temperaturänderungen auf Beton unter Berücksichtigung des Einflusses der Zuschlagstoffe.

In einem gemeinsamen Laboratorium der National Ready Mixed Concrete Association und der National Sand and Gravel Association in der Universität Maryland, USA., wurden umfangreiche Versuche zum Studium des Verhaltens von Beton und Mörtel unter dem Einfluß von Temperaturänderungen in Luft und Wasser zwischen 4,5 und 60° C durchgeführt.

Die Versuche strebten die Erforschung folgender Beziehungen an und waren dementsprechend eingeteilt in:

a) Einfluß wechselnder Temperaturen auf Länge- und E-Moduländerungen, Feuchtigkeitsgehalt und Biegefestigkeit des Betons.

b) Einfluß des Mengenanteils feiner Bestandteile im Mörtel und grober Bestandteile im Beton auf die Wärmedehnzahlen für verschiedenen Sättigungsgrad.

c) Vergleich der Widerstandsfähigkeit von Betonen mit Zuschlagstoffen verschiedener Wärmeausdehnung gegen Temperaturwechsel.

Die Versuche erbrachten zwar keine genügenden Ergebnisse, um die Beziehungen zwischen Wärmeausdehnung und Betonfestigkeit bei wechselnden Temperaturen in quantitative Gesetze fassen zu können, sie geben jedoch ein sehr gutes qualitatives Bild.

Die Art und Durchführung der Versuche sei mit einigen Zahlenangaben nachfolgend kurz beschrieben:

a) Einfluß der Temperaturwechsel.

Untersucht wurden die vier Betonarten (im Weiteren bezeichnet mit []):

Normalbeton aus fast reinem Quarzsand mit Kies [A_n]

Porenbeton aus fast reinem Quarzsand mit Kies [A_p]

Normalbeton aus gebrochenem Material und kalkhaltigem Sand [B_n]

Porenbeton aus gebrochenem Material und kalkhaltigem Sand [B_p], wobei die Betonart [A] hohen, die Betonart [B] niedrigeren Wärmekoeffizienten hat.

Jede dieser vier Betonarten wurde für sechs verschiedene Arten von Temperaturänderungen nach Tabelle 1 untersucht, so daß also insgesamt vierundzwanzig Probekörper nötig waren, deren Größe rd. 7,6 · 10,2 · 40,6 cm betrug.

Tabelle 1.

	Temperaturänderungsart N°					
	1	2	3	4	5	6
	Kühlung					
Medium	Luft	Luft	Wasser	Luft	L. W. L.	Wasser
Endtemp. °C.	-18	-18	4,5	4,5	4,5	15,5
Zeitdauer h	17	17	7	7	31	2
Temp. Änd./min. °C.	0,139	0,139	2,220	0,278	0,278	0,556
	Erwärmung					
Medium	Wasser	Luft	Wasser	Luft	L. W. L.	Wasser
Endtemp. °C.	4,5	4,5	60	60	60	71
Zeitdauer h	7	7	17	17	41	2
Temp. Änd./min. °C.	0,556	0,139	2,220	0,556	0,556	0,556

Die Versuche wurden für jede der sechs Arten 35mal, oder so oft wiederholt, bis der E-Modul auf 50% des Anfangswertes abgesunken war.

Von allen in den Versuchsarten festgelegten Möglichkeiten führte nur diejenige des raschen Temperaturwechsel (Nr. 3) zu einer beachtlichen Beschädigung des Betons, die bereits nach zwei Wechseln äußerlich in Haarrissen ersichtlich war. Bereits bei 15 Wechseln betrug der E-Modul [A] nur mehr 50%. Die Betonarten [B] zeigen dabei mit einem E-Modul von 88% nach 35 Wechseln größere Widerstandsfähigkeit als die Betone [A]. Der Unterschied zwischen Normal- und Porenbeton ist in beiden Fällen nicht von Bedeutung. In Abb. 1 ist für Versuchsnummer 3 die Änderung des E-Moduls in %, und in Abb. 2 die prozentuale Volumenvergrößerung mit der Anzahl der Temperaturwechsel graphisch aufgezeichnet. Die Versuche zeigen all-

gemein, daß bei allen Arten die Wärmedehnzahlen von [A] um rd. 30 % höher als diejenigen von [B] liegen, woraus für die Ergebnisse von Nr. 3 geschlossen werden kann, daß Betone mit höheren Wärmedehnzahlen gegen raschen Temperaturwechsel viel empfindlicher sind.

Die Wärmedehnzahlen waren für
 Nr. 1, kleinere Temperaturunterschiede $13,3 \cdot 10^{-6}$, [A_n]
 $10,6 \cdot 10^{-6}$, [B_n]
 Nr. 4, große Temperaturunterschiede $10,8 \cdot 10^{-6}$, [A_n]
 $8,1 \cdot 10^{-6}$, [B_n]

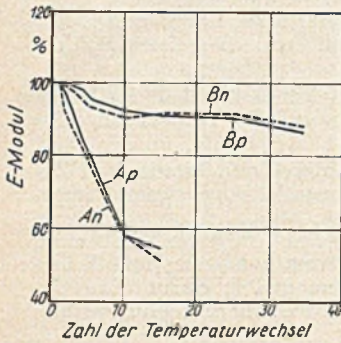


Abb. 1.

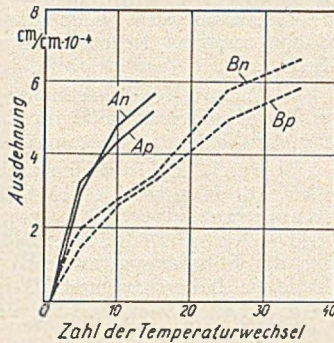


Abb. 2.

Die anfänglichen Wärmedehnzahlen der Bestandteile waren bei allen Versuchen annähernd gleich, und zwar für

	Grobe Zuschläge	Mörtel	Beton
[A]	$11,3 \cdot 10^{-6}$	$10,9 \cdot 10^{-6}$	$10,8 \cdot 10^{-6}$
[B]	$7,0 \cdot 10^{-6}$	$8,1 \cdot 10^{-6}$	$8,1 \cdot 10^{-6}$

so daß eine Beeinflussung der Ergebnisse durch Unterschiede der Wärmedehnzahlen der Zuschlagstoffe im Beton weitgehend ausgeschaltet war.

b) Einfluß des Mengenverhältnisses auf die Wärmedehnzahlen.

Dieser Versuchsabschnitt diente zur Erforschung der Beziehungen zwischen den Wärmedehnzahlen von Mörtel bzw. Beton und dem Mengenanteil von Sand im Mörtel, bzw. von groben Bestandteilen im Beton.

Die Mörtelversuche wurden mit drei Arten durchgeführt, und zwar mit

1. natürlichem Quarzsand [C₁]
2. gebrochenem Kalkstein [C₂]
3. gebrochenem Erstarrungsgestein [C₃]

unter Beimengung zu einem Zementbrei vom Wasser-Zementverhältnis 0,4 für die Mengenanteile von 0, 20, 40 und 60 % am Gesamtvolumen des Mörtels.

Die Betonversuche wurden mit vier Arten grober Zuschlagstoffe durchgeführt, und zwar mit

1. Quarzkies mit Quarzsandmörtel [D₁]
2. Quarzkies mit Mörtel aus gequetschtem Kalksteinsand [D₂]
3. Kies aus gebrochenem Kalkstein mit Quarzsandmörtel [D₃]
4. Kies aus gebrochenem Kalkstein mit Mörtel aus gequetschtem Kalksteinsand [D₄]

bei einem Verhältnis von Zement zu feinen Zuschlagstoffen von 1 : 2,85 und einem Wasser-Zementverhältnis von 0,52 (Gewichtsverhältnis) im Mörtel für die Mengenanteile der groben Zuschlagstoffe von 0, 20, 40 und 50 % am Betongesamtvolumen. Die Probestücke von rd. 2,54 · 2,54 · 30 cm für die Mörtelversuche und von rd. 7,63 · 10,2 · 40,7 cm für die Betonversuche wurden 10maligen Temperaturwechseln von 15,5 bis 60° bei einer Temperaturänderung von rd. 0,139° C/min unterworfen, bevor die Längenänderungen gemessen wurden. Nach einer nachfolgenden Sonderbehandlung durch Trocknung und weitere Temperaturwechsel wurden Kontrollmessungen mit guter Übereinstimmung gemacht.

Das Ergebnis der Messungen geht aus Abb. 3 und 4 deutlich hervor, in denen die gefundene Abhängigkeit der Wärmedehnzahlen zum Volumenanteil der Zuschläge sowohl für Mörtel, als auch für Beton dargestellt ist. (Die Werte für 100 % sind Handbüchern entnommen). Es zeigt sich, daß die Änderung der Wärmedehnzahl fast proportional zu der Änderung des Mengenanteils der Zuschlagstoffe verläuft.

c) Einfluß der Temperaturänderung und Zusammensetzung des Betons.

In dieser Versuchsgruppe wurde das Verhalten des Betons mit Zuschlagstoffen verschiedener Wärmedehnzahlen für rasche und langsame Temperaturwechsel erforscht, und zwar in einer ersten Versuchsreihe für verschiedene Kombinationen mit Quarzkies, gebrochenem Kalkstein und gebrochenem Erstarrungsgestein für die groben, und mit Quarzsand und künstlichem Kalksteinsand für die feinen Zuschlagstoffe. In einer zweiten Versuchsreihe wurden zur Ergänzung der gewonnenen Ergebnisse die Kombinationen mit weiteren Zuschlagstoffen, wie granitartigen und kalksteinartigen Sanden und Kiesen anderer Zusammensetzung wie in der ersten Versuchsreihe verwendet. Die Probestücke waren von den Abmessungen rd. 7,6 · 10,2 · 40,6 cm und wurden den Versuchen erst nach 28tägigem Verharren in einem feuchten Raum von 21° unterworfen. Die Versuche für raschen Temperaturwechsel wurden nach Nr. 3, diejenigen für langsamen nach Nr. 6 der Tabelle 1, Abschnitt a), vorgenommen.

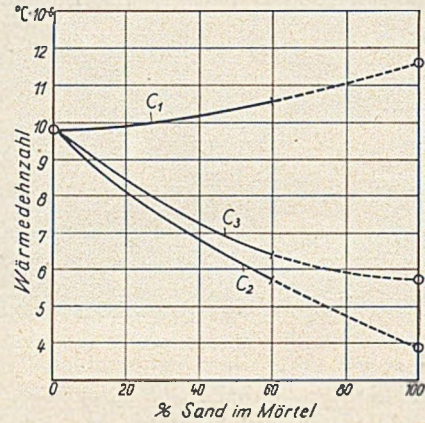


Abb. 3.

Die Ergebnisse zeigen keinen ersichtlichen Zusammenhang zwischen den Differenzen der Wärmedehnzahlen der Zuschlagstoffe in Beton oder Mörtel und den Kennzeichen für die Betonveränderung infolge der Versuchsbehandlung. Dagegen war eine lineare Beziehung zwischen den Wärmedehnzahlen des Betons selbst und der Biegefestigkeit offensichtlich. Im allge-

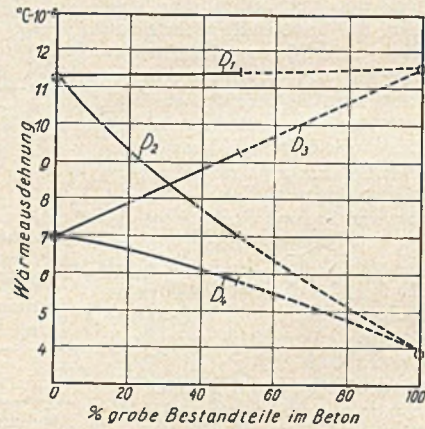


Abb. 4.

meinen ist das Ergebnis des Versuchsabschnittes a) insofern hier wieder bestätigt, als bei raschen Temperaturwechseln ein Absinken der Biegefestigkeit mit Vergrößerung der Wärmedehnzahlen des Betons bis auf 80 % beobachtet wurde, gegenüber einem Absinken von nur bis 30 % bei langsamen Wechseln. Man kann daher darauf schließen, daß nur die Wärmedehnzahl des Betons selbst und nicht die Verschiedenheit der Wärmedehnzahlen der Zuschlagstoffe im Beton einen Einfluß auf seine Eigenschaften bei Temperaturwechseln hat. Dabei scheint das Absinken der Biegefestigkeit bei größeren Wärmedehnzahlen und raschen Temperaturwechseln größtenteils davon herzurühren, daß die erzeugte Außentemperatur in der Zeitdauer des Wechsels mit der Temperaturänderung im Inneren des Versuchsstückes nicht Schritt hält und dadurch Eigenspannungen erzeugt.

[Nach Journal Amer. Concrete Institute. 23 (1952) S. 661—679.]

Dr.-Ing. K. A. Müller, Friedberg/Bayern.

Gegen Schwingungen versteifte Rohrleitungs-Hängebrücke.

In den USA. ist eine größere Anzahl von Hängebrücken für Rohrleitungen gebaut worden. Eine hiervon, die 214 m weit gespannte Brücke über den Coosa-Fluß bei Clayton, Ala., die eine Erdgasleitung von 750 mm Durchmesser trägt, zeigte bald nach der Inbetriebnahme im März 1950 bei verhältnismäßig geringen Windgeschwindigkeiten vertikale Schwingungen mit Ausschlägen bis etwa 0,45 m nach oben und unten. Das statische System dieser Brücke entsprach dem der anderen Brücken [Vgl. Bauingenieur 27 (1952) S. 220] mit der Abweichung, daß zwischen den Tragseilen nur in der Mitte der Hauptöffnung und nicht an allen Anschlußpunkten der Hänger Querverbindungen angeordnet waren.

