

10.877/111  
NK

7 274/51

Zur „Constructa“-Bauausstellung

# DIE BAUTECHNIK

FACHSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUINGENIEURWESEN  
DER STAHLBAU - ZEITSCHRIFTENSCHAU

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169

Schriftleiter: Regierungsbaumeister a. D. Dipl.-Ing. Johannes Peters, Berlin-Wilmersdorf

28. Jahrgang

Berlin, Juli 1951

Heft 7

## Wie planen und bauen

- Stahl-Brücken
- Stahl-Hochbauten
- Stahl-Wohnungsbauten
- Stahl-Wasserbauten
- Theater-Bauten
- Apparate und Behälter
- Industrieanlagen
- Bergbauzulieferungen
- Weichen, Drehscheiben,  
Schiebebühnen
- Großförderergeräte
- Aufbereitungsanlagen  
für Kohle und Erze
- Zerkleinerungsanlagen
- Kabel- und  
Verseilmaschinen
- Maschinen- und Ein-  
richtungen für Zement-,  
Kalk-, Gipswerke und  
verwandte Industrien



### Wiederherstellung der Eisenbahnbrücke Köln-Süd

Nach Fertigstellung der Mittelöffnung von 168 m, Herstellung der Seitenöffnung von 102 m. Die Montage wurde während des uneingeschränkten Verkehrs durchgeführt. Die über den Trümmern vor der Räumung erstellte Dauerbehelfsbrücke dient außer dem Verkehr gleichzeitig als Rüstbrücke. Die beiden werkseigenen Schwimmkrane von 150 t Tragkraft führen gleichzeitig die Trümmerräumung und den Abbruch der Gerüste durch.



## STAHLBAU RHEINHAUSEN



Drahtwort: Stahlbau Rheinhausen · Fernschreiber: Amt Duisburg 036 838 · Fernsprech-Anschlüsse: Duisburg 3 43 41, Rheinhausen 270, 271, 272, Moers 2742

# WAYSS & FREYTAG

A. G.

HOCH- UND TIEFBAU



FRANKFURT AM MAIN

Neue Mainzer Straße 59

NIEDERLASSUNGEN

Berlin · Bremen · Düsseldorf · Essen · Frankfurt am Main  
Hamburg · Hannover · Heilbronn · Karlsruhe · Kiel · Mannheim  
München · Neustadt an der Haardt · Nürnberg · Stuttgart

CONSTRUCTA  
Halle 7 Stand 121

*Mit Klinkern bauen gut und modern bauen*

**WILH. GAIL'SCHE TONWERKE A.G. GIESSEN**

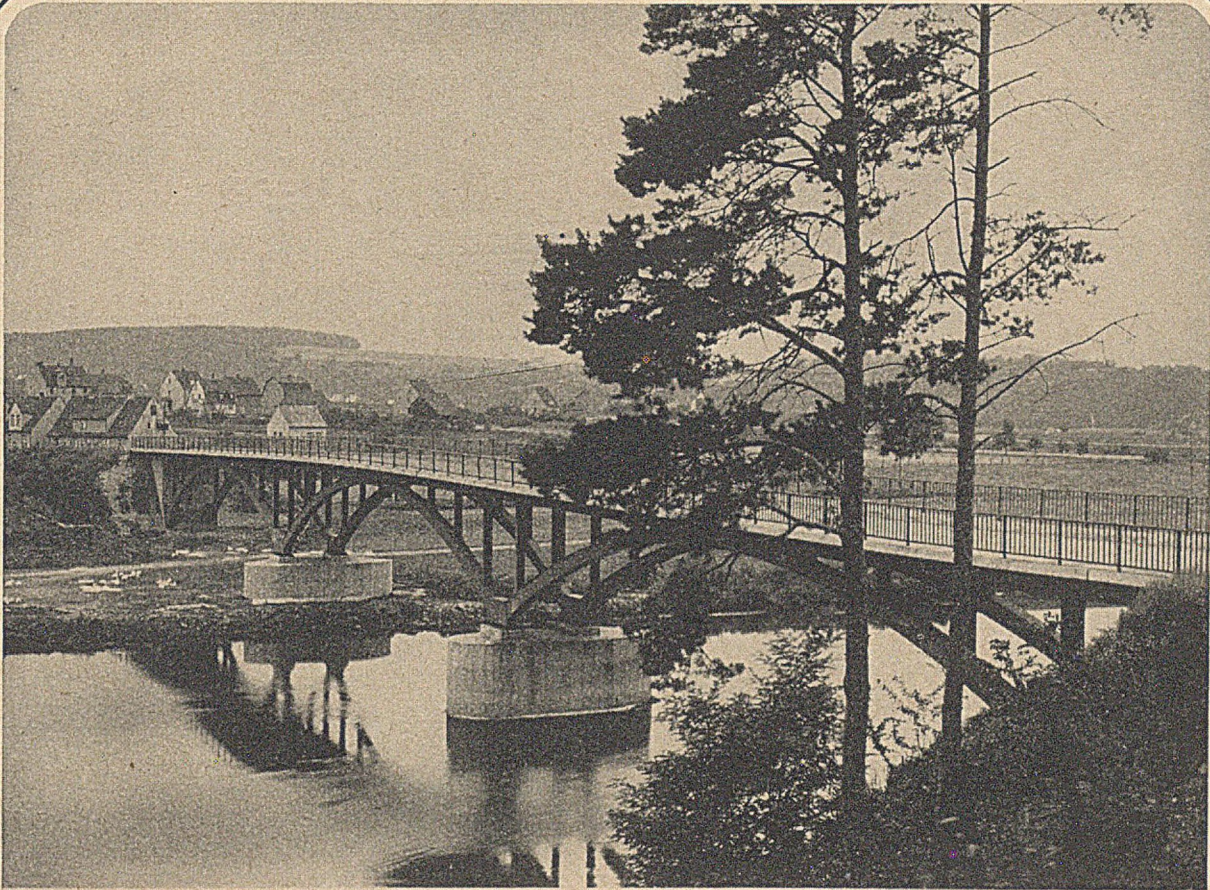
## HEINRICH HIRDES GMBH.

## DUISBURG

Kurzfristige Räumung einer durch  
Überlastung eingestürzten Brücke  
im Dortmund-Ems-Kanal



Tiefbau · Naßbaggerarbeiten · Bergung · Dükerverlegungen · Kies- und Sandbaggerbetriebe.



## Aus dem Fertigungsprogramm unseres Stahlbaues:

Stahlbrücken bis zu den größten Abmessungen  
Schleusen und sonstige Stahlwasserbauten  
Weichen und Kreuzungen • Drahtseilbahnen

Stahlhochbauten für Industrie- u. Verkehrsbetriebe  
Stahlskelettbauten für Wohn- und Geschäftshäuser  
Gittermaste • Stahltore • Stahltüren

# GHH



## PFAHL-GRÜNDUNG

SYSTEM BRECHTEL

JOHANNES BRECHTEL

LUDWIGSHAFEN AM RHEIN · TEL. 62828/29



**FLIESSTAHL**

*Elektroden*



**FLIESSDRAHT**

*für Argon-Schweißung*

*„Fabrikfließ“*

**HERMANN FLIESS & CO.**

DRAHT- UND DRAHTWAREN-FABRIK · DUISBURG



## MANNESMANNRÖHREN UND EISENHANDEL GMBH

**Hamburg 21 / Fährhausstraße 11**

Fernruf: 22 18 51/55 — Fernschreiber: 02 12 89

### SCHIFFBAUBLECHE UND -PROFILE

in allen Abmessungen und Güten

### KESSELBLECHE

sowie gepreßte und geschweißte Teile für den Schiffskesselbau, Schiffsnieten

### KESSELROHRE

Überhitzer- und Vorwärmerschlangen, Rillenrohre, Heiz- und Kühlschlangen, Rohrbogen, Flanschen, Fittings

### SCHIFFSDECK-AUSRÜSTUNGEN

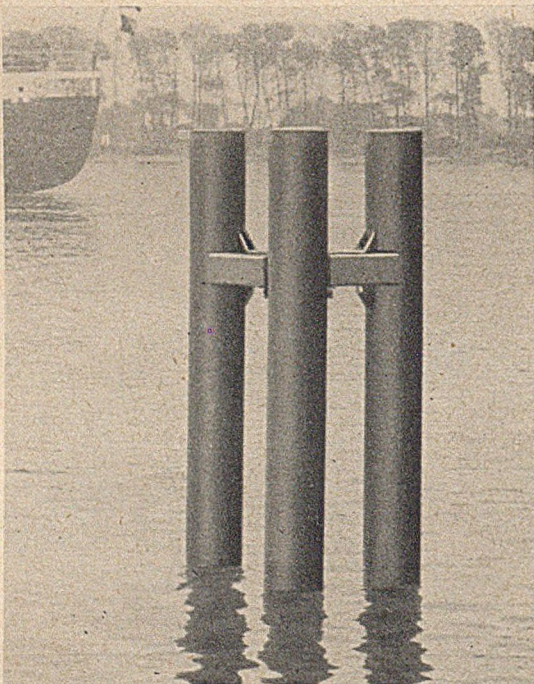
wie Maste und Ladebäume, Davits

### RAMMROHRE, STAHLROHR-DALBEN

für alle Verwendungszwecke komplett, auch gerammt und betriebsfertig montiert

### MANNESMANN-ROHRKONSTRUKTIONEN

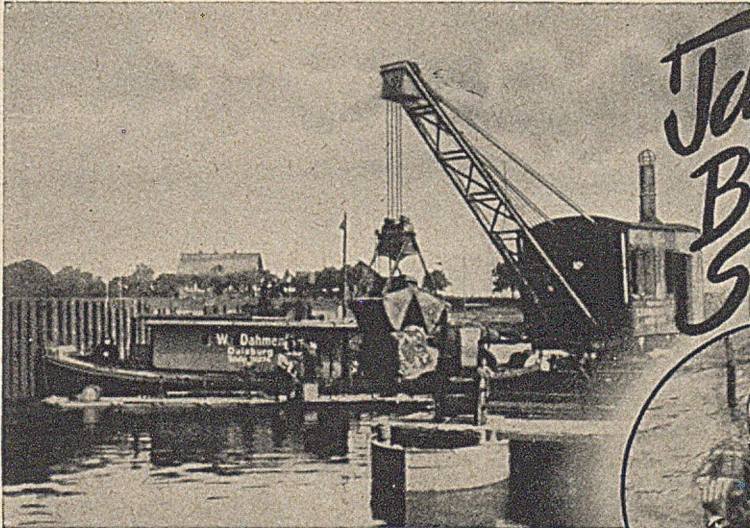
in Leichtbauweise für jeden Hallenbau, auch einschließlich Montage



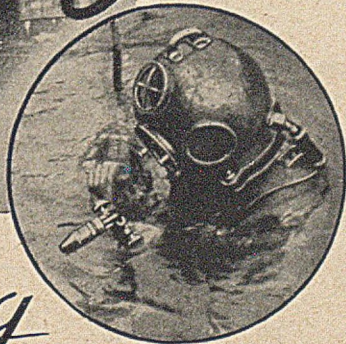
Mannesmann-Stahlrohr-Bündeldalben  
(gelenkige Anordnung des Verbandes)



**SEIBERT  
STAHLBAU  
SAARBRÜCKEN  
UND  
ASCHAFFENBURG**



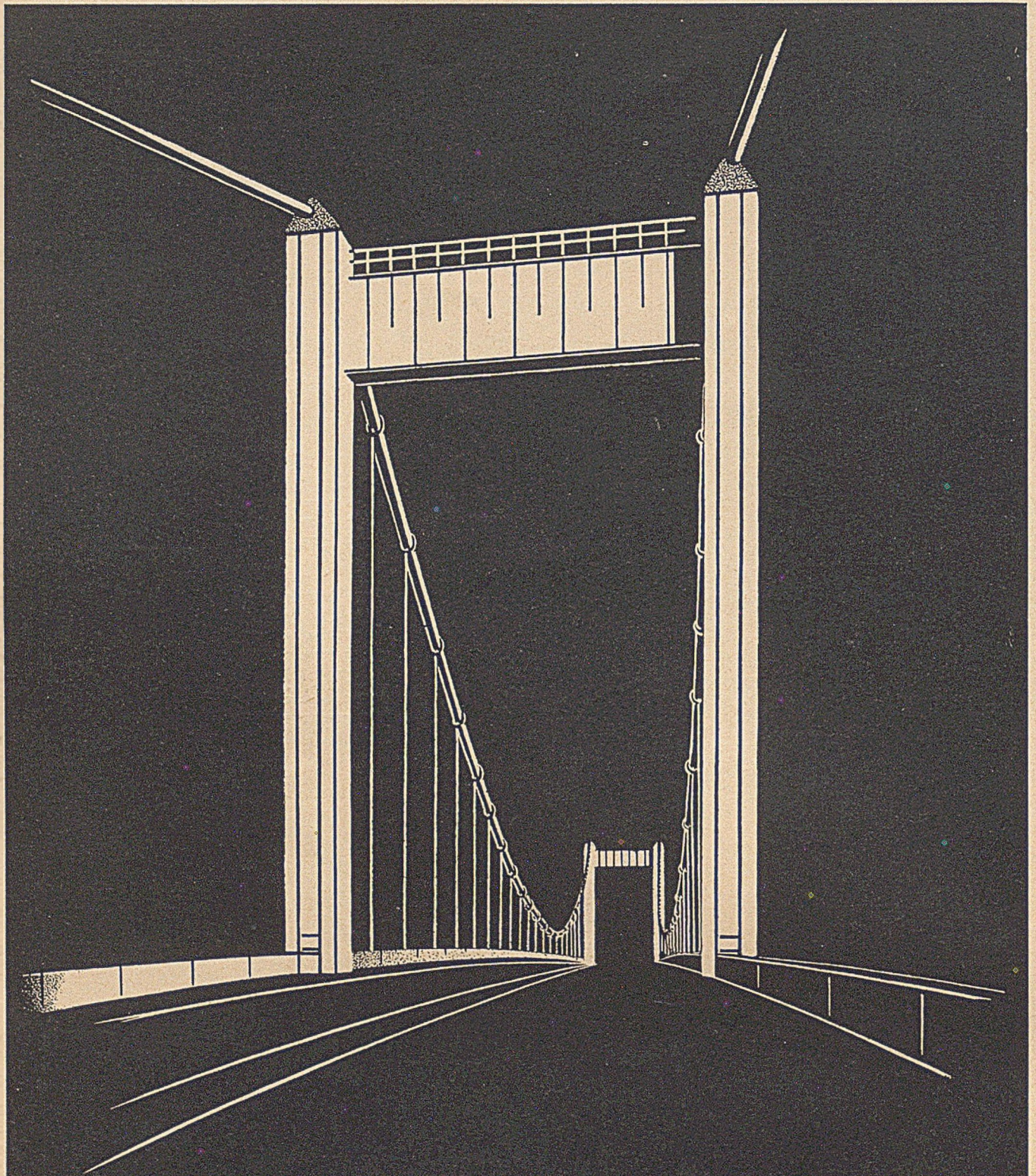
*Täuchen  
Bergen  
Sprengen*



**W. DAHMEN**

*Luisburg*

SCHIFFERSTR. 170  
FERNRUF 3 19 13  
3 18 24  
65 09



M♦A♦N

BRÜCKEN

MASCHINENFABRIK AUGSBURG-NÜRNBERG A.G. WERK GUSTAVSBURG



Zur Holztagung am 10. Juli 1951 in Hannover.

### Die Entwicklung des Holz-Nagelbaues in den letzten 10 Jahren.

Von Dipl.-Ing. Berthold Borchard, Braunschweig.

**Inhalts-Übersicht:**

Die Versuche über die Tragfähigkeit von Nagelverbindungen sind im wesentlichen von 1927 bis 1937 durchgeführt und in dem Buche „Holz-Nagelbau“<sup>1)</sup> beschrieben worden. Nach 1937 wurden weitere Versuche angestellt, über die im folgenden berichtet wird.

**A. Einleitung.**

Auf der vorjährigen Holztagung in Düsseldorf sprach am 1. 12. 1950 Prof. Dr.-Ing. W. Stoy über Holz-Nagelbau. Dies ist insofern ein Jubiläum, als dieser bekannte Fachmann auf der Holztagung in Berlin im Jahre 1930 einen kurzen Bericht über seine Versuche mit Nägeln gab, der noch sehr skeptisch aufgenommen wurde. Es ist daher interessant, zu untersuchen, wie sich der Holz-Nagelbau in den letzten 10 Jahren entwickelt hat, nachdem über die ersten 10 Jahre schon an anderer Stelle berichtet wurde<sup>2)</sup>.

In den Jahren 1939/45 wurde der Nagel als billigstes und einfachstes Holzverbindungs-mittel überall angewandt (Bild 1). Selbst die größten Holzbau-firmen, die größtenteils mit patentierten Dü-belverbindungen gearbeitet hatten, gingen zur Nagelbauweise über. So wurden in der Nähe von Breslau im Winter 1941/42 Hallen von insgesamt 42 000 qm Grundfläche innerhalb von 5 Monaten hergestellt, was in einer anderen Bauweise in der Zeit nicht möglich gewesen wäre. Auf den Flugplätzen gab es neben den großen Flugzeughallen, die sich schon vor dem Kriege in Holz-Nagelbauweise bewährt hatten, Navigationsdreh-scheiben für Flugzeuge, deren Konstruk-tionsteile geleimt waren. Der Sicherheit halber wurden hierbei, um die magnetischen Ein-flüsse der Stahlnägel auszuschalten, Bondurnägel (Alu-miniumlegierung) verwandt.