Der Versuch, durch Hinzufügen einer zweiten Rohrleitung die Steifigkeit zu erhöhen, blieb erfolglos, da durch die zweite Leitung auch die die Schwingung anregenden Kräfte verdoppelt wurden. Als provisorische Maßnahmen wurden dann mit Steinen beschwerte Kanister von der Brücke in den Fluß gehängt und ein Federdämpfer an der Mittelöffnung angebracht. Die hierdurch eintretende Dämpfung verringerte die Ausschläge auf etwa ein Drittel. Als endgültige Lösung wurden im Haupttragwerk diagonal zwischen den Hängeseilen verlaufende verzinkte, 13 mm dicke Seile angeordnet. Durch diese Diagonalseile entstand ein Fachwerk mit den Tragseilen als Obergurt und der unteren Rohrleitung als Untergurt (Abb. 1 und 2). Die Seile wurden mit Spannschlössern auf etwa 1,5 t vorgespannt. Diese Kraft ist groß genug, um bei allen vorkommenden Belastungen ein Schlaffwerden der Seile zu verhindern.

An den unversteiften Brücken war der „Steifigkeits-Koeffizient“ [vgl. Bauingenieur 25 (1950) S. 214 und 26 (1951) S. 333]

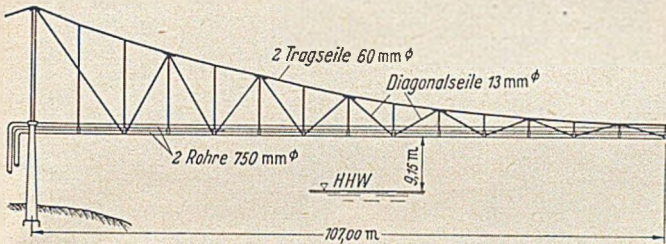


Abb. 1. Ansicht der halben Hauptöffnung.

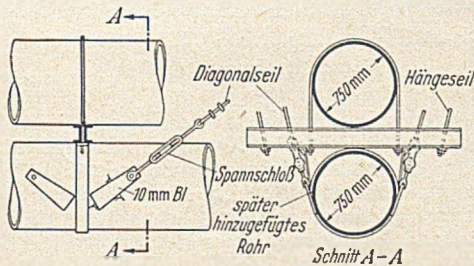


Abb. 2. Rohraufhängung und Anschluß der Diagonalseile.

zu $K = 78$ errechnet worden. Hiermit ergab sich eine Eigenfrequenz von 27,3 Schwingungen/Minute; dies stimmte mit dem beobachteten Wert 28 gut überein. Der Wert K wurde durch die Diagonalseile um 41 % und die Dämpfungsfähigkeit um 59 % erhöht. Die vertikalen Ausschläge gingen auf einige Millimeter zurück. [Nach Steinman in Civil Engineering 22 (1952) S. 177.]

K. H. Seegers, Gustavsburg.

Dünne Hyperbo-Paraboloid-Schale.

Die Fläche eines hyperbolischen Paraboloids hat bekanntlich gerade Erzeugende, d. h., man kann eine solche Fläche mit lauter geraden Holzelementen einschalen. Da die Einrüstung stets einen großen Teil der Baukosten einer Schalenkonstruktion ausmacht, ergibt sich hieraus ein wesentlicher bauwirtschaftlicher Vorteil des parabolischen Hyperboloids gegenüber anderen Schalenflächen, bei denen gekrümmte Elemente in der Einrüstung vorkommen.

Eine solche Schale ist mit erstaunlich geringer Dicke in der Stadt Mexiko ausgeführt worden. Die genaue Form in Schnitten

ist nicht angegeben, geht aber zur Genüge aus den Abb. 1 und 2 hervor. Es ist eine zylinderähnliche Schale über einem Grundriß $10 \cdot 11,80$ m mit 3 Binderscheiben im Abstand von je 5 m, die Spannweite in Gewölberichtung beträgt 10 m. Die Schale krägt über die beiden Endbinder je 0,90 m über. Die Fläche ist durch 2 Scharen sich unter 60° kreuzender Erzeugender darstell-

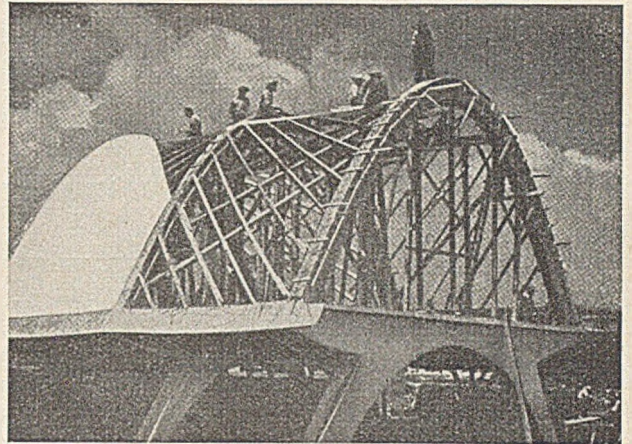


Abb. 1.

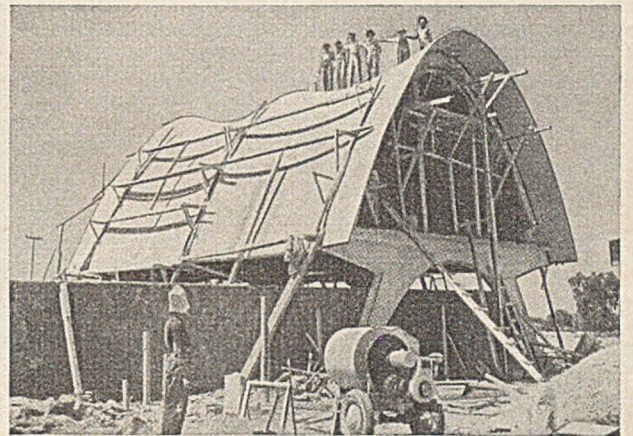


Abb. 2.

bar. Die Schalendicke beträgt im Scheitel 1,5 cm und nimmt zu den Kämpfern auf 5 cm zu. Die Binder haben einen Querschnitt von $25 \cdot 30$ cm². Die Schalenkämpfer liegen auf steifen Balken auf, deren Stärke nicht angegeben ist. Die Schale ist als Membran gerechnet; auch die Bewehrung, die aus einem 10 cm-Maschen-Netz von 3 mm Rundstahl besteht, ist nicht für die Aufnahme von Biegemomenten gedacht.

Die eine Schar der geraden Erzeugenden ist in der Einschalung aus $5 \cdot 10$ cm² Kanthölzern (Abb. 2), die andere aus halbzölligen auf die Kanthölzer genagelten Schalbrettern ausgeführt. [Nach Journal Amer. Concrete Institute, 23 (1951) S. 321.]

A. Mehmel, Darmstadt.

Neue Methoden der Verlegung von Rohrdüchern.

Die Versorgung der Stadt New York und des Distriktes von New England mit Naturgas aus Texas erfolgt durch eine Zubringerleitung von rd. 3000 km Länge. Die Anschlußleitungen müssen nun die Fluß- und Meerengen kreuzen, welche die Inseln der Metropole umgeben. So ergeben sich vier Düker: die Arthur-Kill-Kreuzung vom Festland nach Staten Island, die Narrows-Kreuzung durch die Hafeneinfahrt zwischen Staten Island und Brooklyn, die untere Hudson-Kreuzung nach Manhattan und die obere Hudson-Kreuzung, eine Doppelleitung als Endstück der großen Hauptleitung, welche in das New England-Rohrsystem ausmündet. Wer ein Gefühl für die Praxis des Wasserbaus hat, kann nur mit Hochachtung die bei diesen

Dükerbauten angewandten kühnen Ausführungsmethoden anerkennen. Die technischen Daten der Düker zeigt die Tabelle.

Für die Versenkung der vier Leitungen ist jeweils eine andere Methode angewandt worden, bei allen wurde jedoch jegliche Unterwasserarbeit vermieden.

1. Die Narrows-Kreuzung. Nach der Baggerung eines Grabens von nur 6 m Breite bei 7,5 m Tiefe wurde die an Land in Achsrichtung des Dükers in 8 nebeneinanderliegenden Strän-

die Gefahr einer Verbiegung groß ist. Die geniale Vorrichtung hierfür zeigt Abb. 3. Sie besteht aus einem Balancier, der an seinen beiden Enden wiederum als Wippe gelagerte Rahmen trägt, welche beiderseits drei Lkw.-Räder in einer der Rohrform angepaßten Lagerung enthalten. Wasserseitig ist ein gleicher Rahmen zwischen zwei Pontons gelagert und an das landseitige Gestell der Unterkonstruktion gelenkig angeschlossen, wodurch der dort mögliche Tidehub von 3,90 m ausgeglichen wird. So ist das ins Wasser gleitende Rohr auf einer Strecke von 36 m an 6 Punkten elastisch unterstützt, zwischen denen sich ein völliger Lastausgleich automatisch einstellt.

Die Überwachung des Verlegungsvorganges mit Telefon, drahtlosem Gegensprechverkehr und elektroakustischer Lotung zur Kontrolle der Tiefenlage von Rohr und Rohrgraben vervollständigt das Bild einer ebenso kühnen wie technisch romantischen Ingenieurleistung unserer Tage, bei welcher ohne Unterbrechung des Schiffsverkehrs in der Hafeneinfahrt eine 2000 m lange Unterwasserleitung in kurzer Zeit gezogen wurde (Ende Mai 1952).

2. Die obere Hudson-Kreuzung, eine Doppelleitung, liegt 55 km oberhalb New York City im

Tabelle der techn. Daten für Gasdüker bei New York.

Düker	Wasserarm		Rohrleitung				Gewicht	
	Breite m	max. Tiefe m	Innen Ø cm	Wand- stärke mm	Schutzschicht cm	über Wasser kg / lfm	unter Wasser kg / lfm	
1. The Narrows Staten Island-Brooklyn	2000	33	61	12,7	1,5 Asphalt 7,5 Torkret-Mörtel	822	307	
2. Obere Hudson-Kreuzung Hauptlinie-New England	1580	20	61	12,7	0,25 Bitumen 7,5 Torkret Mörtel	744	254	
3. Arthur Kill-Kreuzung Festland-Staten Island	500	15	61	12,7	1,5 Asphalt 7,5 Torkret-Mörtel	822	307	
4. Untere Hudson-Kreuzung Festland-Manhattan	1200	27,6	65	28,5	1,8 Asphalt 2,5 Holzlatten je 5 cm breit	580	150	

gen von je 250 m Länge zusammengeschweißte und isolierte Leitung abschnittsweise von einem 180 PS-Diesel-Windenaggregat vom gegenüberliegenden Ufer durch die Flußenge mittels 55 mm-Trosse gezogen. Nach je 250 m wurde mit Kränen der nächste Strang auf die Schemelwagen der Ablaufbahn gebracht und stumpf an das schon abgezogene Ende angeschweißt. Nach Prüfung der Schweißnaht mit Röntgengerät wurde der Schutzanstrich und der Torkretmörtel aufgebracht und weitergezogen. Abb. 1 zeigt die Einrichtung recht anschaulich. Die Tagesbestleistung waren 2 Stränge von je 240 m.

Um die schwere Leitung vor dem Eindringen in die Grabensohle während des Ziehens zu sichern, wurden Pontons von 6,10 m Länge und 1,5 m ϕ im Abstand von je 33 m mit je

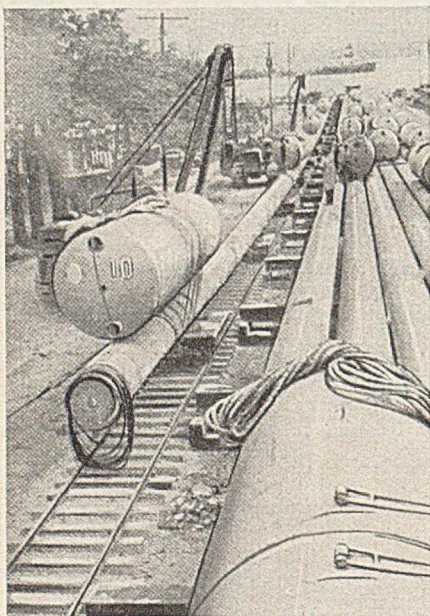


Abb. 1. Ablaufbahn am Strand von Staten Island. Der erste Strang fertig zum Ziehen.

4 Stahlbändern auf der Rohrleitung befestigt. Durch diese gegen den Wasserdruck mit Preßluft gefüllten Tanks verminderte sich das Gewicht der Rohrleitung auf etwa 15 kg/m unter Wasser. Durch eine vorher angebrachte Schneidvorrichtung konnten die Stahlbänder mittels Seilzug später von der Wasseroberfläche aus zerschnitten werden. Die Pontons sprangen, wie Abb. 2 zeigt, recht lebhaft hoch und konnten geborgen werden.

Ein besonders schwieriger Punkt ist bei einem solchen Verfahren der Übergang von der Ablaufbahn ins Wasser, weil hier

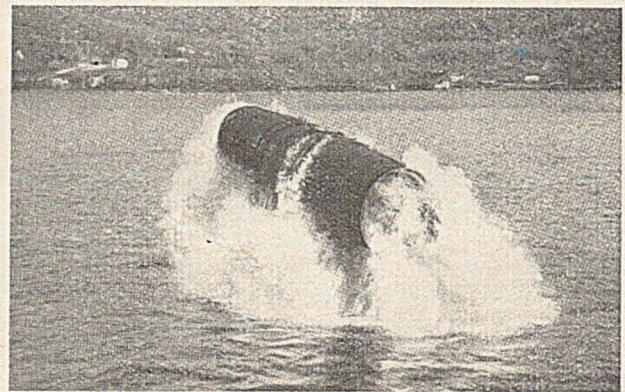


Abb. 2. Ein unter Wasser abgeschnittener Ponton springt aus dem Wasser des Hudson (Düker 2).

Zuge der Verbindungsstrecke zwischen der Hauptlinie und dem neuen Verteilernetz in New England. Hierbei wurden jeweils 36 m lange, auf einer schwimmenden schrägen Gleitbahn stumpf zusammengeschweißte Rohrstränge verlegt. Durch Aufsetzen von Pontons wie bei dem vorigen Beispiel und leichtes Anheben des oberen Endes des Stranges mit Schwimm-

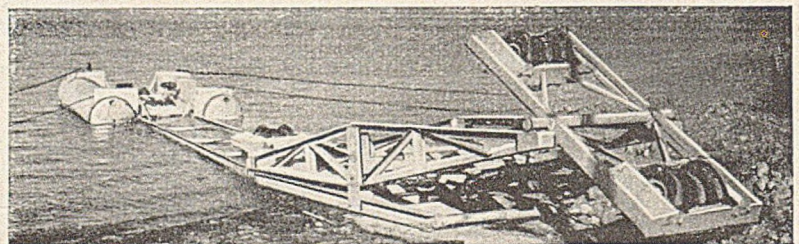


Abb. 3. Ablaufvorrichtung mit elastischer Wippenlagerung.

kran wurde das Abgleiten erleichtert, das durch Rückwärtsverholen des Werkschiffskonvoys an Auslegerankern bewirkt wurde.

Abb. 4 läßt dieses Verfahren gut erkennen. Die Gleitbahn ist von der rückwärtigen Strebe eines umgelegten Derrickturmes gebildet. Bei dieser Leitung wurden die 36 m-Stöße noch zusätzlich durch eine aufgeschweißte Muffe von 13 mm Stärke und 225 mm Breite verstärkt. Die Tagesbestleistung betrug 4 Stränge von je 36 m. Durch Wind, Strömung und Eisgang wurde ein-

mal die schwimmende Anlage aus der Achse getrieben und die Leitung geknickt. Das verbogene Ende wurde ersetzt und durch Bekriechen der einwandfreie Zustand der verlegten Strecke kontrolliert.

3. Arthur-Kill-Kreuzung. An dieser Engstelle mit felsigem Untergrund wurde die Leitung schwimmend eingefahren und versenkt. Der erste gerade Strang reichte bis an die Fahrerinne, der zweite daran angesetzte Strang enthielt eine etwa

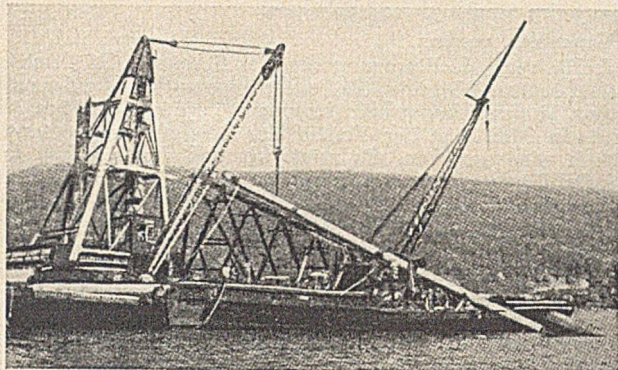


Abb. 4. Schräge Ablaufbahn bis 15 m über Wasser. Das obere Rohrende wird leicht angehoben.

200 m lange Welle für den tieferen Teil, die zunächst ebenfalls waagrecht schwamm. Mit Raupentraktoren mit seitlichem Kran ausleger wurde die Leitung über Gummiräder ins Wasser geschoben und innerhalb einer Schiffahrtsunterbrechung von nur 5 Stunden versenkt, indem nach Lösen einiger Pontons zunächst

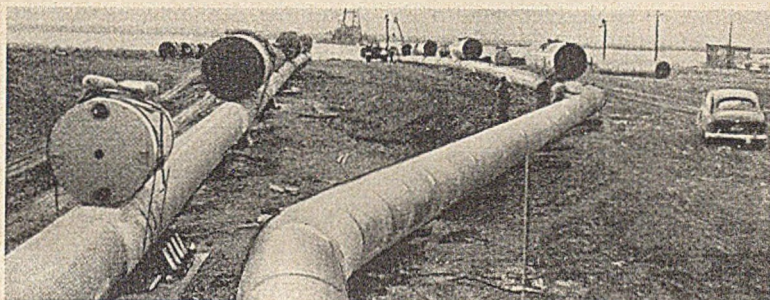


Abb. 5. Links der gerade Strang, rechts die daran anzuschweißende 200 m lange Krümmung.

die Krümmung in die Lotrechte schwenkte, worauf das weitere Absenken in den nur 3,60 m tiefen Baggerschlitz durch Lösen der restlichen Pontons keine Schwierigkeiten bot. Ein Schwimmderrick hob dann die landseitigen Enden aus dem Wasser, an welche die Landanschlußstränge über Wasser geschweißt wurden. Diese Methode war nur möglich, weil eine kurze Stillwasserperiode zwischen den Tiden ausreichte, die sorgfältig vorbereiteten Arbeiten zügig durchzuführen. Abb. 5 zeigt die Leitung fertig zum Einschwimmen und die 12 m tiefere Welle im zweiten Strang.

4. Untere Hudson-Kreuzung. Bei dieser Anlage bestand zunächst die Absicht, die Sohle des Hudson durch Spülung aufzulockern und dann das auf diese aufgewühlte Strecke gelegte Rohr durch Unterspülen zum Einsinken zu bringen, ein Verfahren, das an anderer Stelle guten Erfolg gezeitigt hatte. Es wurde ein Spülrohr von 61 cm Φ mit 25 mm starker Wandung mit 3 Strahlöffnungen von je 38 mm Φ unter 79° beiderseits von der Lotrechten nach oben wirkend und mit drei starken Strahlen von je 100 mm Φ nach unten und unter 30° und 60° nach vorn wirkend angesetzt, das bei 9,15 atü und einem Wasserverbrauch von 13,25 m³/Minute auf die vorgesehene Grabtiefe von 7,50 m gut herunterkam. Die Vorwärtsbewegung dieses Spülrüssels gelang jedoch nicht, weil sich das Material der Sohle nicht wie erwartet freispülen ließ. Man konnte die Baggerung also nicht umgehen. Ein treffliches Beispiel für die im Wasserbau enthaltenen Risiken.

Die Rohrleitung wurde ähnlich wie bei der Narrows-Kreuzung strangweise an Land zusammengesweißt und dann mit Druck ins Wasser geschoben, während gleichzeitig vom anderen Ufer gezogen wurde. Das vordere Ende der Leitung wurde durch zwei Schiffsgefäße über Grund gehalten, um ein Einwühlen zu verhindern. Die Tagesbestleistung ergab sich zu 180 m Leitungslänge.

Die Schweißung der 200 Fugen der in 6,00 m Längen angelieferten Rohre erfolgte mittels zwei je 350 Amp.-Lincoln-Generatoren. Jede Fuge erforderte bei 5 Durchgängen nur eine Schweißdauer von etwas mehr als 1 Stunde. Mit einer fahrbaren 65 PS-Drehvorrichtung wurden die Rohre vom unteren Ende der zum Strand gerichteten Ablaufbahn mit einer Geschwindigkeit von 25–30 cm/Minute vor der Schweißanlage gedreht.

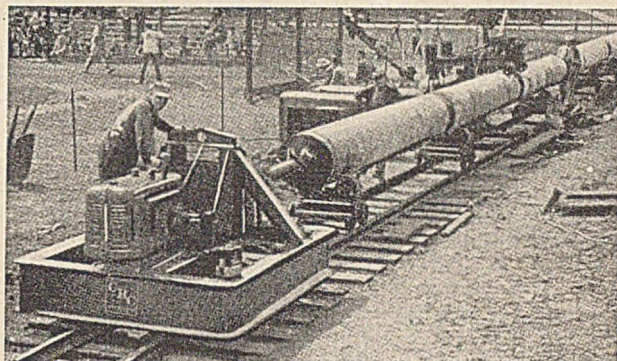


Abb. 6. Drehvorrichtung für die Stumpfschweißung der Rohre und Schweißung des zweiten Stoßes.

Abb. 6 zeigt den Vorgang während der Schweißung der zweiten Fuge. Nach Fertigstellung einer Schweißung wurde das Rohr 6 m vorgezogen und die nächste Länge vorgestoßen. Im Endeffekt war die Drehvorrichtung daher 126 m von der Schweißstelle entfernt. [Nach Construction Methods and Equipment 34 (1952) Juniheft S. 56.]

Es soll bei dieser Gelegenheit bemerkt werden, daß die „Hansa“ 89 (1952) Heft vom 30. August über eine Dükerverlegung der Deutschen Shell im Harburger Industriehafengebiet berichtet, bei welcher 8 nebeneinanderliegende Rohre von je 370 m Länge im Gesamtgewicht von 160 t (an Land), auf einer Blechbahn vereinigt und durch einen Kopfgleitschlitten vor dem Festfahren im Boden gesichert, mittels der Zugkraft dreier Lokomotiven durch die 330 m breite Süderelbe nach der Insel Kattwyk-Hohe Schaar in etwa 2 Stunden gezogen wurden. Soweit ersichtlich, ist dies die erste Anwendung dieses Verfahrens in Deutschland.

Dr.-Ing. Ernst Bachus, Frankfurt a. M.-Nied.

Verdichtung von Betonplatten durch Oberflächenrüttlung.

Die Entwicklung von Oberflächenrüttlern zur Verdichtung von Betonfahrbahnplatten war bisher weitgehend eine Sache der Erfahrung, die durch nur wenige exakte Angaben über die Auswirkung einzelner Einflüsse sowohl der Rüttler- als auch der Betoneigenschaften auf die erzielbare Betonverdichtung gestützt ist. Um nun hierüber ein allgemeines Bild zu bekommen, wurden im „Road Research Laboratory, Department of Scientific and Industrial Research“, USA., mit Hilfe einer eigens hierfür gebauten Rüttelmaschine¹ umfangreiche Versuche zum Studium folgender Einzeleinflüsse auf die Verdichtung durchgeführt:

1. Beschleunigung des Rüttlerstempels,
2. Amplitude des Rüttlerstempels,
3. Zahl der Vibrationen auf eine gegebene, dem Arbeitsfortschritt des Stempels entsprechende Länge,
4. Richtung der Vibrationen,
5. Wellenform der Vibrationen,
6. Gewicht und Befestigung des Stempels am Rüttler,
7. Gestalt des auf der Unterseite des Stempels angebrachten Schuhs.

Die hier beschriebenen Versuche befassen sich ausschließlich mit der Erforschung des Einflusses der drei ersten Punkte, da von vornherein angenommen wurde, daß die übrigen vier Charakteristiken auf die Konstruktion des Rüttlers selbst keinen richtunggebenden Einfluß mehr haben. Ebenso wurde zunächst von einer Variierung der Zuschlagstoffe, Plattenstärke und Unterlage des Betons abgesehen, so daß bei sonst gleichen Be-

¹ R. H. H. Kirkham: The vibration of concrete slabs. Magazine of Concrete Research 1 (1949), No. 3, S. 141–143.

dingungen nur Beschleunigung, Amplitude und Zahl der Vibrationen je Längeneinheit gegeneinander verändert wurden. Dies geschah entsprechend folgender Versuchseinteilung:

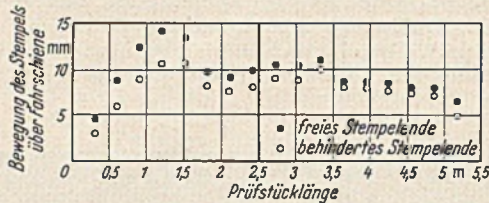


Abb. 1.

a) Konstanthaltung der Anzahl der Vibrationen pro Meter Arbeitsfortschritt und der Beschleunigung, Veränderung der Amplitude zwischen 0,01 und 0,163 cm,

b) Konstanthaltung der Amplitude und der Beschleunigung, Veränderung der Anzahl der Vibrationen pro Meter Arbeitsfortschritt zwischen 4900 und 19700,

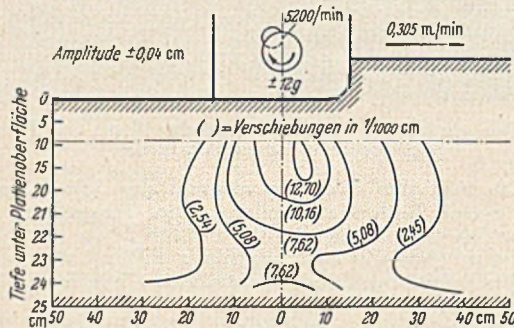


Abb. 2.

c) Konstanthaltung der Amplitude und der Anzahl der Vibrationen, Veränderung der Beschleunigung zwischen 1 und 12 g.