**1. Verschiedene Nagelarten.**

Dr.-Ing. Fonrobert, dem leider der Tod am 12. 2. 1949 die Feder aus der Hand nahm, hat im Jahre 1947 umfangreiche Versuche mit Aluminiumnägel

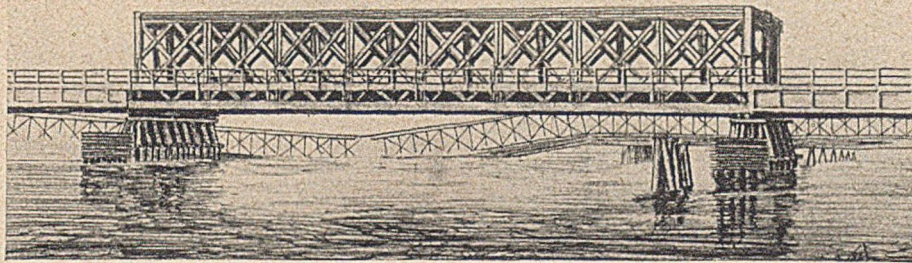


Bild 1. Behelfsstraßenbrücke erster Klasse über den Rhein zwischen Straßburg und Kehl. 320 m lang. Schiffsfahrtsöffnung: Fachwerkträger von 50 m Stützweite, die übrigen Öffnungen vollwandig von je 20 m Stützweite. Erbaut in 12 Wochen im Sommer 1940 (im Hintergrunde die gesprengte Stahlbrücke) nach dem Entwurf von Professor Dr.-Ing. Ernst Gaber, Karlsruhe, Technische Hochschule. Ausgeführt von der Firma Karl Riel, Rendsch in Baden (Schwarzwald).

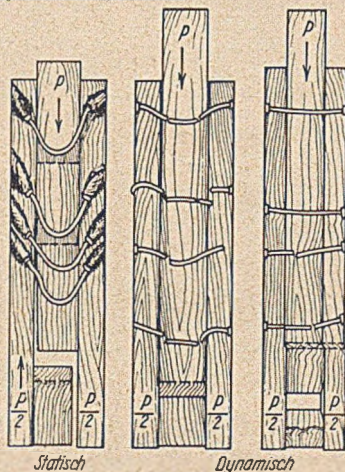


Bild 2. Aufgeschnittener zweischnittig genagelter Druckkörper. Links: Nach statischer Belastung bis zum Bruch. Rechts: Nach dynamischer Belastung bis zum Bruch. Die Nagelspitzen waren teilweise vernietet, teilweise umgedulagen.

durchgeführt. Die Tragfähigkeit der Duralnägel ergab sich im Mittel zu etwa 2/3 der Tragfähigkeit der Stahlnägel. Der Schlupf der Duralnägel stellte sich im Bereich bis zur Gebrauchslast nur wenig größer als der Schlupf der Stahlnägel heraus und lag wie dieser noch weit unter dem für die Gebrauchslast zulässigen Wert von 1,5 mm. Die Oberfläche der Aluminiumnägel ist rauher, das Einschlagen geht daher langsamer vor sich als bei Stahlnägeln.

Um die Tragfähigkeit der Nägel zu steigern, wurden von Stoy Versuche mit Schraubennägeln<sup>3)</sup>, sog. „Dickkopfnägel“, die von der

Firma Friedr. Trurnit, Altena (Westf.), hergestellt werden, durchgeführt. Diese Nägel haben quadratischen Querschnitt und werden auf kaltem Wege maschinell verdrillt, so daß gleichsam eine Schraube großer Ganghöhe entsteht. Beim Einschlagen dringt der Schraubennagel unter gleichzeitiger Drehung in das Holz ein. Die Versuche ergaben, daß die absoluten Werte der Tragfähigkeit dieser Schraubennägel etwa 50 bis 100% höher liegen (je nach der

2. Tragfähigkeit der Nägel bei Belastung in Achsrichtung.

Bei Windschäden hat es sich in der letzten Zeit öfters gezeigt, daß die Nägel für die Belastung durch die Sogkräfte nicht ausreichen. Fonrobert und Köhler<sup>4)</sup> haben im Jahre 1941 für etwa 500 kurze

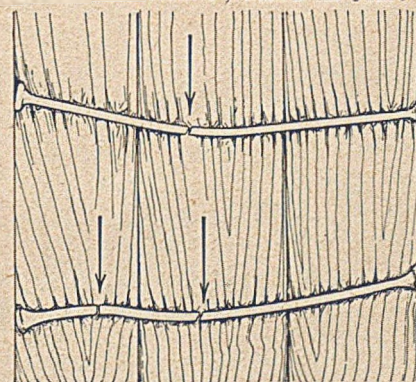


Bild 3. Aufgeschnittener einschnittig genagelter Druckkörper nach dynamischer Belastung bis zum Bruch. Die Nagelspitzen waren vernietet.

und 400 lange Nägel unter verschiedenen Verhältnissen die Haftkräfte ermittelt. Die Ergebnisse dieser Versuche gaben Anlaß zur Einführung der Tafeln 8 und 9 in § 15 der DIN 1052.

3. Nagelverbindungen unter dynamischer Belastung.

Im Jahre 1946 wurde eine eingleisige Bahnbrücke über die Pfalz bei Grötzingen in der Nähe von Karlsruhe mit einer Stützweite von 30 m aus Brettern und Nägel ausgeführt<sup>5)</sup>. Es zeigt sich heute nach vier-

<sup>1)</sup> Fonrobert/Stoy, Holz-Nagelbau, 6. Aufl. Berlin 1949, Wilh. Ernst & Sohn.

<sup>2)</sup> Seidel, Die Entwicklung des Holz-nagelbaues. Bautechn. 21 (1943), Heft 29/33, S. 204.

<sup>3)</sup> Stoy, Versuche mit Schraubennägeln. Der Deutsche Zimmermeister 1934, Heft 41.

<sup>4)</sup> Fonrobert/Köhler, Die Haftkraft der Nägel. Bautechn. 19 (1941), Heft 50/51, S. 537.

<sup>5)</sup> Gaber, Bahnbrücke von 30 m Stützweite aus Brettern und Nägeln. Technik 1947, Heft 4, S. 153.

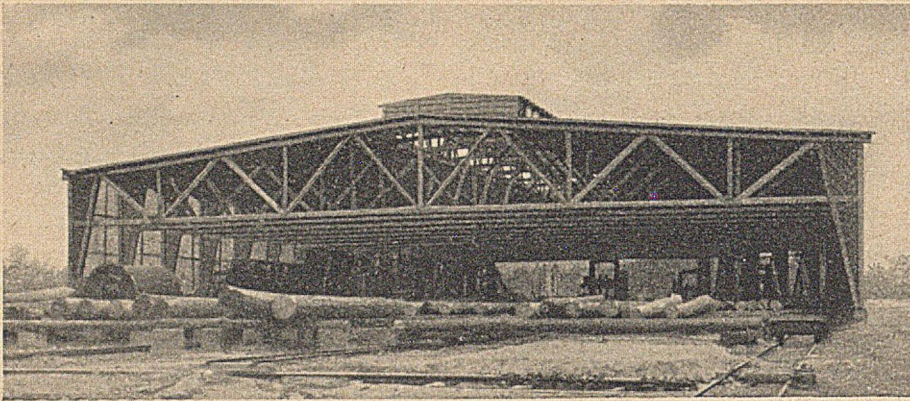


Bild 4. Sägewerkshalle der Fa. Ohnesorg im Eckertal bei Harzburg, Gesamtansicht. Stützweite 24,5 m. (Der Untergurt besteht aus 3 Brettern 3/16.) Erbaut im Sommer 1947 unter Mitwirkung von Prof. Dr.-Ing. Wilhelm Stoy, Braunschweig. Ausgeführt von der Firma Wilhelm Goes, Thiede bei Wolfenbüttel.

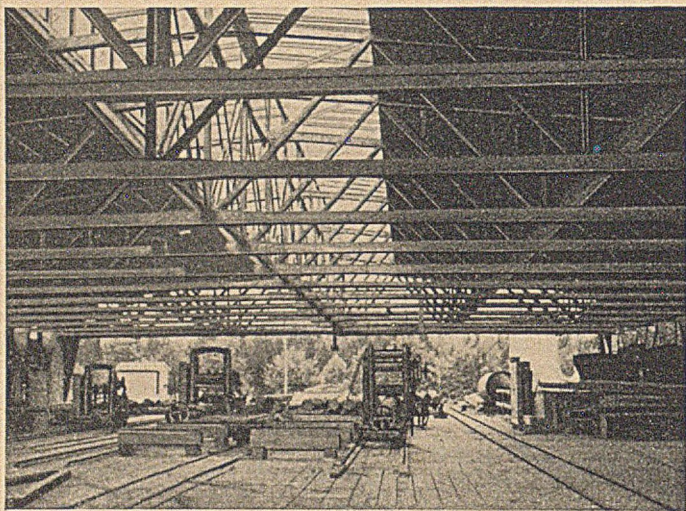


Bild 5. Sägewerkshalle der Fa. Ohnesorg im Eckertal bei Harzburg. Blick in das Innere der Halle, 3 Vollgatter.

jährigem Betrieb, daß sich kleine Risse, von den Nagellöchern ausgehend, in den Knoten und Decklaschen der Stöße gebildet haben. Der Versuch zeigt, daß Nägel unter wiederholter Belastung sich weit ungünstiger verhalten als unter ruhender Belastung. Die Bilder 2 u. 3 stellen aufgeschnittene Versuchskörper der Versuchsanstalt für Holz, Stein und Eisen der Technischen Hochschule Karlsruhe dar<sup>9)</sup>. Unter der oftmals wiederholten Belastung weisen die Nägel sowohl bei der einschnittigen als auch bei der zweiseitigen Verbindung

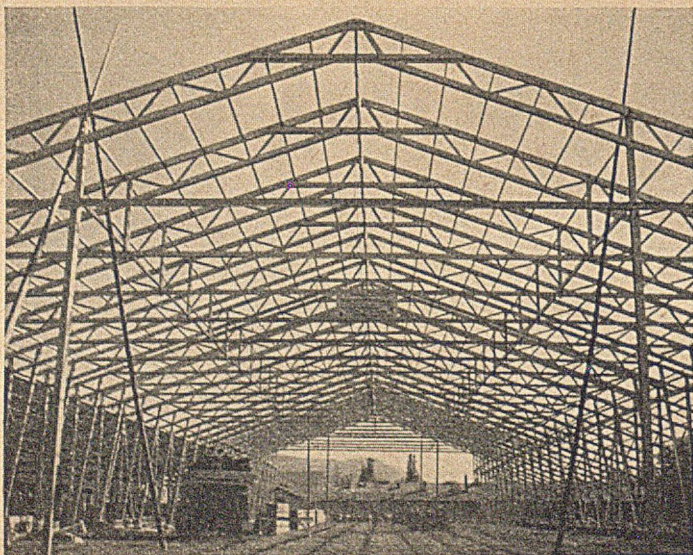


Bild 6. Zerlegbare Festhalle 25 · 100 m Grundfläche. Erbaut von Diplom-Zimmermeister Gottfried Kämpf, Ruppertswil, Kanton Aarau.

mehrere Bruchstellen auf, ohne daß sich die Nägel wesentlich verformt haben. Es ist daher erforderlich, besonders bei Brücken, die nicht als Behelfsbrücken dienen sollen, die Tragfähigkeit der Nägel so vorsichtig wie möglich zu bemessen oder Nägel aus einem anderen Baustoff herzustellen. Die Nägel (Drahtstifte) werden im allgemeinen aus blankem Thomas-Flußstahldraht gezogen, also durch wiederholte Kaltverformung hergestellt. Der Werkstoff der Nägel zeigt daher alle bekannten Eigenschaften des kaltverformten Stahles. So kommt es, daß die Nägel unter dynamischer Belastung selbst dann schon brechen, wenn diese Last noch weit unter der bei statischer Belastung ermittelten Höchstlast liegt.

#### 4. Einseitige Nagelung.

In vielen Schriften über den Holz-Nagelbau wird eine beiderseitige Nagelung vorgeschrie-

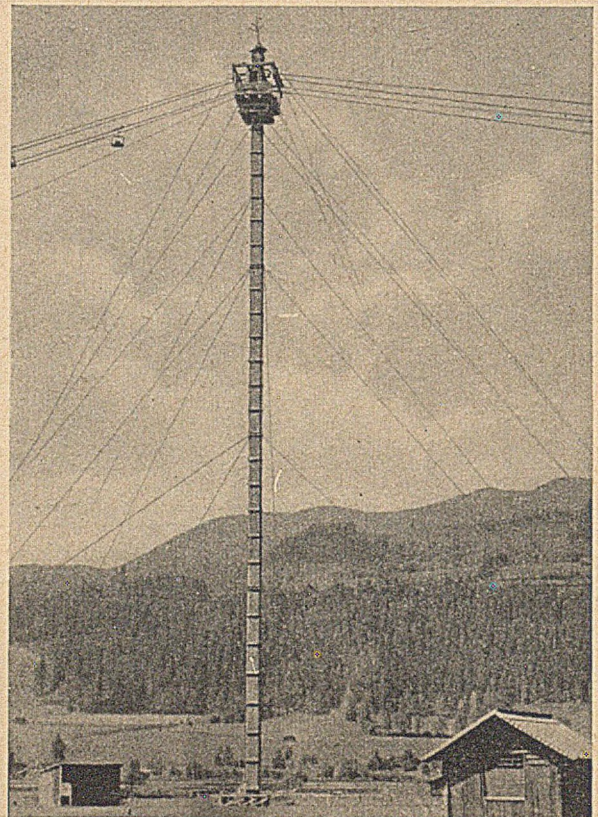


Bild 7. Seilbahnstütze von 85 m Höhe. Erbaut nach dem Entwurf von Dr.-Ing. Helmut Friesecke unter Mitwirkung von Professor Dr.-Ing. Wilhelm Stoy.

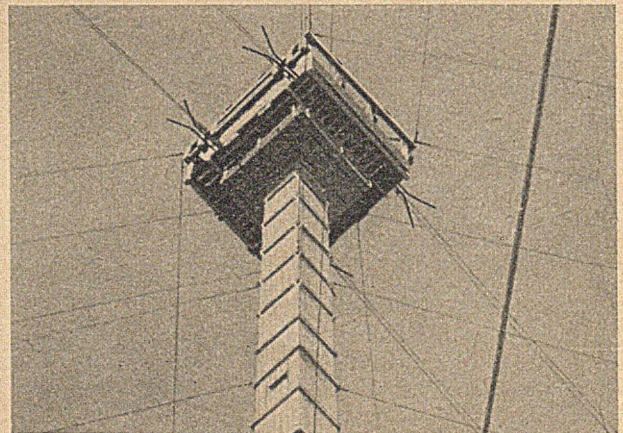


Bild 8. Kopf einer genagelten Seilbahnstütze von 85 m Höhe.

<sup>9)</sup> G a b e r, Statische und dynamische Versuche mit Nagelverbindungen, Heft 3. Karlsruhe 1935, Eigenverlag der Versuchsanstalt.



hen. Auf Veranlassung von Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Seitz wurden an der Material-Prüfungsanstalt Stuttgart Versuche durchgeführt, die ergaben, daß einseitig genagelte Verbindungen die gleiche Festigkeit aufweisen wie die Verbindungen, die auf beiden Seiten genagelt werden.

5. Einfluß der Güte des Holzes auf die Nagelverbindung.  
Die Güte des Holzes ist von sehr vielen Faktoren abhängig. Stoy hat in seinem Buche „Der Holzbau“<sup>7)</sup> eingehend die Festigkeit des Holzes behandelt und durch Versuche bewiesen, daß man auch frisch geschlagenes Holz durch Nägel verbinden kann. Der Einfluß des Schwindens auf die Tragfähigkeit ist in dem Bericht über die „Tragfähigkeit von Nagelverbindungen im Holzbau“<sup>8)</sup> von Stoy auf Grund von Versuchen beschrieben worden.

**B. Beispiele.**

Die Bilder 4 u. 5 zeigen eine Sägewerkshalle der Firma Ohnesorg im Eckertal bei Harzburg. Die Einzelheiten der Konstruktion sind im „Holzbau“<sup>7)</sup> dargestellt. Die Stützweite beträgt 24,50 m, der Binderabstand 2,71 m. Die Neigung des Obergurtes verläuft parallel zur Dachhaut und beträgt rd. 1 : 9. Durch das Einziehen der Längsverbände ist die Konstruktion räumlich gestaltet. Besonders ist die gute Belichtung durch das mittlere Oberlicht hervorzuheben.

Bild 6 stellt eine zerlegbare Festhalle mit rd. 25 m Stützweite und 100 m Länge dar, die von der Firma G. Kämpf, Holzbau, Ruppertswil, Kanton Aarau, hergestellt wurde.

Die Bilder 7 u. 8 bringen ein Beispiel aus dem Holz-Nagelbau der jüngsten Zeit. Es handelt sich um einen Entwurf für Turm- und Seilbahnstützen von Friesecke und Stoy. Der wesentliche Vorteil dieser Stützen besteht in der überaus einfachen Herstellungsweise. Die Höhe der Stützen beträgt heute schon etwa 85 m bei einem quadratischen Querschnitt von 1,40 m. Die Stützen werden bis zu einer Länge von 60 m auf dem Schnürboden ausgeführt und die restlichen 25 m nach Aufrichten der Stütze von einem fahrbaren Hängegerüst aus gebaut. Diese 85 m hohen Stützen sind an der Spitze sowie an 3 Zwischenpunkten nach 4 Seiten mit Drahtseilen abgespannt. Die Seile werden, um größere Schwingungen zu vermeiden, mit kleineren Seilen verbunden. Die Stützen haben sich im Betrieb gut bewährt.