Die Geschwindigkeit, mit welcher der Rüttler auf dem Versuchsstück vorwärtsschritt, betrug zwischen 0,305 und 2,44 m/min (Arbeitsfortschritt).

Die Vibrationen wurden bei allen Versuchen mit sinusförmigem Bewegungszyklus vertikal auf die Betonoberfläche ausgeübt, bei einem Gewicht des Stempels von 82 kg und rechteckiger Schuhform.

Einen Ausschnitt aus dem Versuchsprogramm zeigt Tabelle 1.

Tabelle 1.

Versuchs-Nr.	Frequenz Vibrationen/min	Arbeitsfortschritt m/min	Amplitude cm	Zahl der Vibrationen pro m Arbeitsfortschritt	Beschleunigung
1	6000	1,220	0,010	4920	4 g
2	3000	0,610	0,041		
3	1500	0,305	0,163		
4	5200	0,305	0,041	17000	12 g
5		0,610		8500	
6		1,220		4250	
7		2,440		2125	
8	1500	0,305	0,041	4920	1 g
2	3000	0,610			4 g
9	5200	1,060			12 g

Eine besondere Rolle bei den Versuchen spielte der Begriff „Arbeitsaufnahmefähigkeit“ des Betons als Maß der Verdichtungsfähigkeit, und man war bemüht, diese Eigenschaft für alle Versuche möglichst konstant zu halten, wofür ein Zusammendrückfaktor von 0,8 innerhalb einer Toleranz von $\pm 0,05$ angegeben wird. Der verwendete Beton hatte ein Mischungsverhältnis von 1 : 2,5 : 5 in Gewichtsanteilen mit einem Wasser-Zement-Verhältnis von 0,6 unter Benützung von normalem Portland-Zement, Flußsand und Flußkies in Korngrößen bis 4,8 mm bzw. 4,8—19 mm. Es war dafür Sorge getragen, daß die Bedingungen für die Herstellung der Versuchsplatten möglichst gleich blieben. Diese hatten eine Breite von 1,22 m, eine Stärke

von 0,456 m und eine Gesamtlänge von 5,5 m, wovon 2,5 m dazu benützt wurden, um den Rüttler in gleichmäßige Arbeitsbedingungen zu bringen, während die restlichen 3 m den Versuchsmessungen selbst dienten. Die Plattenstärke wurde so groß gewählt, damit die Tiefenwirkung der Verdichtung mit Sicherheit festgestellt werden konnte. Die Platten waren auf einer den tatsächlichen Bauverhältnissen entsprechenden elastischen Unterlage aufgebracht.

Zur Führung der Betongießmaschine und des Rüttlers liefen entlang der Schalungswand Schienen.

Gemessen wurden:

1. Die vertikale Bewegung der vier Ecken des Rüttlerstempels auf seinem Weg über die Plattenlänge mit Hilfe einer elektrischen Meßeinrichtung bei Ablesungen in jeweils 0,305 m Abstand. In Abb. 1 ist der Verlauf der Bewegungen bei einem Versuch wiedergegeben. Es zeigt sich, daß der gewählte Anlauf des Rüttlers über wenigstens 2,5 m zur Beruhigung beim Eintritt in den eigentlichen Versuchsabschnitt wohlbegründet ist. Sonstige Unregelmäßigkeiten werden auf Verschiedenheiten der Betonaufbringung und Mischung zurückgeführt. Die beiden Seitenkanten des Stempels bewegten sich ungleichmäßig, da der Antrieb seitlich angebracht war und dadurch hier die Bewegung behinderte. In der Abb. sind dementsprechend die beiden Seiten als „freies“ und „behindertes“ Stempelende gekennzeichnet.

2. Die Vibrationen innerhalb der Betonmasse mit Hilfe von Quarzkammern und Oszillographen. Zu diesem Zweck waren 6 Quarzkammern in verschiedenen Tiefen an der Verbindungsstelle zwischen Anlauf- und Versuchslänge eingebracht. Aus den Messungen in diesen Punkten wurden folgende Werte festgestellt:

größte Verschiebung	(gemessen)
größte Geschwindigkeit	(gerechnet)
größte Beschleunigung	(gerechnet)
gesamte auf Masseneinheit geleistete Arbeit	(gerechnet)

Beobachtet wurden die Ausschläge der Instrumente beim Durchgang des Rüttlers über eine Wegstrecke von rd. ± 75 cm beidseits des Mittelpunktes der Meßstelle, wobei die Größe der Amplitude im Bereich 75—40 cm langsam und erst ab etwa 40 cm gegen 0 stark answoll. Die Auswertung dieser Beobachtungen zeigt Abb. 2, aus der die Tiefenwirkung der Vibration in der nächsten Umgebung des Rüttlers gut ersichtlich ist. Das Anwachsen der Amplitude nächst der Plattensohle wird auf Reflexion der Unterlage zurückgeführt, die aber keinen Einfluß auf die Versuchsergebnisse hat.

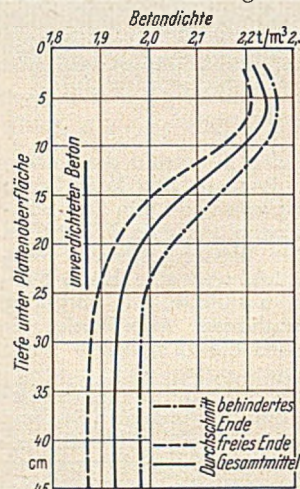


Abb. 3.

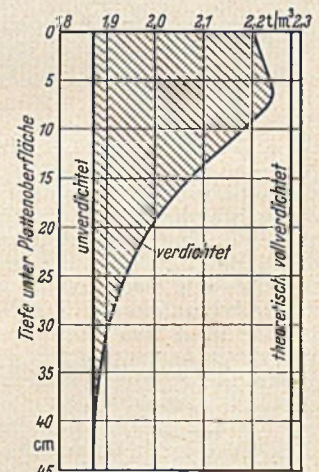


Abb. 4.

3. Die Dichte in verschiedenen Tiefen und im Abstand von 30 cm auf Versuchslänge mittels Gammastrahlen bei abgebundenem, trockenem Beton.

4. Die Beschaffenheit der Oberfläche durch reine Beobachtung bzw. Richtlatte.

Die Versuche erbrachten in groben Zügen das folgende Ergebnis:

a) Eine Vergrößerung der Stempelamplitude steigert bei konstanter Beschleunigung und konstanter Vibration/m Arbeitsfortschritt die Verdichtungstiefe.

b) Eine Verlangsamung der Arbeitsgeschwindigkeit steigert bei konstanter Beschleunigung und konstanter Stempelamplitude die Verdichtungstiefe.

c) Bei konstanter Amplitude und konstanter Vibration/m Arbeitsfortschritt hatte eine Veränderung der Beschleunigung keinen Einfluß auf die Verdichtungstiefe.

d) Die in einer bestimmten Tiefe erreichte Betondichte erwies sich abhängig vom dem Höchstwert der in dieser Tiefe erreichten Teilchengeschwindigkeit.

e) Die in einer bestimmten Tiefe erreichte Betondichte hängt ab von der gesamten auf ein Massenteilchen in dieser Tiefe geleisteten Arbeit.

f) Für die bei den Versuchen verwendete Betonart wächst die Verdichtungstiefe an mit der gesamten, durch den Stempel übertragenen Bewegung, d. h. mit dem Produkt aus Stempel-

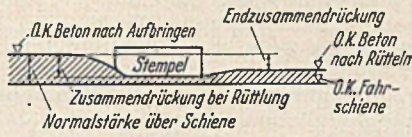


Abb. 5.

amplitude und Zahl der Vibrationen/m Arbeitsfortschritt. Die Verdichtungstiefe erreicht einen Grenzwert von ungefähr 30 cm. Da die Konstruktion des Rüttlers normalerweise auf einem festgelegten Beschleunigungswert aufgebaut ist, erscheint die beste Verdichtung gegeben zu sein mit einem Rüttler von großer Amplitude und niedriger Frequenz. Dies stimmt auch überein mit Wirtschaftlichkeitsüberlegungen.

g) Die beste Oberfläche ergab sich bei hohen Frequenzen, wobei die hohen Frequenzen eine „Sandpapieroberfläche“ ergaben.

Als Beispiel für den Verlauf der Betondichte mit zunehmender Plattentiefe entsprechend Versuch Nr. 6 kann Abb. 3 angesehen werden. Die Kurven sind aus einer Reihe von ziemlich streuenden Messungen ausgemittelt. Es zeigt sich dabei, daß die Rüttlung am freien Stempelende zu einer stärkeren Verdichtung führt, und es wird daraus geschlossen, daß das Gewicht des Stempels doch eine größere Rolle spielt, als man ursprünglich annahm.

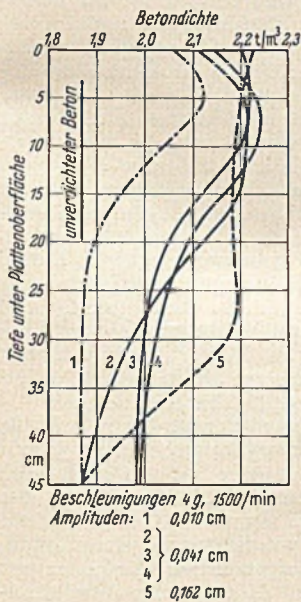


Abb. 6.

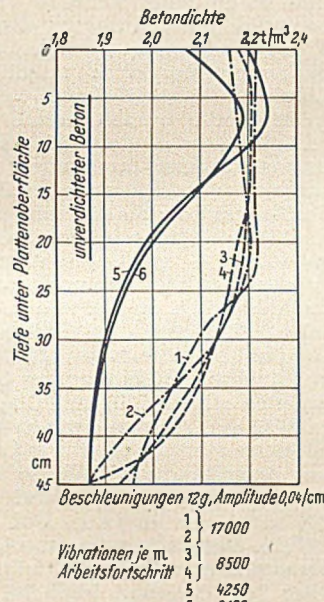


Abb. 7.

Zum Studium der Versuchsergebnisse wurde eine mittlere, auf volle Verdichtung „bezogene Verdichtungstiefe“ ermittelt. Sie ergibt sich nach Abb. 4, indem die schraffierte Fläche durch die Differenz der Dichten von theoretisch vollverdichtetem und unverdichtetem Beton dividiert wird. Diese „bezogene Verdichtungstiefe“ wurde für alle Versuche ausgerechnet und für gegebene Arbeitsaufnahmefähigkeiten den Änderungen der Betonoberkante (Endzusammendrückung vgl. Abb. 5) gegenübergestellt. Die bei den Versuchen beobachtete Arbeitsaufnahmefähigkeit hatte nur geringe Abweichungen; sie lagen ausgedrückt durch Zusammendrückungsfaktoren zwischen 0,78 und 0,81. Es zeigte sich, daß bereits in diesem Verschiedenheitsbereich das Verhältnis zwischen Endzusammendrückung und „bezogener Verdichtungstiefe“ sehr stark schwankt, woraus erkennbar ist, daß die Arbeitsaufnahmefähigkeit von großem Einfluß ist.

In Abb. 6 ist für einen Versuchsausschnitt die Beziehung zwischen Verdichtung und Veränderung der Amplitude aufgezeigt. Man kann allgemein daraus schließen, daß zunächst eine gewisse Größe der Amplitude erforderlich ist, um die Oberfläche

nahezu voll zu verdichten, daß aber eine weitere Steigerung über diesen Wert hinaus erst zu einer Vergrößerung der Verdichtungstiefe führt.

Ähnliche Verhältnisse zeigt Abb. 7 für den Einfluß der Vibrationszahl/m Arbeitsgeschwindigkeit. Auch hier ist zunächst eine gewisse Arbeitsgeschwindigkeit notwendig, um die Oberfläche möglichst vollkommen zu verdichten. Darüber hinaus aber wächst die Verdichtung mit der Tiefe, je kleiner die Arbeitsgeschwindigkeit ist.

Aus all diesen Versuchen suchte man nun für jede Versuchsbedingung eine charakteristische Beziehung zu finden, und zwar zwischen der „bezogenen Verdichtungstiefe“ und der Arbeitsleistung der Maschine, die sich ergibt, indem die Zahl der Vi-

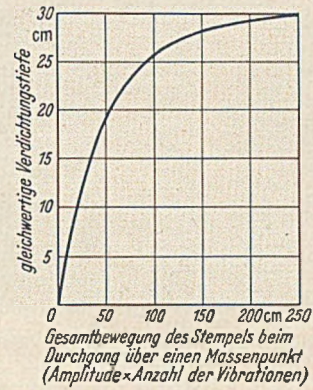


Abb. 8.

brationen während der Bewegung des Rüttlerstempels über einen gegebenen Punkt mit der Größe der Amplitude multipliziert wurde. Diese Beziehung zeigt Abb. 8, wobei die eingezeichnete Kurve aus dem Studium einer Reihe experimentell ermittelter Werte geschätzt ist. Man kann daraus wieder entnehmen, daß die Verdichtungstiefe zunimmt mit Vergrößerung der Amplitude bzw. mit Verkleinerung der Arbeitsgeschwindigkeit, daß sie aber in ihrem Höchstwert bei den vorliegenden Verhältnissen begrenzt ist. [Nach Magazine of Concrete Research, Nr. 8, Dezember 1951, S. 79—91.]

Dr.-Ing. K. A. Müller, Friedberg/Augsburg.

Hülsenpfähle mit Ramm-Dorn.

Eine neuartige Pfahlgründung mit Ortbeton-Pfählen verdient wegen der Anwendung eines Spreizdornes für den dünnwandigen Blechpfahl allgemeines Interesse.

Die 30 m langen Pfahlmängel bestehen aus zusammengesetzten schraubenförmig gewellten 1,3 mm starken Blechröhren von 30 cm innerem Durchmesser. Für die Rammung wurden sie versteift durch einen vierteiligen, 8 t schweren Dorn, dessen Quadranten aus Winkelstahl bestanden, zwischen deren Schenkel starke Rohrmantelausschnitte geschweißt waren (Abb. 1). Auf diese waren in 40 cm Abstand halbrunde Profileisen gewindeartig aufgeschweißt, deren Gänge der Wellung des Pfahlmantels entsprachen. Ein zentraler Gummischlauch in einem Nylonmantel, der formveränderlich aber nicht dehnbar

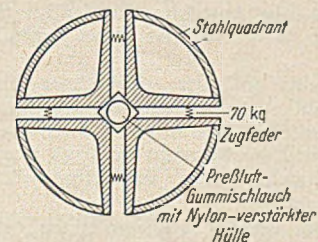


Abb. 1. Querschnitt des Dornes. Schematisch.

war, preßte mit 8,8 atü die Quadranten auseinander und fest gegen den Pfahlmantel. Damit war ein rammfähiger Pfahl geschaffen. Um den Erddruck der tieferen Schichten zu überwinden und ein etwaiges Zerknittern der Pfahlmängel zu verhindern, war der untere Teil der Pfähle bis maximal 9 m (je nach Bodenschicht) aus 6 mm starkem Blech hergestellt. Die Pfahlspitze bestand aus 18 mm starkem Blech. Eine Übergangsmuffe verband den unteren Pfahlteil mit dem Pfahlmantel und ergab durch einen Wulst ein unteres Auflager für den Dorn. Zunächst wurde der stärkere untere Pfahlteil angesetzt und 3—6 m weggerammt. Dann wurde der Dorn mit dem Pfahl-

mantel aufgesetzt und dieser mit dem unteren stärkeren Mantel verschweißt. Nach der endgültigen Rammung, die je Pfahl etwa eine Stunde in Anspruch nahm, wurde durch Ablassen der Preßluft der Dorn zum Schrumpfen gebracht, was durch Schraubfedern zwischen den Quadranten automatisch erfolgte. Der nun



Abb. 2. Der gespreizte Dorn holt den Pfahlmantel aus dem Montageloch.

20 mm kleinere Dorn konnte mühelos gezogen werden, worauf der Pfahl ausbetoniert wurde (Abb. 2). Die Tragfähigkeit wurde mit 40 t ausgenützt. Die Probelastung ergab bei 60 t Last eine Eindringung von 4,5 mm. Um das Einfädeln des schweren Dornes in die Pfahlmängel leicht bewerkstelligen zu können, war vorweg zentral im Baugelände ein 40 cm \varnothing Bohrrohr heruntergebracht, in welches das Mantelrohr gehängt wurde, worauf der ungespreizte Dorn leicht eingeführt werden konnte. Nach der Spreizung brachte die auf Raupen fahrende Rammung den rammfertigen Pfahl zu dem schon vorgerammten Unterteil. Insgesamt wurden auf diese Weise 155 Pfähle in kurzer Frist heruntergebracht. [Nach Compressed Air 57 (1952) S. 221.]

Dr.-Ing. Ernst Bachus, Frankfurt a. M.-Nied.

Chromoxydhydratgrün zum Anstrich von Brücken und sonstigen Stahlkonstruktionen.

Anstriche von Brücken, Flugzeughallen, Schiffen, Tanks, Gasometern, Stahlbrücken, Leitungsmasten usw. stellen unzweifelhaft die höchsten Anforderungen an die Echtheitseigenschaften der Anstrichfarben; denn bei ihnen handelt es sich um Anstriche, die ohne Pflege auf lange Dauer den verschiedensten Witterungs- und Chemikalieneinflüssen ausgesetzt sind. Die Echtheiten, die von derartigen Anstrichen verlangt werden, müssen sowohl vom Bindemittel als auch vom Farbkörper erfüllt werden.

Für einen gepflegten Anstrich z. B. beim Auto, Omnibus, Straßenbahn- und Eisenbahnwagen usw. stehen geeignete Bindemittel und Farbstoffe genügend zur Verfügung; dergleichen auch für die Anstriche, die der Pflege nicht bedürfen und an die bzgl. Wetterechtheit keine besonderen Ansprüche gestellt werden.

Im vorliegenden soll der schwierigste Fall, nämlich der Anstrich von Stahlkonstruktionen der eingangs genannten Art, behandelt werden, bei dem es sich also um Schutzanstriche handelt, die normalerweise nicht gepflegt werden können und trotzdem auf lange Dauer schärfsten Witterungseinflüssen standhalten müssen.

Als Bindemittel standen bisher an erster Stelle für die Grundierung die Bleimennige- oder Bleicyanamid-Leinölfarbe und für den Deckanstrich die Bleiweiß- und — unter bestimmten Voraussetzungen — die Zinkoxyd- evtl. auch Titanweiß-Ölfarbe in Verwendung. In den letzten Jahren haben die Alkydale mehr und mehr für den Schutzanstrich Bedeutung gewonnen, da sie sich durch bessere Trocknung, größere Filmfestigkeit und verbesserte Widerstandsfähigkeit gegen mechanische und chemische Beanspruchung besonders auszeichnen. Die Alkydale können sowohl als „Alleinbindemittel“ als auch mit Leinöl-Standöl verkocht zum Einsatz kommen.

Als farbige Pigmente kommen außer den meist stumpfen und farbschwachen Erdfarben nur licht- und wetterechte Mineralfarben in Frage, und zwar in erster Linie die Eisenoxyd-

und Chromoxydgrün-Marken sowie Manganblau und in begrenztem Sinne auch die Cadmiumrots. Beim Einsatz der letzteren darf allerdings als Weißpigment wegen der möglichen Bildung von schwarzem Bleisulfid kein Bleiweiß mitverwendet werden, sondern nur Zinkoxyd.

Die übrigen bekannten Mineralfarben wie Chromgelb, Cadmiumgelb, Zinkgelb, Chromorange, Molybdätrot, Pariser Blau, Ultramarinblau, Zinkgrün und Chromgrün (Mischungen von Zinkgelb bzw. Chromgelb mit Pariser Blau) sowie alle organischen Pigmente sind nur bedingt einsetzbar und für witterungsmäßig dauerbeanspruchte hochwertige Objekte, wie z. B. Brückenkonstruktionen, wegen nicht ausreichender Chemikalien- und Wetterechtheit im allgemeinen weniger geeignet.

Eine der beliebtesten Farben ist zweifellos Grün. Es hat sich in jahrzehntelanger Erfahrung erwiesen, daß hier neben Chromoxydgrün, welches vorzugsweise für gedeckte Pastelltöne zum Abtönen der bewährten Eisenglimmeranstriche eingesetzt wird, das Chromoxydhydratgrün wegen seiner hervorragenden allgemeinen Echtheitseigenschaften und seines zusätzlich schönen leuchtenden Farbtones den ersten Platz erobert hat.

Die Widerstandsfähigkeit von Chromoxydhydratgrün gegenüber sämtlichen Atmosphärien ist um so bemerkenswerter, als es ein Chromoxyd mit 2 Mol. Kristallwasser darstellt. Letzteres ist so fest im Molekül gebunden, daß der Gesamtcharakter des Pigmentes trotz schärfster Beanspruchung erhalten bleibt. Eine Abspaltung des Kristallwassers und damit ein Farbtonumschlag nach Olivgrün erfolgt bei dem trockenen Farbstoffpulver bei 95—100° C und im „schützenden“ Lackfilm erst bei weit höheren Temperaturen. Da bei dem Anstrich der oben genannten Objekte eine derartige Beanspruchung nicht in Frage kommt, kann diese Eigenschaft außer acht gelassen werden. Chromoxydhydratgrün hat ein spezifisches Gewicht von nur 3,1 bis 3,4, so daß es das bei den meisten anorganischen Pigmenten bekannte lästige Absetzen in der Anstrichfarbe kaum zeigt.

Aus den vielen Anwendungsgebieten von Chromoxydhydratgrün sei an dieser Stelle als treffendes Beispiel für die außerordentlich gute Haltbarkeit dieses Pigmentes der Anstrich der Köln-Mülheimer Brücke angeführt. In den Jahren 1931/32 wurde der Anstrich der „alten“ Mülheimer Brücke mit einer Bleiweiß-Chromoxydhydratgrünfarbe vorgenommen. Für die 123 000 m² große Fläche wurden damals bei zweimaligem Deckanstrich rd. 35 t Ölfarbe (das sind rd. 140 g/m² und je Strich) verarbeitet. Bis zur Zerstörung der Brücke im Jahre 1944 hatte sich der Anstrich einwandfrei gehalten, insbesondere war der Farbton und die Farbwirkung von Chromoxydhydratgrün während der 13 Jahre in voller Reinheit und Schönheit erhalten geblieben — im Gegensatz zu Anstrichen anderer Kölner Brücken, die mit Chromgrün ausgeführt und schon nach mehreren Monaten im Farbton umgeschlagen und „verschossen“ waren. Und selbst die Teile der Brücke, die noch etwa 6 Jahre bis zum Bau der neuen Brücke im Wasser gelegen hatten, zeigten nach Entfernung der Schmutzschicht noch den unveränderten reinen brillanten Chromoxydhydratgrün-Farbton.

Was die Verarbeitung von Chromoxydhydratgrün bzw. die Zusammensetzung einer mit Chromoxydhydratgrün hergestellten Anstrichfarbe betrifft, so sei wieder auf ein praktisches Beispiel zurückgegriffen, und zwar auf die Ausführung des Anstriches der im Jahre 1951 neu erbauten Köln-Mülheimer Brücke. Der Aufbau des Anstrichs wurde hier mit einer Leinöl-Standöl-Bleiweißfarbe wie folgt vorgenommen (Ausführer war Herr Nik. Massong, Mülheim, im Auftrage des Wasserbauamtes Köln): Nach Sandstrahlen der gesamten Eisenkonstruktion und zweimaliger Grundierung mit einer üblichen Bleimennige-Leinölrostschutzfarbe erfolgte ein erster magerer Deckanstrich mit folgender Ölfarbe:

25 % Leinöl,
5 % Terpentinöl,
70 % Pigment, bestehend aus

68,46 Tl. Bleiweiß-Ölpaste (92 : 8),
1,4 Tl. Chromoxydhydratgrün,
0,14 Tl. Hansagelb,

100 %

und ein zweiter fetterer mit

35—38 % Standöl,
5—2 % Terpentinöl,
60 % Pigment, bestehend aus

58,68 Tl. Bleiweiß-Ölpaste (92 : 8),
1,2 Tl. Chromoxydhydratgrün,
0,12 Tl. Hansagelb,

100 %

Jedem Interessenten sei die Besichtigung der neuen Mülheimer Brücke im Ober- und Unterbau empfohlen. Der saubere, farbfreudige Anstrich, der sich zudem in harmonischer Weise dem Landschaftsbild anpaßt, wird jeden Fachmann von den wertvollen Echtheitseigenschaften des Chromoxydhydratgrüns überzeugen und zu weiterem Einsatz dieses Pigmentes anregen.

Dr. Walther Lützkendorf, Leverkusen.

Der Flußschiffhafen von Rouen.