Bild 9 zeigt ein Kehlbalkendach aus Buchenholz, Entwurf und Patentanmeldung von Stoy. Der Binder besteht aus einem Zweigelenkrahmen mit einem darüber befindlichen Dreigelenkbogen. Diese neue Konstruktion bietet den wesentlichen Vorteil, daß man den Kehlbalken an einer Stelle oder gegebenenfalls auch an zwei und mehreren Stellen unterteilen kann, wobei jeweils die beiden zu-

sammenstoßenden Enden miteinander gekoppelt werden. Die Verwendung von Buchenholz für Dachbinder ist neu. Wegen seiner schlechten Nagelbarkeit im trockenen Zustand wurde Buchenholz im Bauwesen wenig verwendet. Nur bei Konstruktionsteilen, die durch Druckkräfte hoch beansprucht werden, wird Buchenholz als sog. Hartholz, in der Hauptsache zur Druckverteilung, verwandt. Das Buchenholz muß demnach in waldfrischem bis halbtrockenem Zustand genagelt werden. Auch Wurmbefall, unter dem Buchenholz viel zu leiden hat, besonders wenn es in der Saftzeit gefällt wird, ist bei dem Binder nach drei Jahren nicht festzustellen. Dies ist darauf zurückzuführen, daß der Dachstuhl durch den Wind und den Straßenverkehr vibriert. Bei Hölzern, die bewegt werden, wie Stuhlbeine usw., tritt der Wurmbefall meistens nicht in Erscheinung.

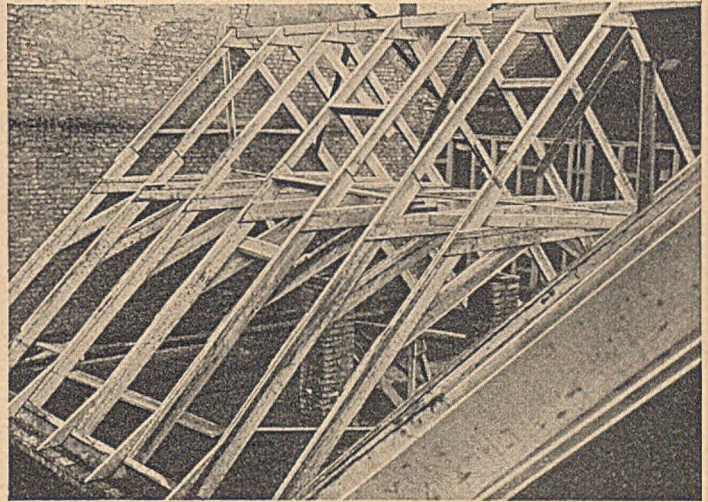


Bild 9. Kehlbalkendach aus Buchenholzbrettern in Braunschweig. Entwurf und Berechnung: W. Stoy.

An der Material-Prüfungsanstalt der Technischen Hochschule Braunschweig werden z. Zt. Versuche mit Nägeln aus hochwertigem Stahl durchgeführt. So ruht auch auf diesem Gebiete die Forschung nicht. Heute schon kann der Nagel bei richtiger konstruktiver Durchbildung mit jedem anderen Holzverbindungsmittel in Wettbewerb treten.

Anmerkung der Schriftleitung: Die in den Bildern dargestellten Ausführungen werden auf der Ausstellung „Constructa“ in Hannover auf dem Stande „Konstruktiver Holzbau“ zum Teil im Modell, zum Teil in natürlicher Größe zu sehen sein.

<sup>7)</sup> Stoy, Der Holzbau, 5. Aufl. Berlin 1950, Springer-Verlag.

<sup>8)</sup> Tragfähigkeit von Nagelverbindungen im Holzbau. VDI-Mitteilungen 1935, Heft 11.

## Bugpfetten und ihre wirtschaftliche Gestaltung.

Von Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Hugo Seitz, VDI, Stuttgart.

Schon im frühen Mittelalter haben die Zimmerleute in Mitteleuropa die Tragfähigkeit von Biegebalken dadurch erhöht, daß sie ihre Spannweiten durch Büge (Kopfbänder) verringerten. Dieses Verfahren hat sich bis heute als zweckmäßig und wirtschaftlich bewährt. Besonders vorteilhaft ist es überall da, wo im wesentlichen gleichmäßig verteilte Lasten auftreten, so bei Dachpfetten, bei denen das Eigengewicht fast stets gleichmäßig verteilt ist, und auch Schnee- und Windlasten allgemein so gerechnet werden. Es ist dabei üblich, die Balken oder Pfetten nur über den Stützen oder Bindern zu stoßen, sie also über den Anschlüssen der Büge in einem Stück durchgehen zu lassen. Im folgenden sollen unter Bugpfetten auch alle anderen derart gebauten, mit Bügen unterstützten Balken verstanden sein, bei denen überwiegend gleichmäßig verteilte Last wirkt.

### Die derzeitigen Bestimmungen über Bugpfetten.

Die Wirtschaftlichkeit einer Bauweise hängt in Deutschland entscheidend davon ab, wie sich die baupolizeilichen Bestimmungen zu ihr stellen. Maßgebend ist dafür heute DIN 1052 in der Fassung der dritten Ausgabe vom Dezember 1940 mit dem Wortlaut:

Bei Pfetten und Balken mit Kopfbändern ist als Stützweite der Wert  $\frac{l + l_0}{2}$  in Rechnung zu stellen. Für diese Stützweite ist der Bauteil als ein frei drehbar gelagerter Balken auf zwei Stützen zu berechnen. Bei Balken mit erheblichen Verkehrslasten kann auch

eine genauere Berechnung in Frage kommen, z. B. als Rahmenwerk. Hierbei ist auch der Einfluß einseitiger Belastung auf die Stützen, Balken und Pfetten zu verfolgen.

An den Stößen der Balken ist die Aufnahme der waagerechten Kräfte durch bauliche Vorkehrungen zu sichern.

In jedem Fall muß nachgewiesen werden, daß das Kopfband und seine Anschlüsse für die auf sie entfallende Last ausreichen.

Bei Pfetten und Balken mit Sattelhölzern ohne Kopfbänder ist stets mit der Stützweite  $l$  zu rechnen.

Diese Bestimmung wird von den Ingenieuren der Praxis als unbefriedigend und geradezu als ein Hemmschuh für die wirtschaftliche

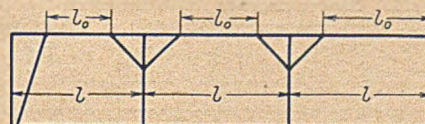


Bild 1. Bezeichnungen nach DIN 1052.

Anwendung der Bugbauweise empfunden, und es dürfte sich lohnen, sich eingehend mit dieser Frage zu befassen.

Die Vorläufer von DIN 1052, also die Baupolizeivorschriften der deutschen Länder, und ebenso die sonst sehr eingehenden „Vorläufigen Bestimmungen für Holztragwerke“ (B. H.) der Deutschen Reichsbahn haben nichts über Bugpfetten enthalten. Das gleiche gilt, soviel mir bekannt, auch von allen ausländischen Vorschriften zum

mindesten bis 1939, ferner von der 1. Ausgabe von DIN 1074 (Berechnungs- und Entwurfsgrundlagen für hölzerne Brücken) und selbst von der 1. Ausgabe von DIN 1052 vom Juli 1933. Bis dahin pflegte man die Bugpfetten als freiaufhängende Balken für ihre größte Teilspannweite, d. h. in der Regel für die des Mittelfeldes, zu berechnen. Diese Rechnungsweise, im folgenden als „altes Verfahren“ bezeichnet, war denkbar einfach.

Erst die 2. Ausgabe von DIN 1052 vom Mai 1938 brachte zum erstenmal folgende Vorschrift über die Bemessung von mit Bügen unterstützten Balken:

Bei Pfetten und Balken mit Kopfhändern ist als Stützweite der Wert  $\frac{l+l_0}{2}$  in Rechnung zu stellen, soweit nicht eine genaue

Berechnung durchgeführt wird. Hierfür ist der Bauteil dann als frei drehbar gelagerter Balken auf zwei Stützen zu berechnen; in jedem Fall muß nachgewiesen werden, daß das Kopfband und seine Anschlüsse für die auf sie entfallende Last ausreichen.

Demnach war also mit einer gegenüber dem alten Verfahren wesentlich erhöhten Stützweite zu rechnen, die im Falle symmetrischer Büge mit den Bezeichnungen des Bildes 2 auf  $l_1 + l_2$  als Stützweite hinausläuft. 1 Bug in jedem Feld wurde damit als praktisch nicht vorhanden angesehen. Zunächst,

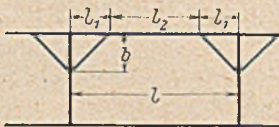


Bild 2. Bezeichnungen für die folgenden Berechnungen.

d. h. bis zur 3. Ausgabe vom Dezember 1940, blieb dem auf Wirtschaftlichkeit bedachten Ingenieur noch die Anwendung eines umständlicheren, aber genaueren Rechnungsverfahrens anheimgestellt. In den der 2. und 3. Ausgabe von DIN 1052 vorausgehenden Beratungen haben sich die Vertreter der Praxis zwar nachdrücklich gegen die Neuerung gewandt, leider aber ohne Erfolg. Dabei handelte es sich nicht etwa darum, daß das alte Verfahren zu Einstürzen oder sonstigen Schäden geführt hätte. Nachteilige Folgen des alten Verfahrens sind damals weder erwähnt, noch m. W. sonst je bekannt geworden. Vielmehr befürchtete man lediglich bei den bis dahin möglichen sparsamen Konstruktionen erhebliche Zusatzspannungen durch Nachgiebigkeit der Büge und zu große Durchbiegungen sowie eine ungenügende Aussteifung der Gebäude gegenüber waagerechten Kräften, ohne daß schlechte Erfahrungen bereits vorgelegen hätten.

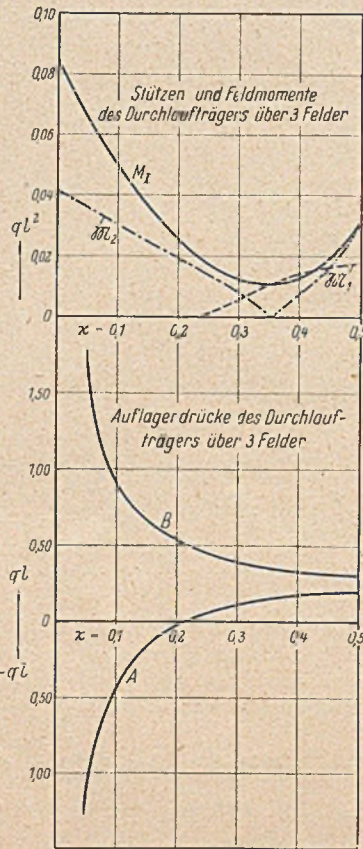


Bild 3.

Soweit die heutigen Bestimmungen die Aufnahme und Weiterleitung der Kräfte durch die Büge, ihre Anschlüsse und — vor allem bei unsymmetrischen Lasten — durch die Stützen betreffen, sind sie sachlich berechtigt, ja sie sind so selbstverständlich, daß sie kaum einer ausdrücklichen Erwähnung bedürfen. Die Kritik richtete sich damals wie heute nur gegen das für die Bemessung der Pfetten, und damit für deren Wirtschaftlichkeit, entscheidende Biegemoment.

Die rechnungsmäßige Stützweite  $\frac{l+l_0}{2}$  ist unbefriedigend, ja

m. E. geradezu widersinnig, da sie für  $l_0 = 0$  den Kleinstwert  $\frac{l}{2}$  ergibt. Schon die Anschauung zeigt, daß die Bugunterstützung in Feldmitte niemals zur günstigsten Bemessung der Pfette führen kann. Vielmehr wird jedermann das Optimum bei 3 etwa gleich großen Teilstützweiten suchen.

Die Bugpfette als Durchlaufträger über 3 Felder.

Unter den obigen Voraussetzungen sind die Pfetten Durchlaufträger über 3 Felder mit frei drehbaren Enden. Bei gleichmäßig verteilter Last und symmetrischer Anordnung der Büge sowie unachgiebigen Auflagern läßt sich aus der Clapeyronschen Gleichung für die Momente  $M_I$  und  $M_{II}$  an den Bugunterstützungen ableiten:

$$M_I = M_{II} = -\frac{q}{4} \cdot \frac{l_1^3 + l_2^3}{2l_1 + 3l_2} \dots (1)$$

Mit  $l_1 = \alpha \cdot l$  und demgemäß  $l_2 = (1 - 2\alpha)l$  wird

$$M_I = M_{II} = -\frac{q l^2}{8} \cdot \frac{7\alpha^3 - 12\alpha^2 + 6\alpha - 1}{2\alpha - 1,5} \dots (2)$$

Die Auswertung dieser Gleichung (Tafel 1 u. Bild 3) ergibt für  $\alpha = 0$  den an den Enden eingespannten Balken mit Einspannmoment  $-\frac{q l^3}{12}$ , für  $\alpha = 0,5$  den über 2 gleiche Felder durchlaufenden Bal-

ken mit dem Stützmoment  $-\frac{q l^2}{8}$  ( $= -\frac{q l^2}{32}$ ). Das kleinste Stützmoment  $-0,0109 q l^2$  tritt auf bei  $\alpha = 0,35$ . Die Auflagerdrücke werden

$$A = D = \frac{q l_1}{2} + \frac{M_I}{l_1} = \frac{q l}{2} \cdot \frac{\alpha^3 + 6\alpha^2 - 6\alpha + 1}{(8\alpha - 6)\alpha} \dots (3)$$

und

$$B = C = \frac{q l}{2} - A = \frac{q l}{2} \cdot \frac{-\alpha^3 + 2\alpha^2 - 1}{(8\alpha - 6)\alpha} \dots (4)$$

Wie Bild 3 zeigt, wechselt  $A$  bei  $\alpha = 0,215$  das Vorzeichen. Demnach werden die Momente in den Außenfeldern  $\mathfrak{M}_1$  für  $\alpha < 0,215$  negativ, sie nehmen von  $M_I$  über dem Buganschluß nach den Pfettenenden hin ab bis auf 0. Für die Feldmomente  $\mathfrak{M}_1$  gilt in der Entfernung  $x$  vom Endauflager:

$$\mathfrak{M}_{1x} = \frac{q x (l_1 - x)}{2} - \frac{q}{4} \cdot \frac{l_1^3 + l_2^3}{2l_1 + 3l_2} \cdot \frac{x}{l_1}$$

Aus  $\frac{d\mathfrak{M}_{1x}}{dx} = 0$  findet sich für die Stelle von  $\mathfrak{M}_1$  max

$$x = \frac{l_1}{2} - \frac{l_1^3 + l_2^3}{(8l_1 + 12l_2)l_1}$$

und

$$\mathfrak{M}_{1 \max} = \frac{q l^2}{8} \left[ \frac{\alpha^3 + 6\alpha^2 - 6\alpha + 1}{(8\alpha - 6)\alpha} \right]^2 \dots (5)$$

Demnach nimmt das positive Endfeldmoment von  $\alpha = 0,215$  bis  $\alpha = 0,5$  ständig zu bis zum Größtwert von  $0,01758 q l^2 = 0,0703 q l_1^2$ , d. h. dem Feldmoment des Durchlaufbalkens über 2 gleichen Feldern (Tafel 1 u. Bild 3).

Tafel 1. Biegemomente und Auflagerdrücke des symmetrischen Durchlaufbalkens über 3 Felder.

	$\alpha = 0,10$	$\alpha = 0,20$	$\alpha = 0,25$	$\alpha = 0,30$	$\alpha = 1/3$	$\alpha = 0,35$	$\alpha = 0,40$	$\alpha = 0,50$
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1. Stützmoment $M_I = M_{II} = \dots q l^2$	-0,0493	-0,0255	-0,0176	-0,0126	-0,0111	-0,0109	-0,0129	-0,03125
2. Auflagerdruck $A = \dots ql$	-0,4433	-0,0273	+0,0547	+0,1079	+0,1333	+0,1438	+0,1679	+0,1875
3. Auflagerdruck $B = \dots ql$	+0,9433	+0,5273	+0,4453	+0,3921	+0,3667	+0,3562	+0,3321	+0,3125
4. Außenfeld $\mathfrak{M}_{1 \max} = \dots q l^2$	—	—	+0,00149	+0,00582	+0,00888	+0,01034	+0,01409	+0,01758
5. Mittelfeld $\mathfrak{M}_{2 \max} = \dots q l^2$	+0,03067	+0,01955	+0,01367	+0,00736	+0,00278	+0,00033	-0,00786	-0,03125
6. $\Delta M_I = \frac{6 E J \Delta y}{l^2} \dots$	3,8462	2,2727	2,0000	1,8519	1,8000	1,7857	1,7857	2,0000

Für das Moment  $M_2$  im Mittelfeld gilt

$$M_2 = \frac{q l_2^2}{8} + M_1 = \frac{q}{8} \cdot \frac{4 l_2^3 + 8 l_1 l_2^2 - 8 l_1^3}{8 l_1 + 12 l_2}$$

oder

$$M_2 = \frac{q l^2}{8} \cdot \frac{2 \alpha^3 - 4 \alpha^2 + 4 \alpha - 1}{4 \alpha - 3} \dots (6).$$

Laut Tafel 1 und Bild 3, in dem die Absolutwerte der Momente aufgetragen sind, wird  $M_2$  positiv für den Bereich  $\alpha = 0$  bis 0,3522, dann aber negativ. Für  $\alpha = 0$  wird  $M_2 = \frac{q l^2}{24}$  (entsprechend dem an beiden Enden eingespannten Balken), für  $\alpha = 0,5$   $M_2 = -\frac{q l^2}{8}$  (Mittelstützenmoment des Durchlaufbalkens über 2 Felder).

Für den symmetrischen Durchlaufbalken über 3 Felder ist unter den hier gemachten Voraussetzungen fast durchweg das Moment über den Mittelstützen maßgebend. Nur von  $\alpha = 0,36$  bis 0,42 wird das Endfeldmoment eine Kleinigkeit größer. Das Mittelfeldmoment ist nie entscheidend. Von  $\alpha = 0,205$  bis 0,475 bleibt das größte Moment überall unter 1/5 von  $\frac{q l^2}{8}$ . Am günstigsten liegen die Verhältnisse für  $\alpha = 0,30$  bis 0,375. Hier wird  $\frac{q l^2}{80}$  nirgends überschritten.

**Beobachtungen an ausgeführten Bauten.**

Es wäre unangebracht, ja unter Umständen gefährlich, wollte man Bauvorschriften allein auf Theorien aufbauen. Vielmehr hat hier die praktische Erfahrung ein gewichtiges Wort mitzureden. Ich habe deshalb eine Reihe mir bekannter Ingenieurholzbauten mit Bugpfetten, die nach dem alten Verfahren bemessen worden sind, nachgeprüft. Wenn die Beispiele durchweg den Ausführungen der Karl Kübler A.G., Stuttgart, entnommen sind, so deshalb, weil mir diese aus meiner früheren Mitarbeit bekannt waren. Da Bugpfetten von allen Firmen ziemlich gleich ausgeführt werden, kann der Befund von Küblerbauten ohne weiteres verallgemeinert werden.

Tafel 2 gibt die statischen Unterlagen für die Bugpfetten der in Frage stehenden Bauten. Meist sind die zulässigen Spannungen nach dem alten Verfahren voll ausgenützt. Den damaligen Bemessungsmomenten sind die heute geforderten gegenübergestellt, und für diese sind die Querschnitte unter möglicher Ausnützung der zulässigen Spannungen so bemessen, daß das Verhältnis von Höhe und Breite des neuen Querschnitts dem des alten entspricht und die Querschnittsseiten auf ganze cm lauten. Den Mehraufwand an Pfettenholz in v. H. des ursprünglichen Verbrauchs ergibt Spalte 16.

**Zu Nr. 2:**

Dieses nun seit 28 Jahren stehende Bauwerk weist mit 10,01 m die größte mir bekannte Bugpfettenspannweite auf. Durchbiegungen sind von unten kaum wahrzunehmen. Beim Durchfluchten auf dem Dach sind sie deutlich erkennbar. Sie dürften sich auf 5 bis 7 cm belaufen. Beanstandungen hat es nie gegeben.

**Zu Nr. 4 und 5:**

Die Binderabstände dieser Halle hatten sich nach denen einer angrenzenden Stahlhalle zu richten und betragen 7,00, 7,91 und im Endfeld 9,26 m. Die statischen Verhältnisse bei 7 m Spannweite entsprechen völlig denen bei 7,91 m und wurden deshalb nicht in die Tabelle aufgenommen. Das Endfeld wurde vor mehreren Jahren für einen Neubau abgebrochen. Durch eine nachträgliche, in der statischen Berechnung nicht vorgesehene Verkleidung der Sparrenunterseite mit 2,5 cm Holzwolfeplatten mit Putz erhöhte sich die Gesamlast der Pfetten von 115 auf 150 kg/m<sup>2</sup> Grundfläche; die Bugpfetten sind nun seit langen Jahren rd. 30% überlastet. Die in Klammern angeführten Zahlen verstehen sich unter Berücksichtigung der Mehrlast. Das Dach ist nach 22jährigem Bestehen immer noch dicht. Nur erweist es sich beim Begehen als etwas „weich“. Die Durchbiegung beträgt

- bei  $l = 7,00$  m 4 cm
- bei  $l = 7,91$  m 10 cm.

Die erste Messung liegt unter 1/150, die zweite übersteigt diesen Wert um fast 100%. Dies ist m. E. darauf zurückzuführen, daß die Büge wegen der geringen Bauhöhe der Binder (1,0 bis 1,5 m) nur 30 bis 35° Neigung erhalten konnten. Das Feld von 7,91 m Spannweite liegt zwischen zwei 7-m-Feldern, so daß sich die waagerechten Bugkräfte am Binderuntergurt nicht ausgleichen. Zudem waren die Buganschlüsse am Binderuntergurt etwa nach Bild 4d ausgebildet und so besonders schwundempfindlich.

**Zu Nr. 7:**

Nach 21jährigem Bestehen fanden sich keine nennenswerten Durchbiegungen der Pfetten. Nur im Endfeld wurden 1,5 bis 2 cm Durchbiegung gemessen, was noch weit unter der zulässigen rechnerischen Durchbiegung bleibt.

Zusammenfassend kann gesagt werden, daß alle Bauten der Tafel 2 sich lange Jahre bewährt haben und nirgends Mißstände aufgetreten sind, obwohl die rechnungsmäßigen Spannungen nach DIN 1052 durchweg recht erheblich, z. T. auf das Vierfache, überschritten worden sind.

Tafel 2. Statische Daten für ausgeführte Bauten mit Bugpfetten

Nr.	Bau	Baujahr	Dach-		Spannweite		Rechnungsmäßige Last		Nach dem alten Verfahren			Nach DIN 1052			Meherverbrauch %
			deckung	neigung	l	$\alpha$	kg/m <sup>2</sup> Grd	kg/m	Querschnitt	M mkg	$\sigma_B$ kg/cm <sup>2</sup>	M mkg	$\sigma_B$ kg/cm <sup>2</sup>	erford. Querschnitt	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1.	Werner u. Pfeiderer, Feuerbach, Fabrikhalle	1922	Doppelpappe	20°	600	1/3	—	320	10/14	160	49	640	196	12/18	54
2.	J. M. Voith, Heidenheim, Gießereihalle	1922	Doppelpappe	6°	1001	0,280	130	376	14/21	918	89	2450	237	19/28	79
3.	Allgäuer Brauhaus, Kempten Abfüllhalle	1926	Doppelziegel	41°	440	0,342	398	655	12/12	161	56	690	240	16/16	78
4.	Gebr. Böhringer, Göppingen Fabrikhalle	1928	Doppelpappe	4°	791	0,276	115	265	10/16	417	98	1083	254	14/22	93
					791	0,276	(150)	(346)	10/16	(545)	(127)	(1415)	(331)	(15/24)	(125)
5.	Gebr. Böhringer, Göppingen Fabrikhalle		Doppelpappe	4°	926	0,284	115	265	10/18	528	98	1458	270	14/25	95
					926	0,284	(150)	(346)	10/18	(690)	(128)	(1900)	(352)	(16/27)	(140)
6.	Obstmarkthalle, Oberkirch	1929	Pfannen	30 1/2°	505	0,238	180	420	8/17	370	96	780	202	10/22	62
7.	Kelter Schnait bei Stuttgart	1934	Falzziegel	25°	680	0,331	170	595	10/15	394	105	1540	410	16/24	156

Im einzelnen ist noch zu bemerken:

**Zu Nr. 1:**

Die Lastannahme in Sp. 9 ist nach heutigen Anschauungen bei weitem zu niedrig angesetzt, andererseits ist die zulässige Spannung nach dem alten Verfahren nur zur Hälfte ausgenützt. Der Bau wurde durch Luftangriff 1945 zerstört, Nachprüfung war daher unmöglich, doch sind nie Beanstandungen bekanntgeworden.

**Der Einfluß von Auflagersenkungen auf die Momente in den Bugpfetten.**

Bei Bugpfetten muß man mit gewissen Nachgiebigkeiten der Auflager rechnen<sup>1)</sup>. Wie groß diese sind, und in welchem Sinne sie wirken, hängt von der Konstruktion ab. Die elastischen Verkürzungen

<sup>1)</sup> Prof. Dr.-Ing. T r o c h e hat sich wohl als erster mit diesen Fragen befaßt. Bauplanung 1 (1947), Heft 5, S. 157. Auf seine Vorschläge wird auf S. 151 zurückgekommen.

der Büge und die Einpressungen ihrer Anschlüsse fallen in der Regel weniger ins Gewicht als das Schwinden der Hölzer senkrecht zur Faser und gelegentliche Ungenauigkeiten der Bearbeitung. Die Bilder 4a bis d zeigen einige oft vorkommende Anordnungen, die alle durch das Querschwinden der Hölzer zu größeren oder kleineren Auflagersenkungen führen. Bei 4a wirkt sich der Schwund der halben Pfostendicke  $h$  auf die Senkung von  $B$  aus, bei 4b kann durch gleichzeitiges Schwinden des Unterzuges  $U$  diese Wirkung aufgehoben, ja zu einer Hebung von  $A$  gegenüber  $B$  umgewandelt werden. In 4c verlaufen die Fasern der beiden angedübelten Überhölzer parallel zur Vertikalen, die untere Bugbefestigung unterliegt (abgesehen von dem kleinen Schlupf der Dübel) keinem senkrechten Schlupf, und in waagerechter Richtung wirkt sich nur die halbe Dicke der Vertikalen aus. Ist der Obergurt an die Vertikale angedübelt, so senkt sich  $A$  um das Schwindmaß der halben Gurthöhe  $v$ . Ist der Obergurt durch die Vertikale unmittelbar unterstüzt, so wirkt sich die ganze Gurthöhe  $2v$  auf die Senkung von  $A$  aus. Besonders ungünstig ist die Anordnung nach Bild 4d, bei der die Büge mit „Geißfuß“ am Untergurt angreifen, wobei die Schwindmaße von  $h$  und  $v$  zu einer Senkung von  $B$  beitragen. Eine Senkung des unteren Buganschlusses um  $\Delta v$  hat eine gleich große Senkung des Punktes  $B$  zur Folge, während eine waagerechte Verschiebung des unteren Buganschlusses um  $\Delta h$  eine Senkung des Punktes  $B$  um  $\frac{l_1}{b} \cdot \Delta h$  bewirkt. Je flacher die Büge geneigt sind, desto ungünstiger. Wenn diese Zusammenhänge erkannt sind, wird sich meist eine wenig nachgiebige Befestigung der Büge finden.

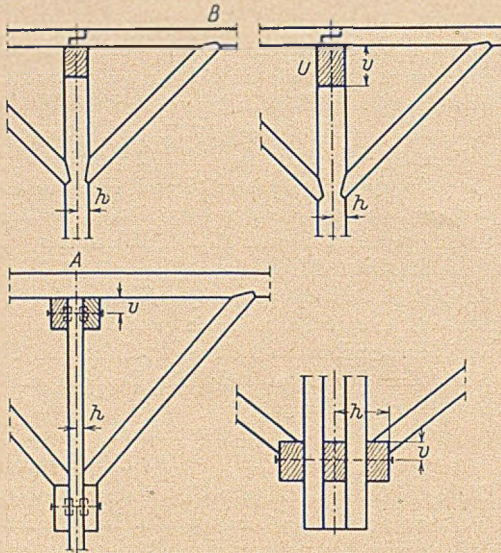


Bild 4a bis d. Verschiedene Anordnungen von Bügen.

und

$$\Delta M_1 = \frac{6 E J \Delta y}{l_1 (2 l_1 + 3 l_2)} = \frac{6 E J \Delta y}{z (3 - 4z) l^2} \dots (7)$$

$\Delta M_1$  ist der Einfluß von 2 gleichen Mittelstützensenkungen auf die Stützmomente<sup>2)</sup>.  $\Delta M_1$  wächst mit der Steifigkeit  $EJ$  der Pfette und nimmt ab mit  $l^2$ . Der Wert  $\frac{1}{z(3-4z)}$  ist aus Tafel I Zeile 6 ersichtlich.

Der Versuch, den Einfluß von  $\Delta M_1$  auf Stützen- und Feldmomente allgemein abzuleiten, führt zu umständlichen und wenig durchsichtigen Entwicklungen. Nur die Senkungen der Endauflager führen zu größeren Stützmomenten. Ihr Einfluß läßt sich wie folgt weiterverfolgen.  $J$  ist vom Bemessungsmoment abhängig, und zwar ist

$$J = W \cdot 1/2 h = \frac{M \cdot h}{2 \cdot \sigma}, \text{ also aus (7)}$$

$$\Delta M_1 = \frac{3 E M h \Delta y}{\sigma l^2 z (3 - 4z)} \dots (8)$$

wo  $M$  das Bemessungsmoment,  $\sigma$  die auftretende Spannung und  $h$  die Querschnittshöhe ist. Bei voller Ausnutzung der zulässigen Spannung ist  $E : \sigma = 1000$ , und (8) kann wie folgt geschrieben werden:

$$\frac{\Delta M_1}{M} = 3000 \cdot \frac{h}{l} \cdot \frac{\Delta y}{l} \cdot \frac{1}{z(3-4z)} \dots (9)$$

Der letzte Bruch wird nur für den praktisch belanglosen Bereich von  $z < 0,10$  hoch. Bugpfetten werden für kleine Spannweiten, etwa unter 5,0 m, nur ausnahmsweise angewandt.  $\Delta y$  ist nur von Konstruktion und Schwund abhängig und soll nach Früherem = 1 cm gesetzt werden. (Für Senkung der Außenstützen ist dieser Ansatz bestimmt zu hoch!)

$\frac{\Delta M_1}{M}$  wird ungünstig, d. h. hoch, für große Werte von  $\frac{h}{l}$ . Bei Bemessung nach DIN 1052 wird die obere Grenze von  $\frac{h}{l}$  etwa bei 0,05 liegen, bei Bemessung nach dem alten Verfahren bei 0,035. So ergibt sich

	nach DIN 1052	nach dem alten Verfahren
für $z = 0,10$ :	$\Delta M_1 \leq 1,15 M_1$	$M_1 \leq 0,80 M_1$
für $z = 0,20$ :	$\Delta M_1 \leq 0,68 M_1$	$M_1 \leq 0,48 M_1$
für $z = 0,25$ bis $0,50$	$\Delta M_1 \leq 0,60 M_1$	$M_1 \leq 0,42 M_1$

Die Zusatzmomente werden also im Verhältnis zum Bemessungsmoment bei DIN 1052 ziemlich größer als beim alten Verfahren, die Zusatzspannungen wachsen im Verhältnis der Querschnittshöhe, nur die Hauptspannungen nehmen natürlich bei größeren Querschnitten ab.

Tafel 3. Bemessungsmomente nach dem „alten Verfahren“, Biegemomente bei Berechnung als durchlaufende Balken und Einfluß einer Senkung der mittleren Unterstützungen um 1 cm für die Beispiele der Tafel 2.

Nr. der Tafel	l	z	Querschnitt	Altes Verfahr. M	Als Durchlaufträger gerechnet			Mit Mittelstützensenkung $\Delta y = 1$ cm:					Verhältniszahlen		
					M <sub>1</sub>	M <sub>1</sub>	M <sub>2</sub>	$\frac{\Delta M_1}{z(3-4z)l^2}$	$\Delta M_1 \cdot \frac{x}{l}$	M' <sub>1</sub>	M' <sub>1</sub>	M' <sub>2</sub>	Sp. 6 : Sp. 5	max. von (11) ... (13) : max. von (6) ... (8)	max. von (11) ... (13) : (5)
1	600	1/3	10/14	160	128,2	102,3	32,0	68,6	27,45	59,6	129,7	100,6	0,80	1,01	0,81
2	1001	0,280	14/21	918	566,3	157,2	394,0	123,1	39,20	443,2	196,5	517,1	0,62	0,91	0,56
3	440	0,342	12/12	161	139,0	122,5	19,0	96,0	38,95	43,0	161,4	115,0	0,86	1,16	1,00
4	791	0,276	10/16	417	245,4	59,7	165,0	62,5	18,25	182,9	77,9	227,5	0,59	0,93	0,54
5	926	0,284	10/18	528	316,4	98,5	214,0	64,2	20,20	252,2	118,7	278,3	0,60	0,89	0,53
6	505	0,238	8/17	370	206,0	7,9	161,7	158,2	25,45	47,8	33,4	319,9	0,56	1,55	0,86
7	680	0,331	10/15	394	314,0	248,8	85,0	65,7	26,10	248,3	274,9	150,7	0,80	0,88	0,70

Bei der Mannigfaltigkeit der Bauarten ist es schwer, einen Grenzwert für die zu erwartende Auflagersenkung anzugeben. In der Regel wird sie 0,5 bis 1,0 cm nicht übersteigen. Wenn man von 1 cm Senkung ausgeht, wird man wohl schon gewisse Arbeitsungenauigkeiten mit berücksichtigt haben. (Die Arbeitsungenauigkeit führt übrigens mit gleicher Wahrscheinlichkeit zu einer Hebung der Auflager wie zu einer Senkung!)

Für symmetrische, gleichmäßig verteilt belastete Durchlaufträger über 3 Felder ergibt sich bei gleich großen Senkungen  $\Delta y$  der beiden mittleren Stützen

$$M_1 = -\frac{q}{4} \cdot \frac{l_1^3 + l_2^3}{2l_1 + 3l_2} + \frac{6 E J \Delta y}{l_1 (2l_1 + 3l_2)}$$

Der Einfluß der Mittelstützensenkung auch auf die Feldmomente ist in Tafel 3 für die Beispiele der Tafel 2 weiterverfolgt. Dem Bemessungsmoment nach dem alten Verfahren (Spalte 5) sind die Stützen- und Feldmomente, die sich für den Durchlaufträger ergeben, in Spalte 6 bis 8 gegenübergestellt. Stets erweist sich das Stützen-

<sup>2)</sup> Müllenhoff, Bautechn. 25 (1948), Heft 7, S. 159. Müllenhoff untersuchte den Einfluß von Stützensenkungen auf Durchlaufträger über 3 gleiche Felder, also für unseren Fall  $z = 1/3$ . Im Vergleich zu  $\Delta M_1$  lt. Gl. (7) fand sich

bei Senkung von  $B$  um  $\Delta y$  für Moment in  $B$   $+ 3 \Delta M_1$   
 für Moment in  $C$   $- 2 \Delta M_1$   
 bei Senkung von  $A$  um  $\Delta y$  für Moment in  $B$   $- 4/3 \Delta M_1$   
 für Moment in  $C$   $+ 1/3 \Delta M_1$ .