Im Flußschiffhafen von Rouen werden öffentliche Kais für den Umschlag verschiedener Kaufmannsgüter, hauptsächlich Baumaterialien, betrieben. Außerdem sind zahlreiche Liegeplätze an Dalben vorhanden, von denen einige mit Zugangsstege versehen sind (Abb. 1). Hier machen Schlepper und Flußfahrzeuge fest, die darauf warten, im Seeschiffhafen von Rouen eingesetzt zu werden. Weiter gibt es private Anlegebrücken für in-

Betonmauer mit Werksteinverblendung wurde zwischen Holzschalungen hergestellt. Die Schalungskasten sind schwimmend auf den Pfählen abgesetzt. Verankert war die Mauer an einem Betonklotz im Abstand von 30 m von der Vorderflucht der Mauer. An die Rückseite der Mauer schließt sich eine Platte, die auf Pfählen und auf dem Mauerabsatz aufliegt. Hierauf ruht ein Trockenmauerwerk. Diese Bauart der Kaimauern hat sich im allgemeinen bewährt; sie hat jedoch den Nachteil, daß die hölzerne Plattform und die Köpfe der Pfähle beim Tidenwechsel für die Hälfte der Zeit über Wasser, also über der Fäulnisgrenze liegen, was zur Folge hat, daß das Holzwerk fault und daß sich Trichter hinter der Mauer gebildet haben. Der Boden hat sich dort nur gehalten, weil die Steine des Trockenmauerwerks sich an den kritischen Stellen gegeneinander stützten und die Trichter überbrückten. Dies hat dazu geführt, für die neue Mauer eine abweichende Bauart zu wählen (Abb. 3). An der Konstruktion des vorderen Teils der Mauer hat man

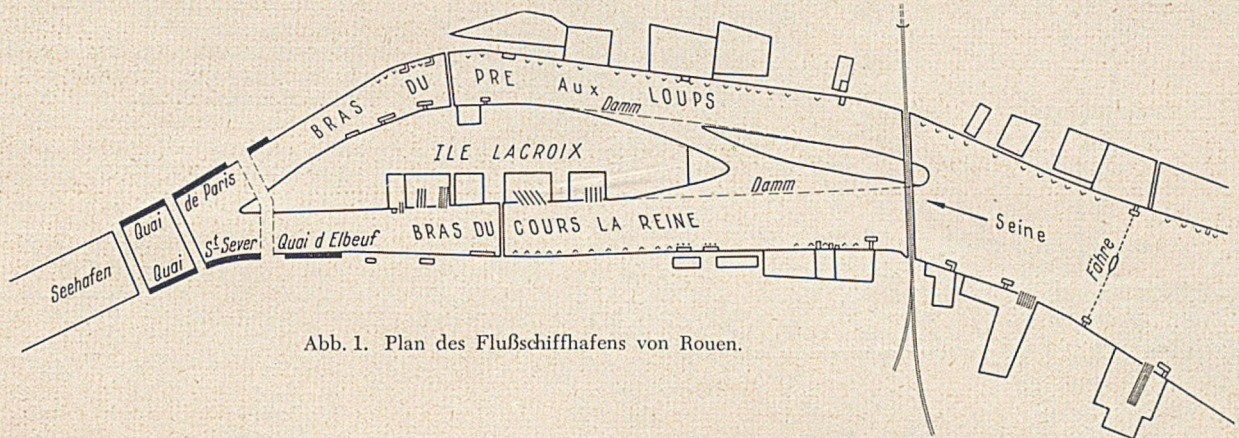


Abb. 1. Plan des Flußschiffhafens von Rouen.

dustrielle Betriebe und Helgenanlagen für kleinere Werften. Der Verkehr im Hafen ist sehr rege. Zu Anfang des zweiten Weltkrieges wuchs die Tonnage der den Hafen aufsuchenden Schiffe auf 5 000 000 t an.

Die Zerstörungen im Flußschiffhafen während des Krieges nahmen beträchtliche Ausmaße an. Von insgesamt 1140 lfd. m Kais wurden 540 m vollständig zerstört und 200 m so weit in Mitleidenschaft gezogen, daß sie nicht mehr benutzt werden konnten. 76 Wracks von Schleppern, Kähnen und Selbstfahrern

nichts geändert; die hintere Plattform besteht dagegen aus einer auf stahlbewehrten Betonpfählen ruhenden Platte, die auch auf dem Mauerabsatz aufliegt. Die Plattform der neuen Mauer wird durch drei Längsbalken von 70 cm Höhe gebildet, die in Abständen von 2,80 m durch Querbalken verbunden sind. Den sicheren Zusammenhang der Mauer mit der Plattform gewähren sechs vorgespannte Zugeisen von 6 m Länge und 5 mm Durchmesser. Für den Bau der Kais waren im ganzen 2600 Pfähle zu rammen und 9000 m³ Beton zu schütten.

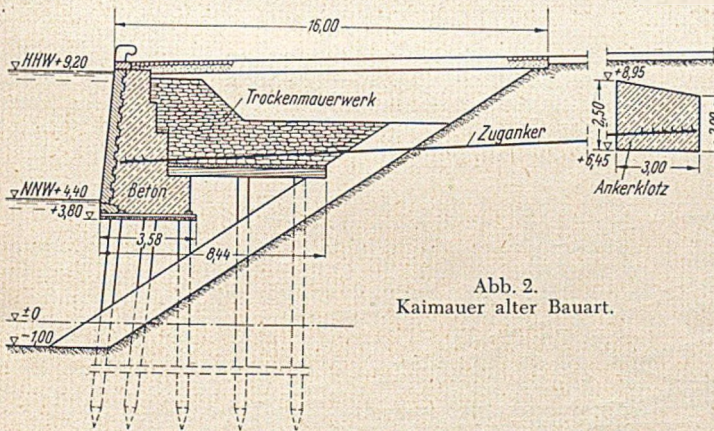


Abb. 2. Kaimauer alter Bauart.

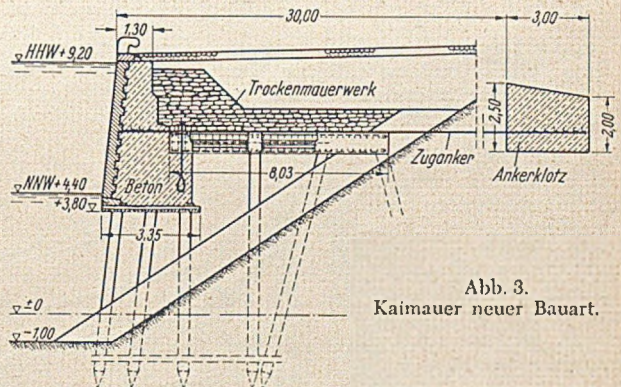


Abb. 3. Kaimauer neuer Bauart.

lagen auf dem Grund der Seine. Alle Brücken und die meisten Dalben und Stege waren vernichtet. 1944 ging man daran, die Trümmer der Brücken und Kais aufzuräumen, hob die Wracks und stellte Ankerstellen wieder her. Diese dem Wiederaufbau dienenden Arbeiten waren 1947 praktisch beendet. Die Zeit von 1948–1951 wurde für die Wiederherstellung der Kais benutzt. Es handelte sich dabei um die Kais von Elbeuf und St. Sever am linken Ufer und um den Kai de Paris am rechten Ufer der Seine. Diese sind heute in vollem Umfang wieder aufgebaut. Der Mangel an Stahl zwang zur Verwendung von Buchenholz. Die Abb. 2 zeigt die alte Bauart der Flußschiffkais. Der Untergrund besteht aus einer oberen Schlammschicht aus Schieferton und aus Mergel. Der Wasserstand wechselt bei mittleren Tiden etwa zwischen +5 und +7 m. Der niedrigste Wasserstand liegt auf +4,40 m, der höchste je beobachtete Stand auf +9,20 m. Die Mauer ist auf einer auf +3,80 m liegenden hölzernen Plattform und auf hölzernen Pfählen hochgeführt. Die

Die übrigen Arbeiten für die Wiederherstellung zerstörter oder beschädigter Bauwerke und für die Flußregelung der Seine im Abschnitt Rouen sind nicht weiter bemerkenswert. [Nach Velitchkovitch. Travaux 36 (1952) Nr. 212, S. 262.]

Erich Bunnies, Hamburg.

Die Flußschiffhäfen von Chalon-sur-Saône und Mâcon.

I. Der neue Hafen von Chalon-sur-Saône.

Der neue Hafen von Chalon, dessen Bau während des zweiten Weltkrieges unterbrochen werden mußte und dessen Fertigstellung durch die Einschränkung der Baustoffzuweisungen auf große Schwierigkeiten stieß, wurde 1949 eingeweiht. Die Hafeneinrichtungen verteilen sich auf eine Strecke von 1³/₄ km oberhalb der Stadt am rechten Ufer der Saône (Abb. 1). Das

Gelände hat eine mittlere Breite von 200 m. Eine Ausdehnung erfahren die Anlagen durch eine Fläche weiter flußaufwärts und durch die Umleitung des Kanals du Centre, da dieser die Stadt durchzieht und keine Möglichkeit gibt, größere Hafenanlagen im Weichbild der Stadt unterzubringen. Man kann zwei Abschnitte der Erweiterung unterscheiden: 1. Die Anlagen

zeigt einen Querschnitt durch die Mauer, bei deren Bau 4 m lange bis unter das Flußbett gerammte Stahl-Spundwände als Einfassung dienten, so daß der Beton im Trockenen eingebracht werden konnte. Auf der Mauer laufen Kräne, die den Strom seitwärts aus einer halbseitig überdeckten Kabelrinne entnehmen. Chalon ist wie jeder neuzeitliche Hafen mit reichlich Umschlaggerät, mit Lagerplätzen, Speicheranlagen, Schüttrichtern u. dgl. ausgerüstet. Eine Kranbrücke bestreicht eine Kailänge von 230 m Länge mit rund 45 m weitem Portal. Drei kleinere Kräne überspannen zwei Gleise. Die Lagerplätze sowie Schuppenspeicher und Wegeanlagen weichen nicht von den Einrichtungen anderer Häfen ab.

Die Verbindung des Kanals du Centre mit dem neuen Hafen von Chalon, die flußaufwärts in die Saône einmündet, soll eine Schleuse mit einer Gefällstufe von 10 m erhalten. Diese Verbindung wird zukünftig den alten Kanal, der im Weichbild der Stadt endet, mit drei Schleusen ersetzen. Der umgeleitete Kanal erschließt ein neues Industriegebiet. Man erhofft daraus eine gute Entwicklung des Verkehrs. Wenn auch

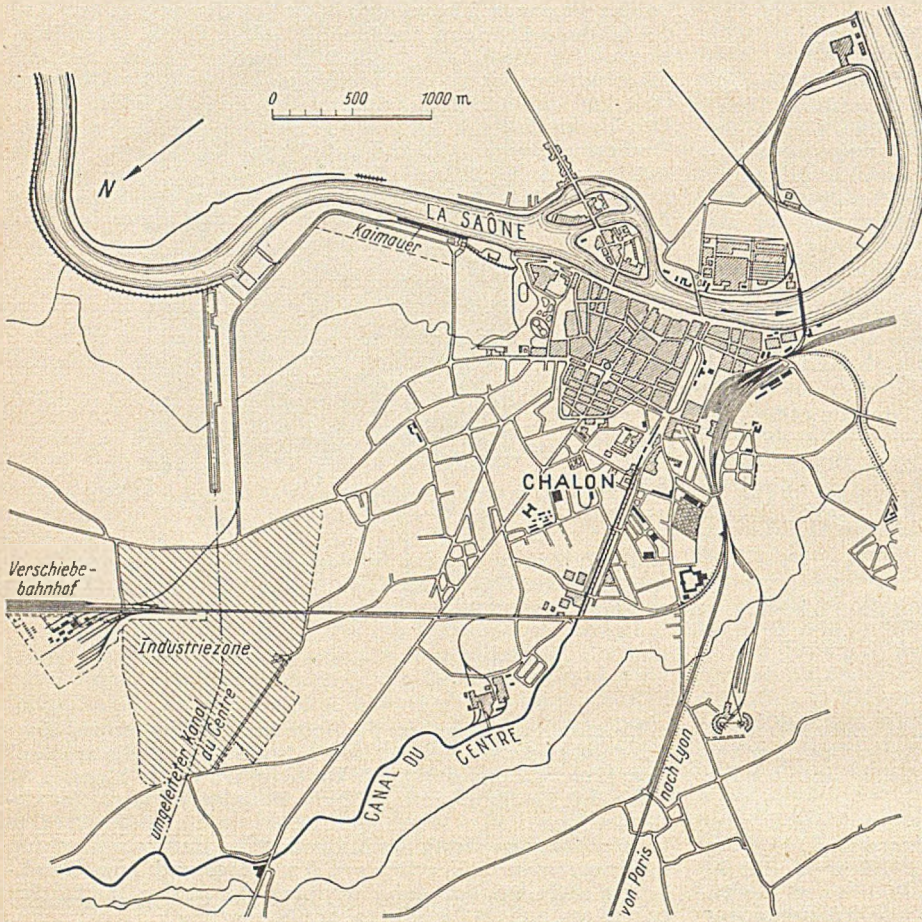


Abb. 1. Plan des Flußschiffhafens von Chalon.