Obwohl hiernach der Einfluß von einzelnen Stützensenkungen wesentlich größer ist als der von paarweise symmetrischen, wies Müllenhoff nach, daß dieser Einfluß bei Stahlträgern dank der Streckgrenze verhältnismäßig harmlos ist.

moment als entscheidend. Das Verhältnis der Werte der Spalten 6 und 5 zeigt Spalte 14, überall gibt das alte Verfahren höhere Werte als die Berechnung als Durchlaufträger. Den Einfluß der Mittelstützensenkung um 1 cm auf Stützen- und Feldmomente zeigen die Spalten 11 bis 13. Die Werte  $M'$  der Spalte 11 sind die Differenz der Werte der Spalten 6 u. 9. Die Werte der Spalte 10 geben den Einfluß der Stützensenkung  $\Delta y = 1$  an derjenigen Stelle, an der der Größtwert  $M_1$  der Spalte 7 auftritt. Der in Spalte 12 aufgeführte Wert  $M_1'$  ist mit genügender Annäherung als Summe der Spalten 7 und 10 errechnet. Das Moment  $M_2'$  im Mittelfeld (Spalte 13) ist die Summe der Spalten 8 u. 9. Durchweg sind nun die Feldmomente größer geworden als die Stützenmomente. Die Größtwerte sind fettgedruckt. Bei  $\alpha \approx 1/3$  werden die Endfeldmomente entscheidend, bei den übrigen Beispielen die Mittelfeldmomente. Nur bei kleinen Spannweiten (Zeile 3 u. 6) werden die Größtmomente unter dem Einfluß der Stützensenkung größer als die Größtmomente ohne Stützensenkung (Spalte 15). In allen Fällen liegen aber die Größtwerte der Spalten 11 bis 13 erheblich unter den Momenten des alten Verfahrens (Spalte 16), mit alleiniger Ausnahme der Zeile 3, wo Gleichheit besteht.

Über diesen theoretischen Entwicklungen sollte aber nicht vergessen werden, daß das Holz solche zusätzlichen Biegespannungen in erstaunlichem Maße zu ertragen, fast möchte man sagen, zu verdauen vermag, ohne daß Schäden eintreten. Wenn Müllenhoff a. a. O. die Harmlosigkeit von Stützensenkungen für stählerne Durchlaufträger nachgewiesen hat, so darf nach den Versuchen von Prof. Dr.-Ing. Maier-Leibnitz<sup>3)</sup> angenommen werden, daß das gleiche aus anderen Gründen auch für Holzbalken gilt. Den Auflagernachgiebigkeiten dürfte deshalb bei Bugpfetten bei weitem nicht die praktische Bedeutung zukommen, die wohl vermutet wurde.

#### Bemessungsverfahren für Bugpfetten.

Seine eingehenden Untersuchungen über die zu erwartenden Durchbiegungen und Zusatzspannungen infolge Nachgiebigkeit der Büge führten Prof. Troche a. a. O. zu dem Ergebnis, daß die Anforderungen von DIN 1052 weit über das statisch Notwendige und das wirtschaftlich Vertretbare hinausgehen. Als äußerste Grenze dessen, was im Interesse zuverlässiger Konstruktionen noch gefordert werden darf, bezeichnet er die Annahme, daß 1 Bug in jedem Feld ausfällt und die Pfette dann als Durchlaufträger über 2 Felder mit den Spannweiten  $l_1$  und  $(l - l_1)$  bemessen wird. Näherungsweise wird dieser Forderung entsprochen, wenn als Spannweite  $\frac{l}{1+2\alpha}$  eingeführt wird, wofür die Pfette dann als freiauflegender Balken zu bemessen ist.

Ein fünfter, noch nicht veröffentlichter Vorschlag sieht als rechnermäßige Spannweite  $\frac{l}{1+3\alpha} \geq 0,5l$  vor. Dies läuft darauf hinaus, daß von  $\alpha = 1/3$  bis  $1/2$  mit  $0,5l$  als Spannweite zu rechnen ist.

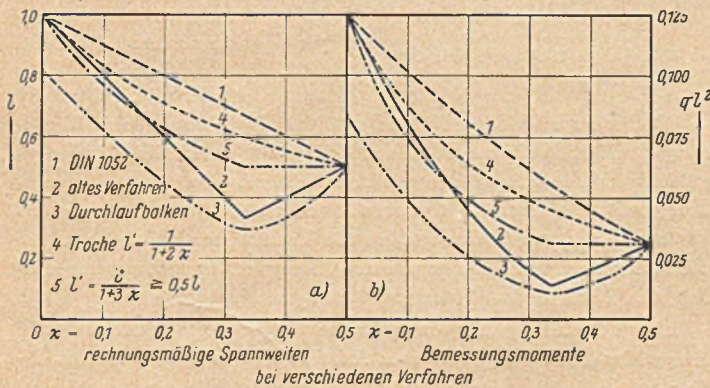


Bild 5a u. 5b.

In den Bildern 5a u. 5b sind für die verschiedenen Verfahren die rechnerischen Spannweiten und die Momente in Abhängigkeit von  $\alpha$  aufgetragen. Bei weitem am günstigsten ist demnach die Berechnung der Bugpfetten als Durchlaufträger über 3 Felder, dann folgen das alte Verfahren, das 5. Verfahren und der Vorschlag Troche. Weit aus am ungünstigsten ist die Rechnung nach DIN 1052.

<sup>3)</sup> Bautechn. 6 (1928), Heft 1 u. 2, S. 11 u. 27.

Die Auswirkung auf den Holzverbrauch zeigt Bild 6, dem folgende Überlegung zugrunde liegt. Bei gegebenem Moment ist der Holzaufwand abhängig vom Seitenverhältnis des Querschnitts. Hohe Querschnitte sind sparsam. Um den Einfluß der Querschnittsform auszuschließen, wurden Querschnitte von gleichem Seitenverhältnis vorausgesetzt. Da für solche der Holzaufwand mit dem Quadrat, die Tragkraft mit der 3. Potenz der Seitenlänge zunimmt, steigt der Holzverbrauch unabhängig von den Zufälligkeiten der Aufrundung der Querschnittseiten auf ganze oder gerade Zentimeterzahlen, theoretisch mit  $M^{2/3}$  an. Bild 6 zeigt deutlich den außerordentlichen Einfluß des Bemessungsverfahrens auf die Wirtschaftlichkeit der Bugpfetten. An keiner Stelle unserer Holzbauvorschriften gehen die Meinungen über den nötigen Holzaufwand so weit auseinander wie bei den Bugpfetten.

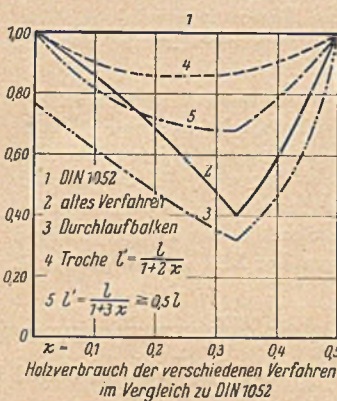


Bild 6.

Bisher blieb beim Vergleich der Bemessungsverfahren die Durchbiegung außer Betracht. DIN 1052 verlangt, daß die rechnerische Durchbiegung bei Balken in Wohnhäusern und dgl.  $1/300$ , bei Pfetten, Sparren und Balken in Scheunen u. dgl.  $1/200$  der Spannweite nicht übersteigt. Über die tatsächliche Durchbiegung ist nichts gesagt und kann vernünftigerweise nichts gesagt werden. Greifen wir zurück auf das 4. Beispiel in Tafel 2, bei dem die Büge besonders flach geneigt und schwundempfindlich angeordnet waren. Vergleichsweise wären für  $l = 7,91$  m und  $q = 265$  kg/m folgende Lösungen nach DIN 1052 zulässig gewesen:

- freiauflegende Balken mit  $M = 2075$  mkg, Querschnitt 12/33 cm,  $W = 2180^3$ ,  $\sigma = 95,2$  kg/cm<sup>2</sup> und rechnerischer Durchbiegung  $f = 3,85$  cm.
- Gelenkpfetten, bei Gelenklage entsprechend  $\frac{q l^3}{16}$  und  $M = 1038$  mkg, Querschnitt 11/25 cm,  $W = 1146$  cm<sup>3</sup>,  $\sigma = 90,7$  kg/cm<sup>2</sup>, rechnermäßig  $f = 3,76$  cm.
- Gelenkpfetten, bei Gelenklage entsprechend  $\frac{q l^3}{12}$ , mit  $M = 1380$  mkg, Querschnitt 13/25 cm,  $W = 1354$  cm<sup>3</sup>,  $\sigma = 101,8$  kg/cm<sup>2</sup>, rechnermäßig  $f = 1,6$  cm.

Wie groß wären wohl die tatsächlichen Durchbiegungen nach 22 Jahren bei diesen Konstruktionen geworden, besonders wenn sie, wie beim 4. Beispiel, nachträglich mit  $35$  kg/m<sup>2</sup> zusätzlichem Eigengewicht belastet worden wären? Ich glaube, die  $10$  cm Durchbiegung unseres Beispiels wären bei Ausführung nach a) und b), vielleicht auch nach c) überschritten worden, und zwar trotz eines Mehraufwandes von  $25$  bis  $70\%$  an Holz! Es kann als praktisch erwiesen gelten, daß Bugpfetten sich weniger als andere Pfetten durchbiegen. Meines Wissens pflegt für sie ein Nachweis der rechnerischen Durchbiegung weder erbracht noch verlangt zu werden, und das scheint durchaus vernünftig zu sein, zumal die rechnerische Durchbiegung bei Bugpfetten umständlich zu ermitteln wäre und wohl noch weniger als sonst ein zutreffendes Bild der tatsächlichen Durchbiegung geben würde.

#### Zusammenfassung und Vorschlag.

Zusammenfassend darf festgestellt werden:

- Theoretisch und praktisch sind Bugpfetten Durchlaufträger über 3 Felder.
- Ihre Berechnung als Durchlaufträger gibt bei weitem die kleinsten Bemessungsmomente.
- Die Nachgiebigkeit der Bugunterstützung ist praktisch unabhängig von Spannweite, Belastung, Querschnitt und  $\alpha$ , sie hängt vielmehr in erster Linie vom Schwinden des Holzes und der Schwundempfindlichkeit der Konstruktion ab.
- Die Zusatzspannungen durch Nachgiebigkeit der Unterstüzung werden um so größer, je kleiner die Spannweiten und je höher die Querschnitte sind.

5. Durch Nachgiebigkeit der Unterstutzungen bis zu 1 cm werden in den praktisch vorkommenden Bereichen von  $\kappa$  und  $l$  nur Zusatzmomente hervorgerufen, die durch die Spanne zwischen der Rechnung als Durchlaufbalken und nach dem alten Verfahren aufgenommen werden können.
6. Mängel an nach dem alten Verfahren bemessenen Bugpfetten sind bisher nicht bekanntgeworden. Vielmehr haben sich die so bemessenen Pfetten in 2 bis 3 Jahrzehnten auch unter ungünstigen Verhältnissen durchaus bewährt.
7. Das in DIN 1052 vorgeschriebene Bemessungsverfahren führt gegenüber dem alten Verfahren zwischen  $\kappa = 0,20$  und  $\kappa = 0,35$  zu einem Mehrverbrauch von 50 bis 100%.

Wenn auch der Vorschlag Troche schon einen beachtlichen Fortschritt gegenüber DIN 1052 bringen würde, scheint er mir doch die gebotenen Sparmöglichkeiten noch zu wenig auszuschöpfen. Der Ausfall oder die Unwirksamkeit eines Buges wurde offensichtlich nicht deshalb vorausgesetzt, weil das notwendig erschienen wäre, sondern um darzutun, daß trotz dieser außerordentlich ungünstigen Annahme ansehnliche Ersparnisse gegenüber DIN 1052 möglich sind.

## Die Arbeiten der Wasserbauverwaltung des Bundes im Jahre 1950.

Von Ministerialrat Alfred Feyerabend, Offenbach/Main.

### Einleitung.

Im Jahre 1950 galt es insbesondere, wie in den ersten Nachkriegsjahren, tatkräftig weiter an der Beseitigung der Kriegsschäden an den See- und Binnenwasserstraßen zu arbeiten. Durch Groß- und Kleinrümmerbeseitigung konnte die Bewegungsfreiheit der Schifffahrt ständig verbessert werden, so daß die Wasserstraßen wieder in vollem Umfang ihre vielseitigen Funktionen im Wirtschaftsleben des Bundes erfüllen können. Dieser Umstand sowie die erhöhte Kohlenförderung und Erzeinfuhr und die Steigerung des Exportes hatten im Zusammenwirken mit günstigen Wasserverhältnissen an den Flüssen eine wesentliche Verkehrssteigerung auf den Binnen- und Seewasserstraßen zur Folge. Die Verwaltung ließ es sich daher besonders angelegen sein, Maßnahmen einzuleiten und durchzuführen, um die Leistungsfähigkeit der Wasserstraßen dem wachsenden Verkehr und den durch die ständige Zunahme von Selbstfahrern geänderten Verkehrsverhältnissen allmählich anzupassen. Ferner galt es, die Zufahrt zu den Häfen zu sichern, als notwendige Voraussetzung für den Verkehr auf den Binnen- und Seewasserstraßen.

Von den 737 Brücken, die in der Baulast oder der Unterhaltung der Wasserstraßenverwaltung stehen, waren bei Kriegsende 335 Brücken zerstört und 147 beschädigt. Bis zum Jahresende 1950 wurden davon 267 Brücken endgültig wieder aufgebaut; bei weiteren 36 Brücken wurde die Wiederherstellung begonnen.

Zur Durchführung aller Unterhaltungs-, Instandsetzungs- und Sicherungsarbeiten konnten im Haushaltsplan für das Jahr 1950 nur 186,17 Mio DM zur Verfügung gestellt werden. Diese Mittel ließen es nur in beschränktem Maße zu, die vom fortschreitenden Verfall bedrohten Anlagen an den Bundeswasserstraßen zu sichern; sie machten es unmöglich, die seit Kriegsausbruch liegengelassenen Neubaurbeiten, wie z. B. die Kanalisierung der Mittelweser und andere wichtige Pläne, zu fördern. Es mußte wiederum mit Aushilfen gearbeitet werden, so daß in den einzelnen Stromabschnitten nur die besonders dringlichen Arbeiten angefangen werden konnten, deren wichtigste in den folgenden Abschnitten im einzelnen angegeben werden.

Niemand verlangt, daß man beim Bemessen der Längsträger einer Brücke den Ausfall eines Querträgers oder bei einem Fachwerkträger die durch den Ausfall eines Stabes entstehenden Zusatzspannungen berücksichtige. Und doch sind mir mehrere Fälle bekannt, in denen — übrigens ohne ernstliche Schäden verursacht zu haben — einzelne Stäbe eines Fachwerkträgers ausgefallen sind; den Ausfall eines Buges habe ich aber noch nirgends beobachtet.

Nachdem inzwischen Theorie und Praxis zu weiteren Erkenntnissen geführt haben, die bei Einführung der heutigen Normen noch nicht vorgelegen haben, scheint es durchaus vertretbar, das sogenannte alte Verfahren wieder zuzulassen. Wenn man es nicht vorzieht, den bisherigen auf Bugpfetten bezüglichen Absatz zu streichen, ohne etwas anderes an seine Stelle zu setzen, so würde es meines Erachtens genügen, zu sagen:

Bei im wesentlichen gleichmäßig verteilter Last sind Pfetten und Balken mit Bügen für ihre größte Teilspannweite als freiaufliegende Balken auf 2 Stützen zu bemessen. Bei erheblichen, nicht gleichmäßig verteilten Verkehlasten kann auch eine genauere Berechnung nötig werden. In allen Fällen sind die Büge, ihre Anschlüsse und Unterstutzungen für die auftretenden Kräfte zu bemessen.

### Die Arbeiten an den Bundeswasserstraßen.

#### A. Seewasserstraßen.

##### 1. Seezeichenwesen.

Im Küstenbereich des Bundesgebietes wurde die Sicherung des Fahrwassers fortgesetzt. Die großen Tonnenhöfe Emden, Tönning, Bremerhaven, Cuxhaven, Holtenau und Wilhelmshaven konnten soweit wieder hergestellt werden, daß sie voll einsatzfähig sind. Der Be-

tonnungsdienst ist noch immer durch die zusätzliche Bezeichnung von 570 sm = rd. 1000 km minenfreier Zwangswege in Ost- und Nordsee dem friedensmäßigen Zustand gegenüber erheblich erweitert. Eine Verbesserung des Betonungsdienstes trat durch die Indienststellung des Tonnenlegers „Kapitän Meyer“ ein, der mit seinem elektr. 12-t-Borddrehkran auch bei höherem See-gang seinen Dienst versehen kann (Bild 1).

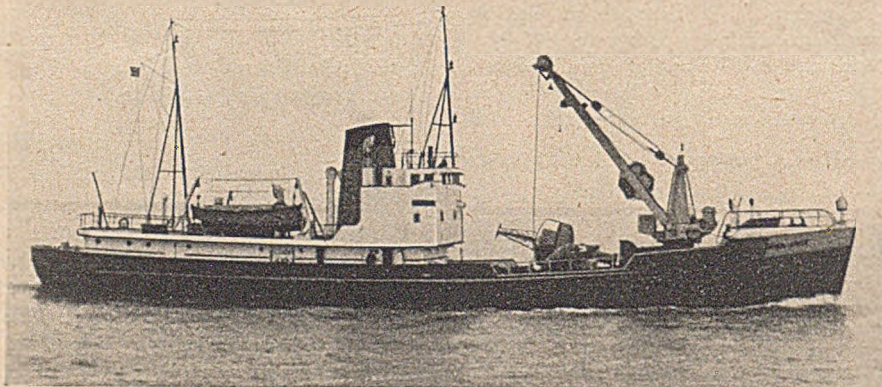


Bild 1. Tonnenleger „Kapitän Meyer“ mit elektrischem 12-t-Borddrehkran.

Im Leuchtfeuerdienst wurde durch die Möglichkeit der Wiederbeschaffung der elektrischen Spezialglühlampen eine Besserung erreicht. Das bekannte Leuchtfeuer „Rotersand“ im Mündungsgebiet der Weser konnte durch Elektrifizierung in seiner Lichtwirkung weitgehend verstärkt werden. Nach der weiteren Räumung des Wesergebietes von Minen wurden die Leuchtfeuer und Tonnen für die Außenweser und Außenjade auf das neue Hauptfahrwasser südlich vom Leuchtturm „Rotersand“ verlegt.

Infolge Änderung der Kontrollratsbestimmungen konnte auch in Deutschland mit der praktischen Arbeit auf dem Gebiet der Meßfunktechnik (Radar) begonnen werden. Für ein Seezeichenfahrzeug wurde ein Meßfunkgerät beschafft, um damit die deutschen Gewässer zu überprüfen und Erfahrungen für den weiteren Ausbau im Interesse der Förderung eines sicheren Verkehrs in den deutschen Küstengewässern sowie auf den deutschen Binnenwasserstraßen zu gewinnen (Bild 2). Die Funkfeuer in Ost- und Nordsee und 6 Versuchsfunkfeuer im englischen Kanal wurden z. T. unter Mitarbeit der deutschen Schifffahrt auf ihre technische und navigatorische Eignung untersucht und überprüft.

## 2. Küsten- und Inselchutz an der Ost- und Nordsee.

Zum Schutz der Küste an Ost- und Nordsee führte die Wasserbauverwaltung des Bundes lediglich Arbeiten im Bereich ihrer eigenen Anlagen durch. Sie erneuerte an der Kieler Förde 140 m Verbindungsdamm vom Leuchtfeuer Bülker Huk zum Festland und sicherte Böschungsfüße von Seezeichenanlagen. Um der starken Gefährdung der Strandschutzwerke am Süstrand der Insel Borkum zu begegnen, wurde eine starke Unterwasserbühne mit 4500 m<sup>3</sup> Sinkstücken, 2200 t Schüttsteinen und 600 t Basaltsteinen hergestellt. Auf Wangeooge nahm die Sicherung der Insel und die Erhaltung des Jadefahrwassers durch Errichtung mehrerer Bühnen und Bepflanzung der Dünen ihren Fortgang. An der Eider sind umfangreiche Ufersicherungsarbeiten oberhalb des Sperrwerks Nordfeld teilweise in Lebendverbauung hergestellt worden, um die Ufer bei der erforderlich werdenden Spülung des stark versandeten Unterwassers der Sperrstelle zu schützen. Eine allmähliche Verbesserung der wasserwirtschaftlichen Verhältnisse im Eidergebiet wird durch die Spülung erwartet.

## 3. Elbegebiet unterhalb Hamburg.

Auf der Unterelbe waren zur Erhaltung einer Fahrwassertiefe von mindestens 10 m unter Mitteltide-NW 3 große Eimerbagger eingesetzt, die etwa 2 Mio m<sup>3</sup> Sand und Schlack gefördert. Der Boden wurde zum Schutz der Ufer als flacher Sandstrand aufgespült. Für

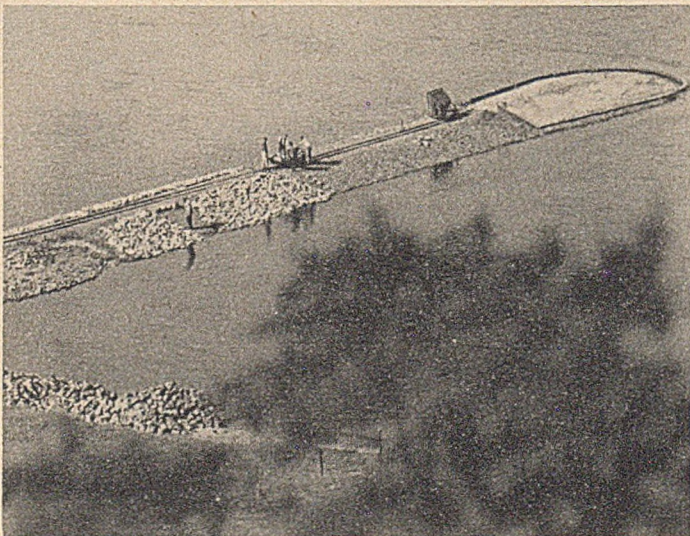


Bild 3. Niederwasserregulierung der Elbe, Bühnenverlängerung bei Dreßhem.

den Leitdamm unterhalb von Cuxhaven, durch den in der Außenree eine Fahrwassertiefe von 11 m sichergestellt werden soll, wurden die 1941 eingestellten, 1947 wieder aufgenommenen Arbeiten mit einem Kostenaufwand von 1,45 Mio DM fortgeführt. Dabei sind 60 000 m<sup>3</sup> Senkstücke hergestellt und die bisher 10 m breite Grundschwelle auf eine Länge von 1000 m auf 60 m verbreitert worden. Zur Verhütung weiterer Abbrüche der Wattkante am Baljer Leuchtturm wurden Versuchsanzüpfungen zur Festigung des Bodens an-

gelegt. Umfangreiche Arbeiten an Deckwerken und Bühnen der Unterelbe konnten einen Teil der während des Krieges zerstörten und vernachlässigten Uferstrecken gegen weitere Beschädigung schützen (Bild 3). An den Nebenflüssen Oste und Stöhr wurden Sicherungsarbeiten größeren Umfangs ausgeführt, die nicht nur der Schifffahrt, sondern auch dem Bestand der Deiche dienen. Die Großtrümmerbeseitigung ist gegen Ende des Jahres zum Abschluß gebracht worden (Bild 4).

## 4. Wesergebiet unterhalb Bremen.

Um die im Kriege von 10 auf 9 m unter Tide-Niederwasser eingeschränkte Fahrtiefe auf der Außen- und Unterweser zu erhalten, waren auch hier umfangreiche Baggerungen erforderlich. Die Instandsetzungsarbeiten an dem durch Sturmflutwirkungen schwerbeschädigten Leitdamm Langlütjen-Nordsteert gegenüber der Robbenplate, dem für die Festlegung und Zusammenhaltung des Fahrwassers besondere Bedeutung zukommt, wurden durch den Einbau von Sinkstücken und Schüttsteinen zu 60% fertiggestellt. Bei der Erneuerung der für den gleichen Zweck erbauten Strombauwerke im Wremerübergang, etwa 8 km unterhalb Bremerhaven, konnten fast 90% der Schäden behoben werden.

An dem mehr als 100 Jahre alten Leuchtturm „Hoheweg“ in der Außenweser beseitigte die Wasserbauverwaltung umfangreiche Schäden an Mauerwerk und Fußsicherungen.

## 5. Emsgebiet unterhalb Papenburg.

Mit Hilfe von 2 Spülern und dem neuerrichteten Zwischenpumpwerk an der Knock konnten zwischen Emden und Knock 2,3 Mio m<sup>3</sup> Sand und Schlack gefördert werden. Hierdurch ist es gelungen, die Fahrwassertiefe von 9,5 m bei Mitteltide-NW auch in dieser kritischen Strecke zu halten.

Am 28. 9. 1950 begannen mit dem ersten Spatenstich durch den Bundesminister für Verkehr Dr.-Ing. Seebold die Arbeiten für das Sperrwerk in der Leda bei Leer. Dieses Bauwerk stellt das Kernstück der umfangreichen wasserwirtschaftlichen Maßnahmen des Leda-Jümme-Gebietes dar und sichert 75 000 ha landwirtschaftlich nutzbaren Bodens vor Überflutung.

## 6. Nord-Ostsee-Kanal.

Im Nord-Ostsee-Kanal hat im vergangenen Jahr eine besonders rege Bautätigkeit eingesetzt, um die in den letzten 15 Jahren vernachlässigte Unterhaltung nachzuholen. Der zur Verfügung stehende stark gekürzte Geldbetrag von 4 Mio DM wurde zu folgenden Arbeiten verwendet: Beseitigung der alten hölzernen Leitwerke im äußeren und inneren Vorhafen der neuen Schleuse Brunsbüttel-

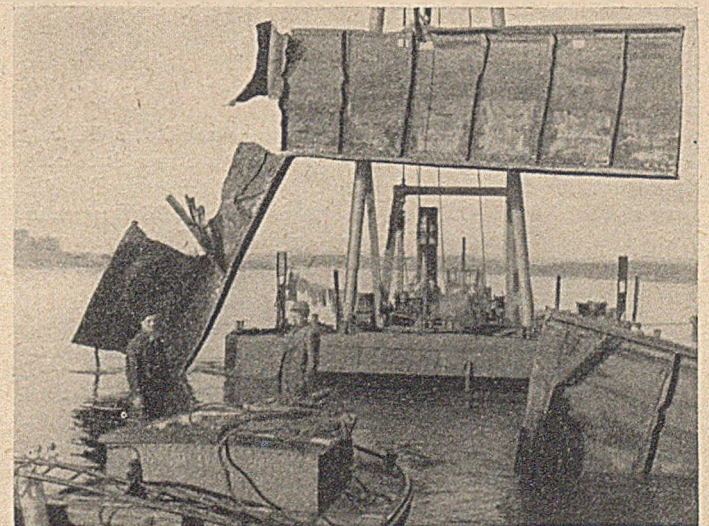


Bild 4. Anheben eines tief in der Sohle versandeten Brückenteils aus der Elbe.

koog (Bild 5), Herstellung der neuen Leitwerke aus Stahldalben und Ausstattung mit neuen Leitwerksfendern, Herstellung von 67 Stahldalben verschiedener Konstruktion (Bild 6) (Holzdalben sind den Beanspruchungen durch Schiffsstöße wegen ihrer halbstarren Konstruktion und des wenig widerstandsfähigen Materials nur ungenügend gewachsen), Entrostungs- und Anstricharbeiten an den z. T. 2 bis 2½ km langen Hochbrücken Hochdonn, Rendsburg und Holtenau zur Verhinderung gefährlicher Rostungen.



Bild 5. Neue Stahldalben im Binnenhafen von Brunshüttelkoog.

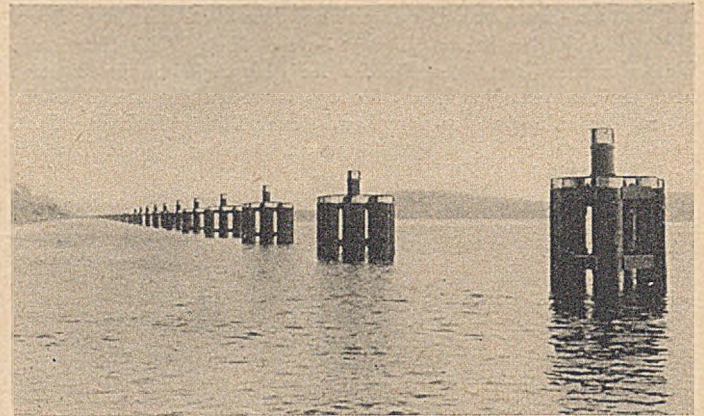


Bild 6. Stahldalben an der Weiche Großnordsee des Nordostseekanals. Im Vordergrund eine Mannesmannalbe, folgend Wegenerdalben.

Die Wiederherstellung der am meisten zerstörten Strecken sollte weitere Schäden an den unter ständigem Angriff der Wasserbewegung leidenden Uferböschungen verhüten. Werden diese Schäden nicht gleich bei ihrem Auftreten beseitigt, so vergrößern sie sich zusehends und kosten in kurzer Zeit das Vielfache von dem, was zu Anfang hätte ausgegeben werden müssen. Die Neigung der Deckwerke beträgt 1 : 2,25 bis 1 : 3. Die obere Kante der Packsteine liegt 80 cm über dem mittleren Kanalwasserstand. Anschließend wird Sandboden in der gleichen Böschungneigung bis 1,30 m über Mittelwasser eingebracht, dann folgt eine Berme in der Neigung 1 : 5. Die Sandflächen der Böschungen und der Berme sollen durch Rasensoden leicht befestigt werden.

Mittelrhein. Am Mittelrhein wurden neben umfangreichen Räumungs- und Bergungsarbeiten an den Brücken in Germersheim, Mannheim, Frankenthal, Gernsheim, Mainz, Rüdesheim, Niederwalluf Bauwerke der Rheinregulierung von Maxau bis Sondernheim und Altlußheim bis Speyer in erhöhtem Maße instandgesetzt. Für die Ausbesserungen von Uferböschungen, Leitwerken und Buhnen wurden 35 000 t Schüttsteine und 25 000 m<sup>2</sup> Pflastersteine eingebaut. Da im

B. Binnenwasserstraßen.

1. Rheinstromgebiet.

Oberrhein. Die Arbeiten zur Vollendung der Rheinregulierung zwischen Kehl/Straßburg und Istein (Rhein-km 180 bis 294), also bis zum Anschluß an den Kemsberrkanal, wurden fortgesetzt. Durch den Kriegsausbruch waren die Arbeiten unterbrochen worden und teilweise in Verfall geraten. Die Arbeiten werfen eine Reihe schwerwiegender technischer Fragen auf, die insbesondere den Umfang der noch erforderlichen Baumaßnahmen betreffen und im engen Zusammenhang mit den beobachteten Erosionserscheinungen stehen. Während des ganzen Jahres arbeiteten 11 Senkbrücken (Bild 7) und 3 Bagger auf der oben angeführten Strecke. Mit durchschnittlich 352 Mann konnten 86 500 m<sup>3</sup> Steine zur Bettsicherung und 127 800 m<sup>3</sup> Kies als Hinterfüllmaterial für Böschungen und Leitwerke verarbeitet werden. An den übrigen Rheinstrecken am Oberrhein war es nur möglich, die notwendigsten Unterhaltungsarbeiten durchzuführen.

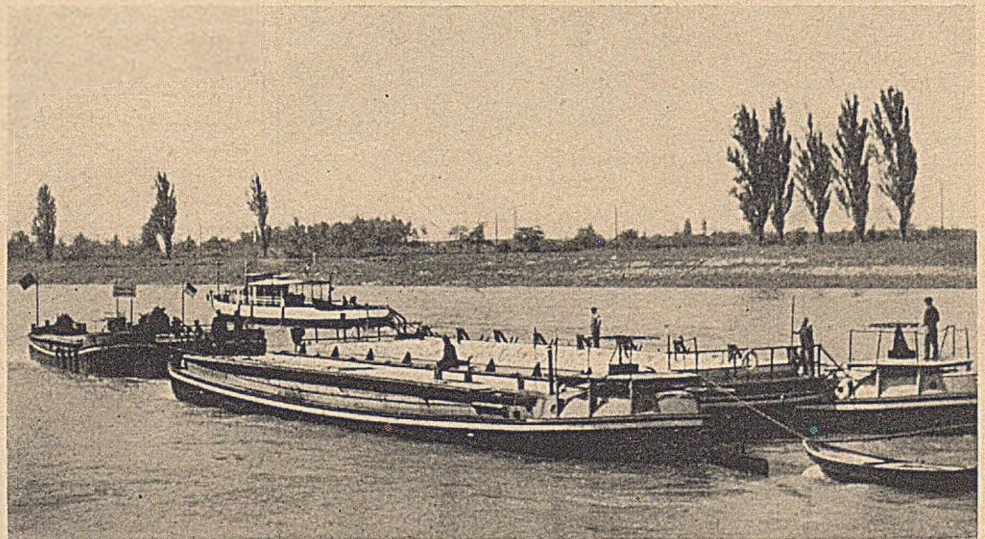


Bild 7. Soblensicherungsarbeiten am Oberrhein. Schüttbatterie kurz vor dem Abwurf.

Laufe der Jahre wegen mangelnder Unterhaltung die Köpfe der Buhnen durch Stromangriffe in erheblichem Umfang abgetragen waren, hat sich die Breite der Niederwasserrinne gegenüber dem Ausführungsentwurf vergrößert. Um zu verhindern, daß sich die Fahrwasserverhältnisse in den nächsten Jahren weiter verschlechtern, insbesondere, um in Niederrwasserzeiten eine Mindestfahrwassertiefe von 1,7 m unter dem gleichwertigen Wasserstand zu gewährleisten,

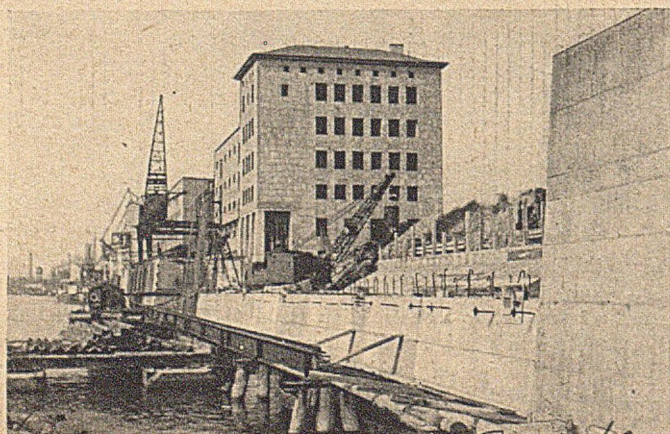


Bild 8. Verlängerung der Rheinkaisuer im Mannheimer Hafen.