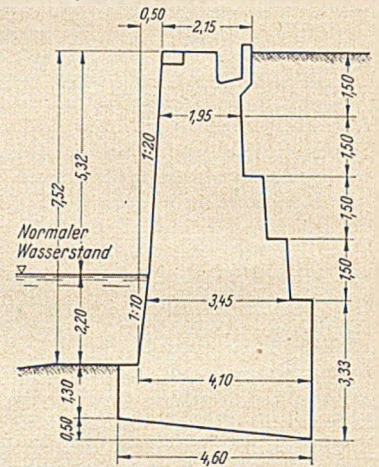


Abb. 2. Querschnitt durch die Kaimauer in Chalon.

an der Saône und 2. die Industriezone am umgeleiteten Kanal. Die 1949 vollendeten Arbeiten betreffen nur den 1. Abschnitt, der sich ohne Behinderung durch vorhandene Anlagen im freien Gelände entwickeln kann, das nur aufgehöhht zu werden braucht,

die Trennung der beiden Hafenanlagen — der ersten am Fluß und der zweiten am Kanal — gewisse Unbequemlichkeiten mit sich bringt, so hat der neue Hafen am Kanal doch den Vorzug, daß das Gelände hochwasserfrei aufgehöhht werden kann, und

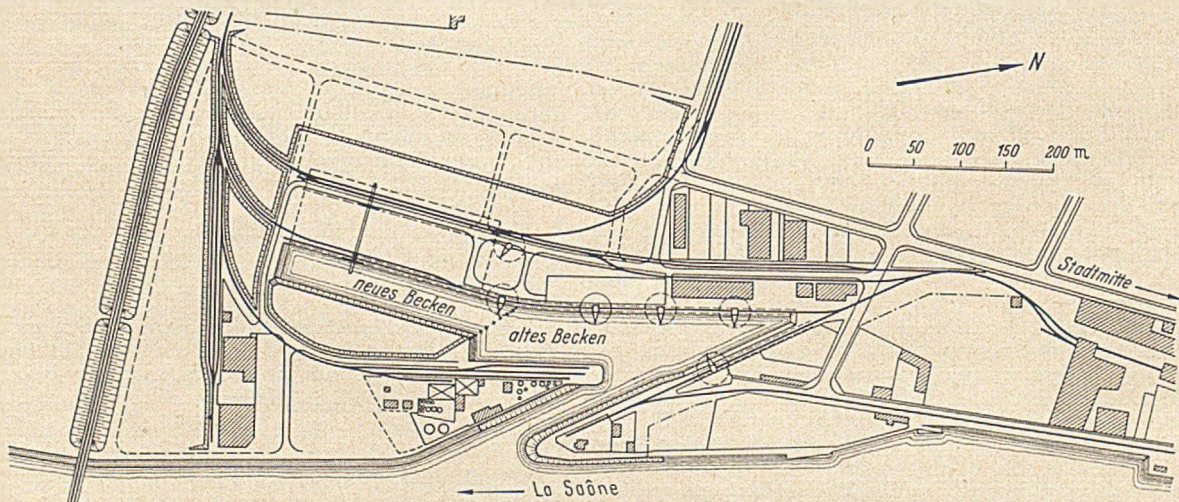


Abb. 3. Plan des Flußschiffhafens von Mâcon.

und zwar auf 5,32 m über dem normalen Wasserstand. Das Gelände ist allerdings bei dieser Höhenlage nicht sicher vor Überschwemmungen, denn der höchste je beobachtete Wasserstand vom November 1840 stieg noch um 65 cm über die neue Geländehöhe. Daß dies wieder einmal geschehen kann, wird in Kauf genommen. Vor den neu gebauten Kais im Abschnitt 1 ist eine Wassertiefe von mindestens 2,20 m vorhanden. Abb. 2

daß es für die Landwirtschaft von geringem Wert ist. Die Flächen sollen unter den verschiedenen Interessenten verlost werden. Der Staat sorgt für Eisenbahnan schlüsse, für Straßen und für die Versorgung mit Wasser, elektrischer Energie und Gas. Der Verkauf der ausgelosten Plätze soll die Ausgaben für diese Leistungen decken. Das halbe Gelände ist nahezu vergeben.

II. Der Hafen von Mâcon.

Der Hafen von Mâcon am rechten Ufer der Saône besteht aus einem Becken, dessen flußabwärts gerichtete Ausmündung in einem spitzen Winkel zur Saône verläuft (Abb. 3). Der seit 1926 betriebene Teil sollte einen Umschlag von 150 000 t bewältigen. Seit 1947 ist er gewaltig gestiegen. Es werden hauptsächlich Baustoffe umgeschlagen. Zur Zeit befindet sich der Hafen in vollem Aufschwung, so daß die Einrichtungen dem Verkehr nicht mehr gewachsen sind. Es fehlt an Ausrüstungsgerät und an baufreiem Gelände für Speicher und Lager. Der bestehende Hafen ist 250 m lang. Am Nordufer befinden sich Kohlenlagerflächen, am Westufer Privatplätze mit Speichern, und zwischen dem Hafeneinschnitt und der Saône Lager und Fabrikationsanlagen für chemische Erzeugnisse. Die Erweiterung des Hafens läßt sich nur nach Süden ermöglichen. Das verlängerte Becken ist 260 m lang und 35 m breit. Die Arbeiten umfassen die Ausbaggerung des Beckens und die Aufhöhung des Ufergeländes. Die Höhe der Kaifläche ist auf 4,80 m über den normalen Wasserstand der Saône festgelegt; auch diese Höhe ist, wie beim Hafen von Chalon, schon einmal, und zwar im Jahre 1840, überschritten worden. Die Ausbaggerung der Hafenerweiterung macht wenig Schwierigkeiten, nur die Stein- schüttung am Querabschluß des alten Beckens war schwer zu beseitigen.

Beim Bau des alten Beckens verwandte man noch einfache stahlumwehrte Beton-Spundwände mit einer Verankerung an Zugstangen in der Hinterfüllung. Die neue Kaimauer ist als Winkelstützmauer ausgebildet. Die Platte hat eine Breite von 5,4 m und eine Stärke von 55 bis 70 cm (Abb. 4). Die Unterkante liegt 1,65 m über dem normalen Wasserstand. Vorn liegt sie auf einer Krupp-Wand und an der Rückseite auf drei Reihen geneigter Pfähle. Die Gesamthöhe der Kaimauer über der Hafensohle beträgt 7,30 m. Die Krupp-Wand von 5,70 m Länge trägt 13 t auf den lfd. m. Die Pfähle der beiden ersten

Reihen von 30×30 cm Querschnitt und 6,25 m Länge können eine Last von 69 t aufnehmen. Der alte Hafen besaß 4 elektrisch betriebene Kräne, für die Verlängerung werden 2 weitere

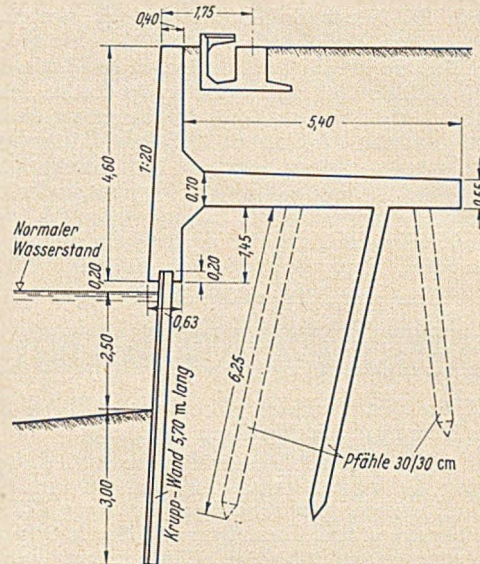


Abb. 4. Querschnitt der Winkelstützmauer im Hafen von Mâcon.

beschafft, außerdem eine Kranbrücke mit einer Spurweite von 55 m. Im künftigen Zustand können in Mâcon 300 000 t umgeschlagen werden. [Nach R. Boeuf: Travaux 36 (1952) Nr. 212 S. 295.]
Erich Bunnies, Hamburg.

Buchbesprechungen und Neuerscheinungen.

Kärchen, Gustav und Helmut Kaden: Praxis des Beton- und Stahlbetonbaus. Wissensgrundlagen für die Baustelle und das Ingenieurbüro. 228 S., Gr. DIN A 4, mit 218 Abb., 65 Tafeln und 7 Nomogrammen. Stuttgart: Franckh'sche Verlagshandlung, 1952. Ganzl. 34,— DM.

Die beiden Verfasser haben sich die Aufgabe gestellt, den in der Praxis des Beton- und Stahlbetonbaues tätigen jungen Ingenieuren ein Handbuch zu geben, das zur Ergänzung ihres durch Hochschul- oder Fachschulstudium erworbenen Wissens dienen soll.

Der I. Teil (Wissensgrundlagen für die Baustelle) befaßt sich mit den Baustoffen sowie mit der Bauvorbereitung, Baustelleneinrichtung und Bauausführung. Ein besonderer Abschnitt behandelt den Schalungsbau. Der II. Teil (Wissensgrundlagen für das Ingenieurbüro) behandelt außer den allgemeinen Grundlagen für Berechnung und Konstruktion eine große Anzahl von geschickt ausgewählten Anwendungs- und Ausführungsbeispielen. Der übersichtlich geordnete Aufbau und die musterhaften Konstruktionszeichnungen sind dabei besonders hervorzuheben. Auch zur Frage des wirtschaftlichen Konstruierens und Bemessens wird durch einige wertvolle Hinweise Stellung genommen. Eine Übersicht über den neuesten Stand der Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton wird ebenfalls gegeben. Für die 2. Auflage wäre lediglich zu empfehlen, auch einen Abschnitt über die heute so wichtigen Fragen der Wärmedämmung (DIN 4108) sowie der Luft- und Trittschalldämmung (DIN 4109) aufzunehmen, da bekanntlich die Mehrzahl der heute ausgeführten Rohdecken der DIN 4109 noch nicht genügt. Dem wohlgelungenen, in Zielstellung und Aufmachung einmaligen Buch ist weiteste Verbreitung zu wünschen.
B. Fritz, Karlsruhe (Bd.).

Gesteinsbohren. Gesteinsbohrtechnik. Druckluftwerkzeuge. Verdichter. 2. Aufl. 246 S. mit 150 Abb. Essen: Vulkan-Verlag Dr. W. Classen, 1952. DM 12,50.

In der Gesteinbohr- und Sprengtechnik unter und über Tage sind Bohrlochordnung, Tiefe und Weite der Bohrlöcher, Sprengstoffladung, Bohrmaschinen mit Zubehör, Bohrer und Bohrerschneiden, Bohrerumsatz und Vorschub, Bohrmehlfentfernung, Luftverdichter und Luftleitungen von Fall zu Fall nach den Gesteinseigenschaften und dem Zweck der Ausbrucharbeit zu wählen. Für diese Wahl gibt das Buch erschöpfende praktische Hinweise für Baustelle und Werkstatt. In Erweiterung

der 1. Auflage (1938) ist hauptsächlich das Gesteinsbohren mit Hartmetall neu aufgenommen. Die Tabellen und Beispiele werden in der Praxis willkommen sein. Druck und Ausstattung sind einwandfrei.
K. Hetzel, München.

Die Technische Hochschule Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig. Aus ihrer Geschichte und ihrem Wirken bis 1951. Im Auftrage von Rektor und Senat herausgegeben von Franz Moeller. 266 S., Gr. DIN A 4. Braunschweig: Verlag E. Appelhaus & Co., 1952.

Die Techn. Hochschule Braunschweig tritt mit ihrem Jahrbuch 1950/51 an die Öffentlichkeit, um über die Entwicklung und den Wiederaufbau nach dem Kriege zu berichten und in das innere und äußere Leben der Hochschule Einblick zu gewähren. Interessant sind die historischen Betrachtungen über die ersten Jahrzehnte des Collegium Carolinum, das im Jahre 1745 mit der ganz modern anmutenden Aufgabe gegründet wurde, die Anwendungen der Naturwissenschaften in Synthese mit geisteswissenschaftlicher Bildung zu pflegen. Die Berichte der Institute geben ein eindrucksvolles Bild von der Arbeit, die in der Hochschule geleistet wird. Das Buch wird den Zweck erfüllen, den der s. Z. amtierende Rektor, Prof. Koeßler, in seinem Begleitwort aussprach, „viele Freunde zu finden und Freunde zu werben für eine alte Hochschule nicht an Deutschlands Grenze, sondern in Deutschlands Mitte“.
A. Mehmel, Darmstadt.

„Unser Eisenwerk“ Eisenwerk Gebr. Frisch KG., Augsburg. 25 S., Gr. DIN A 5.

Die Eisenwerk Gebr. Frisch KG. Augsburg gab aus Anlaß ihres 50jährigen Bestehens erstmals eine kleine Werkschrift heraus, die in größeren Zeitabständen erscheinen soll, mit dem Zweck, der betrieblichen Unterrichtung zu dienen und die Betriebszusammengehörigkeit zu fördern. Sie zeigt auch einen Ausschnitt des Fertigungsprogrammes der Firma.
F. Schleicher, Dortmund.

Wellmann, Fritz: Leidige Liebe. 50 Jahre am Rechenschieber. 294 S., Gr. DIN A 5. Essen; Vulkan-Verlag Dr. W. Classen, 1953. DM. 9,60.

Luftschutz im Städtebau. Vorläufiges Merkblatt. Herausgegeben vom Bundesminister für Wohnungsbau im Einvernehmen mit dem Bundesminister des Innern. 12 S., Gr. DIN A 5. Fassung Dezember 1952.

Verschiedenes.

Franz Dischinger †.

Am 9.1.1953 verstarb nach langem, mit starkem Willen ertragenen Leiden Prof. Dr.-Ing. Franz Dischinger, Ehren-doktor der Technischen Hochschulen Aachen und Karlsruhe sowie der Universität Istanbul, Ehrensensator der Techn. Hochschule Darmstadt, Mitglied der Akademie für Bauwesen, Inhaber der Longstreath-Medaille der Universität Philadelphia und der Emil-Mörsch-Gedenkmünze des Deutschen Betonvereins. Der Verstorbene ist in seiner Persönlichkeit, als hervorragender Ingenieur und als erfolgreicher Hochschullehrer gelegentlich seiner am 1. April 1951 erfolgten Emeritierung im Bauingenieur ausführlich gewürdigt worden, vgl. 26 (1951) S. 319 und 27 (1952) S. 356.

Die Fachwelt und seine zahlreichen Freunde und Schüler werden sein Gedächtnis in Ehren halten.

L. Pistor †.

Am 27. 12. 1952 verschied unerwartet im Alter von nur 54 Jahren Herr Prof. Dr.-Ing. Lutz Pistor.

1898 in München geboren, besuchte er nach Teilnahme am 1. Weltkrieg die Techn. Hochschule München und war dann einige Jahre Assistent von Prof. Spangenberg. Nach kurzer Tätigkeit in einer Pfälzer Firma kam er 1926 als Oberingenieur zu der Bauunternehmung L. Moll, München und übernahm die Leitung der Konstruktionsabteilung und von Baustellen. In diese Zeit fiel der Bau der Großwasserkraftwerke der Mittleren Isar, der Rhein-Main-Donau, der Ausbau der Trinkwasserleitung von München und später der Beginn des Baues der Reichsautobahn. Bei all diesen Bauvorhaben war P. maßgeblich bei Bauausführungen tätig und hatte Gelegenheit, sich zu der gründlichen theoretischen Schulung bei Spangenberg noch eine weitreichende praktische Erfahrung anzueignen. Diese Fähigkeiten wurden allgemein anerkannt und führten 1935 zu seiner Berufung an die Techn. Hochschule München, wo er den Lehrstuhl für Hochbaukonstruktionen übernahm und 1 Jahr später, nach dem tragischen Ableben von Spangenberg, sein Nachfolger wurde. In dieser Eigenschaft unterstand ihm der Lehrstuhl für Stahlbeton- und Massivbrückenbau sowie die Amtliche Materialprüfstelle der Hochschule. Von 1938 bis Kriegsende leitete er als Rektor die Geschicke der Hochschule mit außerordentlicher Tatkraft und Umsicht. Nach Kriegsende schied er aus der Hochschule aus und kam 1948 zu den Portlandzementwerken Heidelberg, deren technische Abteilung er verantwortlich leitete.

Pistor ist durch eine Reihe von wertvollen Veröffentlichungen hervorgetreten, die sich vor allem mit Problemen der Bauausführung und des Brückenbaues befaßten. Auch das von ihm verfaßte Tabellenwerk „Bemessungstabellen für Stahlbeton“ ist weit verbreitet.

Seine Leistungen wurden u. a. auch durch die Ernennung zum Mitglied der Bayer. Akademie der Wissenschaften anerkannt. Er hat, vor allem in den letzten Jahren, in einer großen Reihe von Ausschüssen auf dem Gebiet der technischen Baubestimmungen und der Normung als Vertreter der Zementwerke oder der Betonsteinindustrie maßgebend mitgearbeitet.

Die Bauindustrie verliert in Pistor einen außerordentlich befähigten Ingenieur, der durch seine ungewöhnliche Tatkraft und Energie noch viel Wertvolles hätte leisten können.

H. R ü s c h , München.

A. Ramshorn Dr.-Ing. E. h.

Dem Baudirektor der Emschergenossenschaft und Geschäftsführer des Lippeverbandes, Regierungsbaumeister a. D. Dr.-Ing. Alexander Ramshorn, verliert die Technische Universität Berlin-Charlottenburg wegen seiner Leistungen auf dem Gebiet der Abwassertechnik die Würde eines Ehren-doktors. Eine Würdigung anlässlich des 60. Geburtstages von R. vgl. Der Bauingenieur 25 (1950) S. 32.

Technische Hochschule Dresden.

Die Technische Hochschule Dresden kann im Jahre 1953 auf eine Entwicklungszeit von 125 Jahren zurückschauen. Sie will dies etwa im Mai dieses Jahres feiern und bittet alle

Freunde und ehemaligen Schüler um ihre Anschrift, damit ihnen zu gegebener Zeit eine Einladung zugehen kann.

Technische Hochschule Dresden
Ausschuß zur Vorbereitung der 125 Jahr-Feier.

VDI unter neuer Leitung.

Am 1. Januar 1953 hat der Bundesminister für das Post- und Fernmeldewesen, Dr.-Ing. E. h. Dipl.-Ing. H. Schubert, das Amt als Vorsitzender des Vereines Deutscher Ingenieure übernommen. Er wird damit Nachfolger von Direktor Dr.-Ing. E. h. H. Bluhm, dem der Verein seine Wiederbegründung im Jahre 1946 verdankt, und der volle sechs Jahre die Führung in seiner Hand hatte.

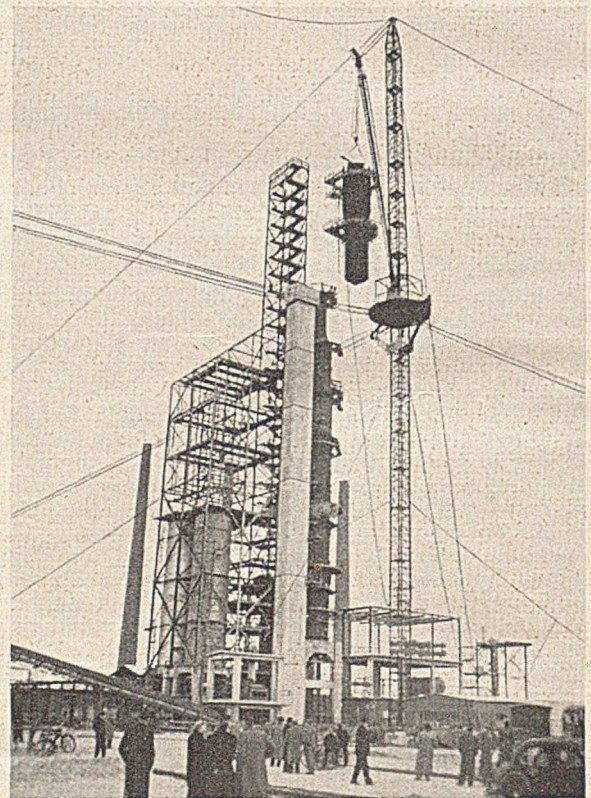
Mitteilungen aus der Industrie.

(Ohne Verantwortung der Herausgeber.)

Crack-Anlagen in Lingen.

Die Gewerkschaft Erdölraffinerie Emsland baut eine moderne Groß-Raffinerie zur Aufspaltung des Rohöles in Dieselöl, Benzin und Nebenprodukte. Diese neuzeitliche Crackanlage wurde von der M.A.N. erstellt.

Die gewaltigen Abmessungen dieses Hauptbauwerkes, bestehend aus einem Stahlgerüst und der eigentlichen Crack-Apparatur lassen die Anlage schon von weitem erkennen. In dem Stahlgerüst stehen 2 Koksammern, die mit einem Einzelgewicht von je 120 t die größten bisher in Deutschland in einem Stück gefertigten, transportierten und montierten Behälter dieser Art darstellen. Aus dem Rohöl wird



in diesen Koksammern der wertvolle Petrolkoks gewonnen. In der Crack-Kolonne erfolgt dann die katalytische Spaltung des Öles zu hochwertigem Benzin. Eine nachgeschaltete Fraktionskolonne trennt das anfallende Ölgemisch in Benzin, Dieselöl und Heizöl.

Die Montage der riesigen und in ihrem Aufbau außerordentlich komplizierten Crack-Kolonne erforderte Einrichtungen von bisher in ihrer Art und Abmessungen in Europa nicht gekannten Ausmaßen. Beherrscht wird das Bild von einem rd. 130 m hohen Montagedrehkran, mit dem einzelne Lasten bis zu 70 t auf über 100 m Höhe gehoben wurden. Die Einzelstücke konnten wegen ihrer Abmessungen und Gewichte nur auf dem Wasserwege antransportiert werden.

In einer Bauzeit von 7 Monaten wurden von der M.A.N. über 2500 t an der gesamten Raffinerie-Anlage montiert.

Der Senat von Berlin

sucht für den Senator für Bau- und Wohnungswesen einen

Dezernenten für Wasser- und Hafenbau / Wasserwirtschaft

Vergütung nach Vgr. I b TO.A., künftig voraussichtlich nach A I b Berl. Bes.Ges.

Erforderlich II. Staatsexamen (Reg.Baumeister) in der Fachrichtung Wasser-, Kultur- und Straßenbau, langjährige Erfahrungen auf dem speziellen Fachgebiet sowie Kenntnisse der Verwaltungsorganisation und auf dem Gebiete der Stadt- und Landesplanung.

Bewerbungen mit handgeschriebenem Lebenslauf, Lichtbild, Abschriften der Befähigungsnachweise und Zeugnisse sind bis zum 31. 3. 1953 zu richten an

Senator für Inneres — Inn II F 1 —

Berlin-Wilmersdorf, Fehrbelliner Platz 2.

Großbauunternehmen in Süddeutschland sucht zum baldigen Eintritt einen

Dipl.-Ingenieur

im Alter zwischen 35 und 45 Jahren als Leiter ihres Konstruktionsbüros. Zur Einstellung kommen nur Herren mit langjähriger Praxis in der Bauwirtschaft, mit umfassenden Kenntnissen in Statistik und Konstruktion und mit Verantwortungsgefühl.

Weiterhin gesucht

Dipl.-Ingenieur

mit mindestens 5 Jahre prakt. Tätigkeit auf Büro und Baustelle. Es kommen nur erstklassige Kräfte mit guten Kenntnissen in Frage. Bewerbungen mit Lebenslauf, Zeugnisabschriften, Gehaltsansprüchen und Lichtbild unter „Der Bauingenieur 702“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20, erbeten.

Wir suchen einen

befähigten Bauingenieur für unsere Kalkulationsabteilung.

Bewerber, welche entsprechende Erfahrungen in der Kalkulation von Stahlbeton- und Tiefbauten nachweisen können, wollen die üblichen Unterlagen (handschriftlichen Lebenslauf, Lichtbild und Zeugnisabschriften) bei GEBR. RIEDEL, Schwelafurt, Cramerstr. 24, einreichen.

Wir suchen für Stuttgart und auswärts in Dauerstellung

1 Bauingenieur — TH oder HTL

Arbeitsgebiet: statische Berechnungen

1 Bauingenieur — TH oder HTL

Arbeitsgebiet: Kalkulationen mittlerer und größerer Tiefbauten

1 Hochbauingenieur

Arbeitsgebiet: Ausschreibung und Vergebung schlüsselfertiger Bauten, Schalungs- u. Armierungspläne

Nur erfahrene erstklassige Kräfte können Berücksichtigung finden. Bewerbungen erbeten unter „Der Bauingenieur 707“ an den Springer-Verlag, Anzeigen-Abteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20.

Für nachfolgende sieben Städte und Umgebung, nämlich, Münster, Köln, Aachen, Koblenz, Stuttgart, Karlsruhe, Kassel, ist die

Bezirksvertretung

eines weltbekannten und bestens eingeführten Unternehmens der Baubranche für einen Bauspezialartikel zu vergeben. Am liebsten an selbständigen Bauingenieur. Herren (nicht Baustoffhandlung) mit eigenem Wagen und Telefon, die ausgezeichnete Beziehungen zu Industrie, Bauunternehmungen, Architekten und Behörden unterhalten, reichen ihre Bewerbungen ein unter „Der Bauingenieur 714“ an den Springer-Verlag, Anzeigen-Abteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20.

STELLENGESUCHE

Diplom - Ingenieur

40 Jahre alt, mit langjähriger Praxis in Statik, Kalkulation und Bauleitung sucht Dauerstellung bei Baufirma oder Behörde ab 1. 4. 1953. Geß. Angebote unter „Der Bauingenieur 686“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilg., Berlin W 35, Reichpietschufer 20, erbeten.

Dipl.-Ing.

des Bauingenieurfaches, 35 Jahre alt, mit jahrelangen Erfahrungen als Bauleiter im Stollenbau, Wasserbau, insbesondere in Wasserversorgung und Rohrleitungsbau (Fernleitungen, Guß und Stahl),

sucht ausbaufähige Stellung.

Angebote unter „Der Bauingenieur 694“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20, erbeten.

TRIUMPH
Matura
wer sie schreibt, ist
begeistert
TRIUMPH WERKE NÜRNBERG A.G.

DER BAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

bringt wie alljährlich zwei große Tagungshefte zur

TAGUNG DES DEUTSCHEN BETONVEREINS

15.—17. April 1953 in Stuttgart

In Heft 4, April 1953, werden bekannte Fachleute aktuelle Fragen des Betonbaus behandeln, über Fortschritte berichten und neue Probleme zur Diskussion stellen. Allen Firmen, die auf dem Gebiet des Betonbaus tätig sind, bietet dieses Tagungsheft die Möglichkeit zu einer besonders wirkungsvollen und gezielten Anzeigenwerbung.

Anzeigenschluß 27. März 1953

TAGUNG DES DEUTSCHEN STAHLBAUVERBANDES

21. / 22. Mai 1953 in Hamburg

Heft 6, Mai 1953, wird vorzeitig erscheinen und zur Stahlbautagung in Hamburg vorliegen. Seit vielen Jahren gilt das „Stahlbauheft“ als der repräsentative Werbeträger für Firmen, die fachlich mit dem Stahlbau verbunden sind. Der Anzeigenteil dieses Heftes soll auch in diesem Jahr einen umfassenden Überblick über die Leistungsfähigkeit dieses Industriezweiges geben.

Anzeigenschluß 6. Mai 1953

Auflage der Tagungshefte 5000 Exemplare

BAUMASCHINENFACHHEFT ZUR TECHNISCHEN MESSE HANNOVER 1953

Mit Fachaufsätzen und Übersichtsbeiträgen über Baumaschinen und -geräte gibt das Mai-Heft allen Herstellern erstmalig die Möglichkeit, anlässlich der Messe eine sinnvolle Anzeigenwerbung bei den führenden deutschen und ausländischen Bauingenieuren durchzuführen.

Das Fachheft erscheint in einer Auflage von 5300 Exemplaren

Anzeigenschluß : 10. April 1953

SPRINGER-VERLAG / ANZEIGENABTEILUNG / BERLIN W 35, REICHPIETSCHUFER 20

Telefon: Sammelnummer 24 92 51