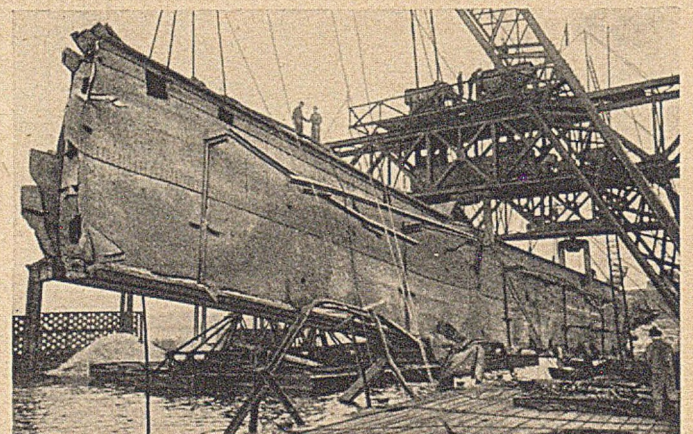


Bild 9. Schwierige Räumungsarbeiten an der zerstörten Köln-Mülheimer Hängebrücke.



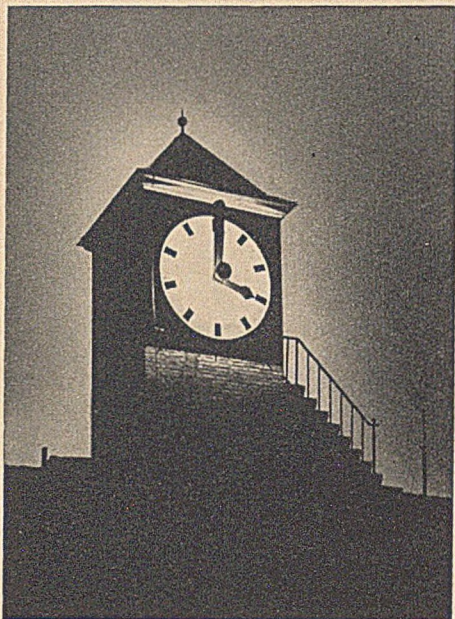


Bild 10. Pegelgroßanzeiger mit beleuchtetem Zifferblatt bei Emmerich.

werden die ursprünglichen Abmessungen der Regulierungsbauwerke wiederhergestellt.

Zur Verbesserung der Fahrwasserverhältnisse auf der Strecke Lauternburg—Lorchhausen waren durchschnittlich 8 Bagger eingesetzt.

Im Auftrage des badischen Hafenamtes Mannheim führte die Wasserbauverwaltung folgende Arbeiten aus:

In Fortsetzung der bestehenden Rheinkaimauer ist nach Oberstrom eine 109 m lange Kaimauer neu erstellt worden (Bild 8). Diese Mauer dient in erster Linie als Abschluß des nach Kriegsende zugeschütteten Zulaufs zu der nicht mehr bestehenden Mülhausehleuse. Eine Schwerkemauer mit oberliegendem Sporn auf 9 bis 10 m langen Stahlbetonpfählen ergab die zweckmäßigste Konstruktion. Die Pfähle sind in 3 Reihen angeordnet, davon ist eine Reihe schräg gerammt. Aus dem Hafenbecken sind 160 000 m<sup>3</sup> Schlamm gebaggert worden.

**Niederrhein.** Nach der Beseitigung der großen Trümmer lag das Hauptgewicht der Räumungsarbeiten am Niederrhein auf der Entfernung der bis auf 100 m ober- und unterhalb der zerstörten Brücken verstreut liegenden kleineren Eisenteile. Die Sohle wird zunächst mittels Greifbagger abgetastet und dann mit dem Taucherschacht gesäubert. Am Rhein hat sich der Taucherschacht zu einem der wichtigsten Räumungsgeräte entwickelt. Schwierige Brückentrümmerbeseitigungen fanden im Bereich der Kölner Eisenbahnbrücke und an der zerstörten Köln-Mülheimer Hängebrücke statt (Bild 9). An der zerstörten Duisburg-Homburger Rheinbrücke mußte unter großem Kostenaufwand der einzige noch stehengebliebene Strompfeiler beseitigt werden, da bei der neuen Straßenbrücke die Brückenöffnung im Interesse der Schifffahrt verbreitert werden soll. An Schiffsbergungen konnten 6 Schlepper und 40 Schleppkähne gehoben werden.

Um den schwerwiegenden Folgen der Eintiefung der Niederrheinstrecke zu begegnen, wurden umfangreiche Untersuchungen zur Feststellung ihrer Ursachen und der zu treffenden Gegenmaßnahmen unter Heranziehung der Bundesanstalt für Wasser-, Erd- und Grundbau in Karlsruhe eingeleitet. Ein Großversuchsausbau im Strom wird dabei nicht nur die Übertragbarkeit der Laboratoriumsergebnisse, sondern auch die Wirtschaftlichkeit der Einzelmaßnahmen erweisen.

Zur Erleichterung des Grenzverkehrs wurde bei Emmerich ein Pegelgroßanzeiger mit beleuchtetem Zifferblatt von 2,0 m  $\varnothing$  errichtet

(Bild 10). Die vorbeifahrenden Schiffe haben hierdurch die Möglichkeit, den Wasserstand auch bei Nacht mühelos abzulesen.

Als wichtigstes Ereignis im Rheingebiet ist der Wiedereintritt Deutschlands in die Zentralkommission für die Rheinschifffahrt als gleichberechtigter Partner zu nennen. Durch den Eintritt eines deutschen Delegierten in die Baukommission ist es möglich geworden, den deutschen Standpunkt unmittelbar geltend zu machen.

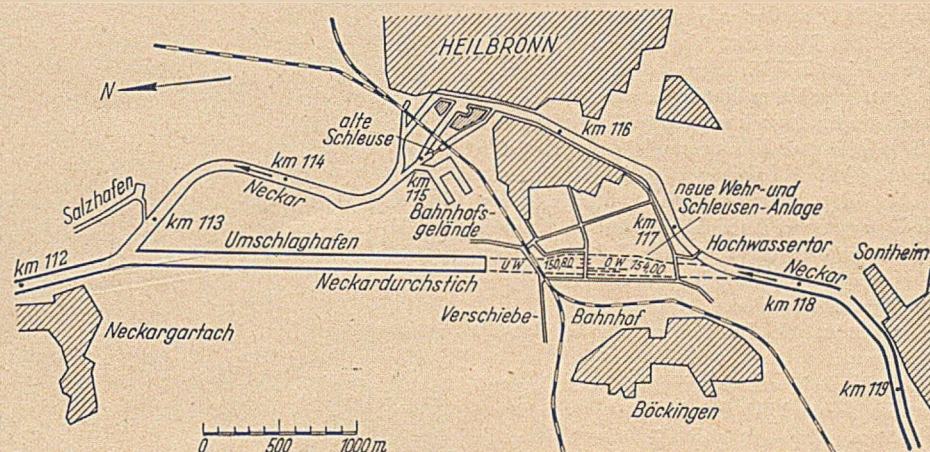


Bild 11. Lageplan der Staustufe Heilbronn.

## 2. Neckar.

Während einer 14tägigen Schifffahrtssperre unterzog die Verwaltung die sämtlichen Schleusen in der Strecke Mannheim—Heilbronn einer gründlichen Prüfung. Von wesentlicher Bedeutung ist die Tatsache, daß an verschiedenen Schleusentoren Verstärkungen ausgeführt werden mußten. Wie sich im Laufe der Betriebsjahre herausstellte, traten zusätzliche dynamische Beanspruchungen an den Toren auf, die ursprünglich bei der statischen Berechnung mangels Erfahrungen nicht erfaßt waren.

Die bei Kriegsende zerstörte Kreiswegbrücke Ilvesheim wurde als Dreigelenkbogen mit Stahlbetonfertigteilen ohne Lehrgerüst wieder erstellt. Sie wird im Frühjahr 1951 dem Verkehr übergeben.

Von besonderem Interesse sind die Neubauarbeiten an der Kanalisierungstrecke Heilbronn—Stuttgart. Die Baustellen an den Staustufen Heilbronn und Hessigheim stellen die z. Zt. größten Tiefbaustellen im Lande Württemberg-Baden dar.

In Verlängerung des bisherigen Heilbronner Kanalhafens wird die Staustufe Heilbronn erbaut (Bild 11). Neben einem Wehr und einer Doppelschleuse sind eine Eisenbahnüberführung, eine Straßenbrücke und eine Fußgängerbrücke zu erstellen. Die Eisenbahnbrücke, die außerdem 2 städtische Straßen mit sehr starkem Verkehr zu über-

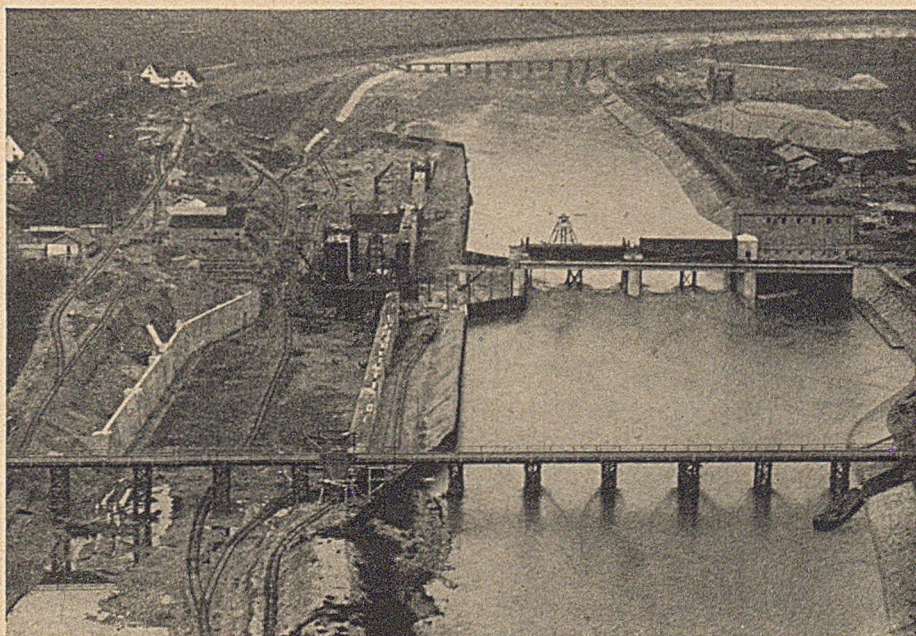


Bild 12. Staustufe Hessigheim am Neckar im Bau.

brücken hat, und die Fußgängerbrücke sind größtenteils fertiggestellt. Am Wehr und an der Straßenbrücke sind die Tiefbauarbeiten beendet, an den Schleusenkammern wurde mit den Betonierungsarbeiten begonnen. Die Eisenbahnbrücke und die Fußgängerbrücke werden in Spannbeton ausgeführt.

Die im Mai 1949 begonnene Staustufe Hessigheim (Bild 12) hat neben dem Wehr eine Schleuse von 110 m Nutzlänge und 12 m Breite sowie ein Kraftwerk mit einem Rohgefälle von 6,20 m erhalten. Kraftwerk, Wehr und Wehrbrücke über 3 Öffnungen sind fertiggestellt. An der Schleuse sind die Leit- und Ufermauern im Unterwasser, die Sohlenplatte, die flußseitige Kammermauer sowie die Leitmauern im Oberwasser betoniert. Die Staustufe soll 1951 fertiggestellt werden.

Die Staustufe Lauffen wurde in Betrieb genommen.

Der Verkehr auf dem Neckar bis Heilbronn hat im Jahre 1950 die 3-Mio-t-Grenze überschritten. Hier hat sich die alte Erfahrung wieder als richtig erwiesen, daß eine nach volkswirtschaftlichen Gesichtspunkten richtig angelegte leistungsfähige Wasserstraße eine große Anziehungskraft auf Gewerbe, Handel und Industrie ausübt.

3. Main.

Die Tiefbauarbeiten am neuen Wehr Offenbach konnten so-

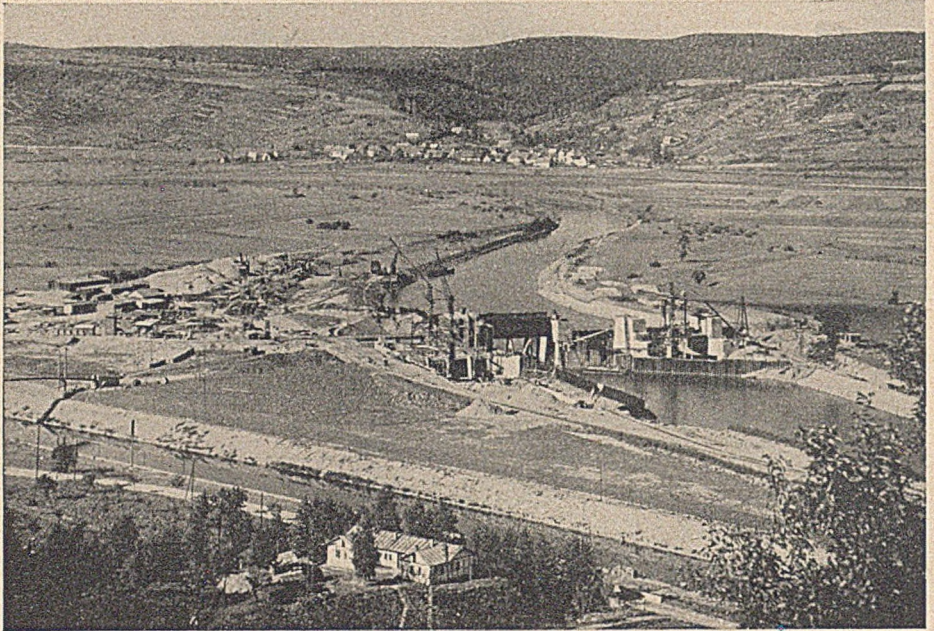


Bild 14. Staustufe Limbach am Main im Bau.

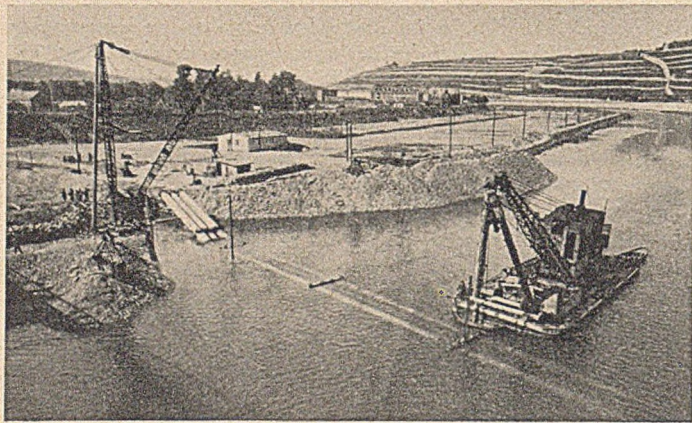


Bild 13. Staustufe Würzburg, Versenkung eines Kanalisationsdükers im Unterwasser der Stufe.

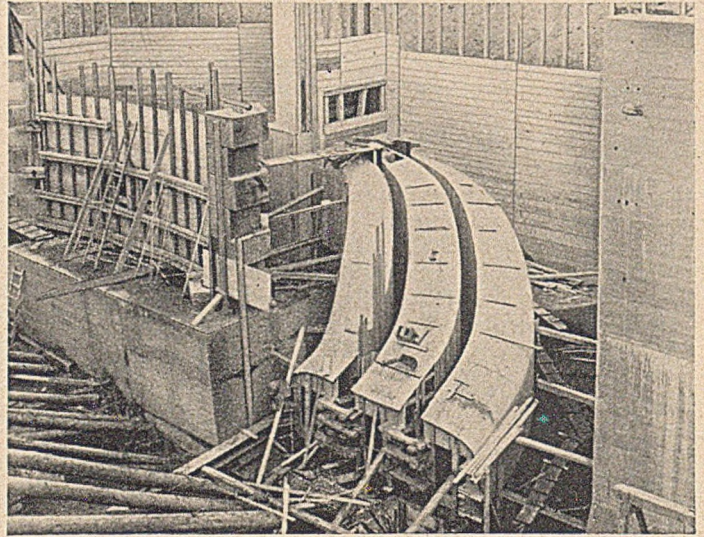


Bild 15. Schalung eines dreigeteilten Umlaufs am Oberhaupt der Staustufe Wipfeld.

weit gefördert werden, daß mit der Außerbetriebnahme des alten baufälligen Nadelwehres Ende 1951 gerechnet werden kann. Der Zustand des alten Nadelwehres ist so schlecht, daß der Stau und damit

die Schifffahrt nur mit großen Schwierigkeiten aufrechtzuerhalten ist.

Unabhängig davon wurde die Kanalisierung des Maines zwischen Würzburg und Bamberg von der Rhein-Main-Donau AG.

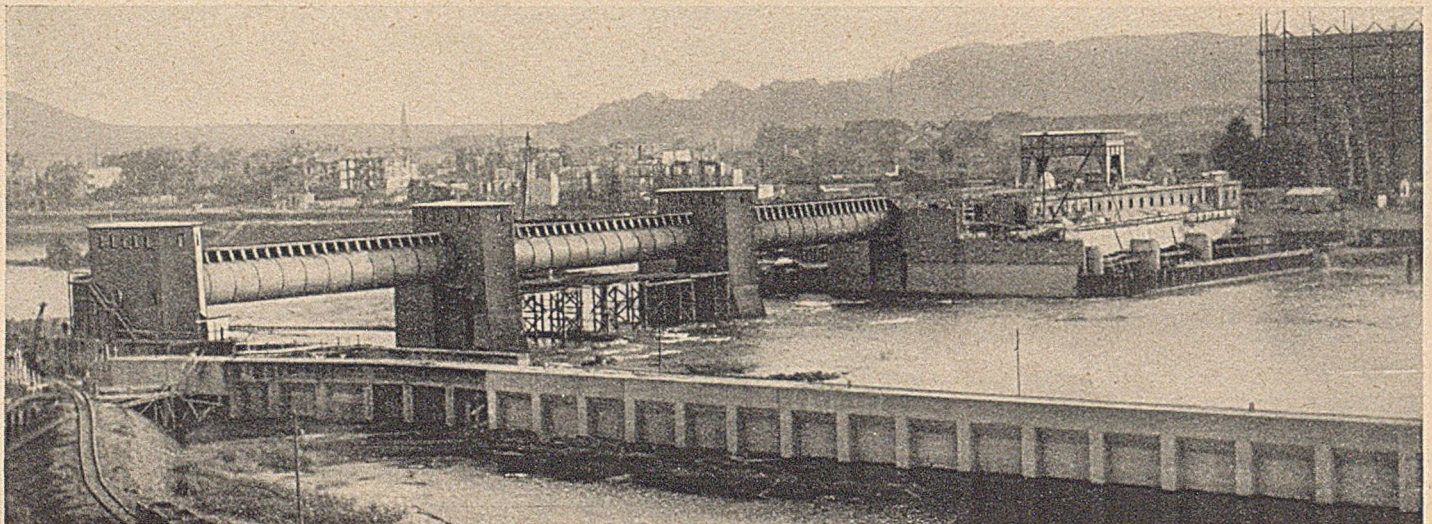


Bild 16. Neubau der Staustufe Koblenz, Gesamtansicht.

Beton- und Stahlbetonbau (früher „Beton u. Eisen“) mit „Zeitschriftenschau“. (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-Wilmersdorf.)

Heft 7/ Juli 1951 bringt:

Klett: Die Spannbetonbrücke der Bundesbahn über den Neckarkanal in Heilbronn. — Muhs: Messung des Schalungsdruckes an einem Massenbetonkörper. — Gaebe: Über die Bestimmung der Festigkeit des Betons. — Baumgarten: Konzerthalle in London. — Jäniche: Neue Erkenntnisse über Festigkeitseigenschaften und Beanspruchbarkeiten von Spannbetonstählen. — Die 48. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins E. V. in Wiesbaden am 11. und 12. April 1951 (Schluß). — Österreichischer Betontag 1951. — Die neuen schwedischen Betonbestimmungen. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Hochschulnachrichten.

## STELLENGESUCHE

### Bau-Ingenieur (Dipl.-Ing.)

sucht Anfangsstellung als Konstrukteur und Statiker oder auch in Bauleitung bei Großbauunternehmung. Angebote unter Nr. 2892 an die Anzeigenverwaltung „Die Bautechnik“, (1) Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169

### Hochbaustatiker

mit Erfahrung in Vertragswesen, Kalkulation und Abrechnung sucht Stellung in West-Berlin.

Hermann Pötschke, Berlin-Hermsdorf, Marthastr. 10

### Dipl.-Ing. (Bauingenieur)

Hauptprüfung 1951 TH Karlsruhe, mit längerer Praxis während der Studienzeit

sucht entwicklungsfähige Stellung,

möglichst im konstr. Ingenieurbau. Zuschriften erbeten unter A. A. 7747 an Schatzannoncen, Duisburg, Hindenburgstr. 28

## STELLENANGEBOTE

Großbauunternehmung sucht zum sofortigen oder späteren Eintritt

### Bauleiter, Bauführer

mit Erfahrungen auf den Gebieten des Erd-, Tief-, Wasser- und Ingenieurbaus. Nur wirklich Ia-Kräfte wollen sich unter Vorlage von Zeugnisabschriften und Lebenslauf bei der Anzeigenverwaltung „Die Bautechnik“ unter 2895, Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169, melden.

### Tiefbau-Ingenieur

jüngerer Dipl.-Ing., mit Erfahrung im Bau von wasserdichten Arbeiten, wie Tunnel, Kanälen, Kellern u. ä. für Außen- und Innendienst **sofort gesucht**. Angebote erbeten unter 2875 an die Anzeigenabteilung „Die Bautechnik“, (1) Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169

## Tricosal NORMAL

Oberflächenaktiv.

Mörtel und Beton wird plastisch, pump-, transportfähig und **wasserdicht**.

Jahrzehntelang bewährt.

Chemische Fabrik Grünau A.G.  
Jllertissen/Bayern



BETONMISCHER  
**Rex**  
150L  
der König unsrer Mischer  
mit Diesel-Hochbauwinde  
**GEIERHOS & HEYCK**  
München, Moßlingerstr. 35

## Zeitschriftenschau\*)

Bearbeitet von

Dipl.-Ing. Torben von Rothe, Berlin-Zehlendorf.

II h. Hebezeuge, Aufzüge, Winden. 3 / Bischof, A.: Kostenvergleiche für Fördermöglichkeiten im neuzeitlichen Hochbau. ZVDI 92 (1950), H. 8, S. 177—181, 7 Abb. — An zwei Beispielen gleicher Größe wird die Entwicklung des Geräteinsatzes mit Kostenvergleich für Ausführung in Mauerwerk und in Schüttbetonbauweise behandelt. Für die Mauerwerksausführung: Massiv-Decken aus Fertigteilen, Transporte über Schwenkfahne, Plattformaufzug, Schnellbauaufzug, Turmdrehkran. Bei der Schüttbetonbauweise: Hochbaukran, Schnellbauaufzug, Japanertransport, Turmdrehkran, Klappkübel, für die Horizontalförderung Gleise und Förderbänder.

VII a. Allgemeines. 5 / Scherber, L.: Brückenbesichtigungswagen aus Leichtmetall für jede Brückenkonstruktionsart. STAHLBAU 20 (1951), H. 3, S. 38—39, 8 Abb. — Verfasser hat nach längerer Entwicklung einen praktischen Brückenbesichtigungswagen aus Leichtmetall konstruiert: Dreigurtfachwerkträger mit Aufstellvorrichtung, abnehmbarem Bodenbelag, Leichtmetallgeländer und Halteseilen. Wagen ist für alle Konstruktionsarten von Brücken verwendbar.

VIII l. Linienführung. 2 / Müller, W.: Gemeinsame Berechnungsweisen für baustatische, fahrdynamische und Trassierungsaufgaben. ZVDI 92 (1950), H. 12, S. 291—295, 15 Abb. — An verschiedenen Beispielen aus den Arbeitsgebieten des Verfassers wird gezeigt, wie baustatische, fahrdynamische und Trassierungsaufgaben mit analogen Denkmethode gelöst werden können; so wird z. B. die Ermittlung der Momente und der Durchbiegung eines Krabhalkens, der Fahrzeitermittlung für einen Zug, das Längenprofil, die Massenlinie und der Profilmastab für Trassierungsaufgaben einigen baustatischen Aufgaben gegenübergestellt.

VIII o. Oberbau. 23 / Birman, Fr.: Neuerungen im Weichenbau. EISENBAHNT. 4 (1950), H. 7, S. 145—154, 10 Abb. — Zungenbauarten und -Formen in ihrer Entwicklung seit 1934, neue Weichenformen mit beweglichen Doppelherzstückspitzen, Flachkreuzungsanordnungen, geometrische und bauliche Ausbildung der Herzstücke und Kreuzungen, überhöhte Flügel- und Knieschienen, Verbesserungen am Kammerspitzenverschluß, Weichenisolierung.

IX h. Schweißkonstruktionen, Versuche mit Schweißungen. 6 / Amirkian, A.: Navy builds 300 ft welded arch hangar (Marineleitung baut 90 m weites geschweißtes Bogendach). ENGNG. NEWS-REC. 144 (1950), H. 4, S. 34—35, 2 Abb. — Geschweißtes Bogendach mit 90 m Spannweite und 20 m Stch. 50% Gewichtsersparnis gegenüber Nietung durch die Schweißung sämtlicher Stöße und Knotenpunkte. Berechnung für Winddruck und Schneelast. Montage jedes Bogens in 5 Teilen.

X s. Straßenbau, allgemeines. 18 / Georgy, W.: Straßenbau und straßenbauliche Planung in Frankreich. BRUCKE U. STRASSE 2 (1950), H. 5, S. 99—103, 7 Abb. — Das vorhandene französische Straßennetz und seine Grundlagen, Trassierungselemente und Längen. Autobahnpläne für 6000 km. Die bisher ausgebaute Autobahn Paris-West zur Nationalstraße 190 in Richtung Nantes mit zwei Richtungsfahrbahnen von je 9 m mit Mittelstreifen. Tunnel bei St. Cloud von 90 m Länge.

X u. Unterhaltung von Straßen. 5 / Schaible, L.: Die Frostschäden im Gebiet der Straßenbauverwaltung Württemberg. BAUTECHN. 28 (1951), H. 3, S. 53—58, 4 Taf. — Nach allgemeinen Ausführungen über die Witterung und die Niederschläge in den erfaßten Gebieten wird zunächst die Schadenfeststellung und die einheitliche Auswertung der Frostschäden behandelt, die für Winter 1946/47 12 Mio RM endgültige Kosten erforderten, entsprechend 400 km bzw. 4% der gesamten Straßenlänge. Mehrere Tafeln geben eine Aufgliederung der Schadensstellen 1946/47, die Geländeformationen und die Kornverteilungskurven nach mechanischen Bodenanalysen wieder.

X v. Vermessungskunde. 9 / Rinner, K.: Absteckung von Bogensperren. Z. ÖST. ING. U. ARCH. VER. 95 (1950), H. 11/12, S. 85—89, 9 Abb. — Vorschlag zur rationellen Absteckung von Bogenstaumauern nach einem Verfahren, das mit einem Theodo-

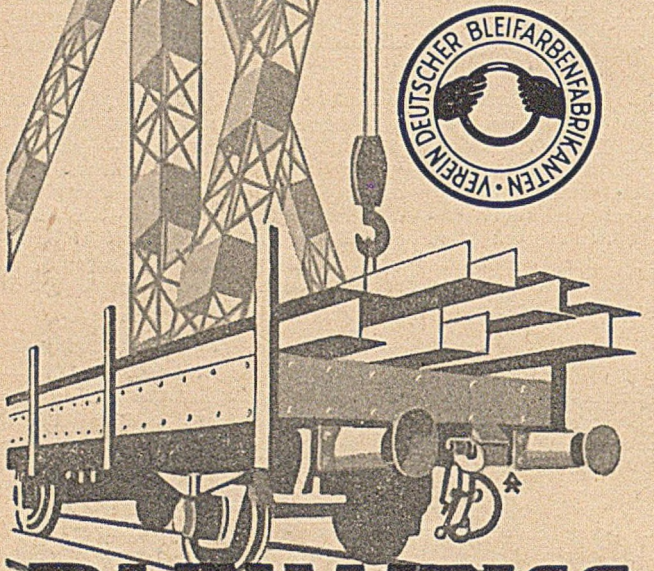
\*) Einzelhefte der hier angegebenen deutschen Zeitschriften sind über unseren Verlag nicht erhältlich.

Die Schriftleitung der Zeitschriftenschau der „Bautechnik“ steht mit ihrer unfindenden Schrifttumskarte Interessenten zur Beratung in Fragen des Literaturnachweises zur Verfügung.

Zeitschriftenschauaufdrucke werden von der Zeitschriftenschau aus „Die Bautechnik“ und „Beton- und Stahlbetonbau“ ab Jahrgang 1950 zum Preise von je DM 4,— und Porto für den Jahrgang abgegeben. Bestellungen erbitten wir nur an den Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, (1) Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169.

Dieser Ausgabe liegt ein Werbeblatt des Verlages  
Wilhelm Ernst & Sohn bei über die Veröffentlichung  
„Gallnar, Bemessungstafeln für Holzbauten, 5. Auflage“  
Wir bitten höflich um Beachtung

# Erfolg und kein Risiko



## BLEIWEISS

AUF

### BLEIMENNIGE

der wirklich dauerhafte  
Rostschutz

*Seit mehr als  
100 Jahren  
erprobt und bewährt*

**VEREIN DEUTSCHER  
BLEIFARBENFABRIKANTEN EV.**  
BONN A. RHEIN · MARKT 24

liten und einem Bearbeiter durchzuführen ist. Richtungsmessungen auf der Staumauer nach drei lagemäßig bestimmten Punkten und Festlegung des Instrumentenstandpunktes, von dem aus die Absteckelemente für den Bogen ermittelt werden.

XI s. Senkkästen und Schwimmkörper. 4 / Cayotte, P. u. G. Croquet: La construction du nouveau quai d'armement au port militaire de Brest. (Bau der neuen Rüstungs-Kaimauer im Militärfhafen Brest.) TRAV. 34 (1950), H. 191, S. 670—674, 13 Abb. — S. XIX k. Kaimauern, Ufermauern, Molen. 13.

XI s. Senkkasten und Schwimmkörper. 5 / Downs, L. V.: Floating caisson facilitates repair of Grand Coulee spillway bucket. (Schwimmkasson erleichtert Wiederherstellung der Aufschlagbeckensohle des Grand Coulee-Überfallwehres). CIV. ENGG. 20 (1950), H. 4, S. 35 bis 39, 11 Abb. — Zur Ausbesserung der zerstörten Betonsohle des Wehres wird ein Schwimmkasson, dessen Grundfläche genau der gewölbten Sohle entsprach, über die zerstörte Stelle eingefahren und auf 21 m Tiefe abgesenkt. Ausführung der Arbeiten, Bewehrung des neuen Abdeckbetons durch Stahlangen, Betonherstellung und Ausbesserung der schadhafte Außenwand des Wehres.

XII f. Fertighäuser, fabrikmäßige Bauweise. 15 / Triebel, W.: Entwicklung und Probleme der Wohnungsbau-Technik. BAUWIRTSCHAFT 4 (1950), H. 26, S. 12—17, 11 Taf. — S. XII w. Wohnbauten. 4.

XII h. Hallenbauten. 14 / Amirikian, A.: Navy builds 300 ft welded arch hangar (Marineleitung baut 90 m weites geschweißtes Bogendach). ENGG. NEWS-REC. 144 (1950), H. 4, S. 34—35, 2 Abb. — S. IX h. Schweißkonstruktionen, Versuche mit Schweißungen. 6.

XII w. Wohnbauten. 4 / Triebel, W.: Entwicklung und Probleme der Wohnungsbau-Technik. BAUWIRTSCHAFT 4 (1950), H. 26, S. 12—17, 11 Taf. — Übersicht über den heutigen Stand der Wohnungsbau-Technik: Ziegelbau, Technik des Baues mit großformatigen Wandsteinen, Kostenvergleich. Weiterer Vergleich des Arbeitsaufwandes je m<sup>2</sup> Wand für die Herstellung von Mauerwerk verschiedener Wandbauarten, Schüttbetonbauweise und Montagebau. Massivdecken und Dachkonstruktionen, Baubetrieb und Geräteinsatz. (Vgl. a. Brandt, J.: Neue Bauweisen im Wohnungsbau. Bauwirtsch. 39 (1949), H. 14/18, S. 545—547.)

XV a. Allgemeines. 4 / Birkenmaier, M.: Vorgespannte Ziegelkonstruktion. SCHWEIZ. BAUTG. 68 (1950), H. 11, S. 141—144 u. H. 13, S. 166—168, 18 Abb., 1 Taf. — Fabrikmäßig hergestellte Stahltonbretter von 6 cm Höhe und 10 bis 25 cm Breite. Mit Stahltonbrettern hergestellte schalungsfreie Hohlkörperdecken. Tragverhalten der beschriebenen Konstruktionen mit vorgespannten Stahltonbrettern; vorgespannte Deckenbalken. Statische und dynamische Untersuchungen der EMPA, Zürich, mit Stahltonbalken und Stahltondecken. Herstellung der vorgespannten Ziegelkonstruktionen in zwei Werken in Frick und in Bern.

XVII k. Kanalisationen, Stadtentwässerung. 3 / Strickler, W.: Neue Bauweise für Abwasserkanäle. BAUTECHN. 28 (1951), H. 3, S. 63—65, 5 Abb. — Die neue Schalungsbauweise beruht darauf, daß mehrere Schalungskästen hintereinander abgesenkt werden und in der dadurch entstehenden fortlaufenden Baugrube nach Wegnahme der Türen der Kästen die Kanalrohre verlegt werden. Als Baustelleneinrichtung wird ein Portalkran vorgesehen, der auf kurzen Gleisstücken beiderseits der Baugrube läuft, die eingefüllte Schalung wieder aus dem Erdreich herauszieht und sie hinter dem letzten Schalkörper zu neuer Verwendung wieder absetzt (vgl. auch Wittinger, Bauwirtschaft 5 (1951), H. 9, S. 10—11).

XVIII a. Allgemeines. 2 / Luetkens, O.: Einheitliche Bezeichnungen in der Baustatik. PLANEN U. BAUEN 4 (1950), H. 5, S. 163—164. — Zusammenfassende Schilderung der Aufgaben des neugegründeten Arbeitsausschusses zur Vereinheitlichung der Bezeichnungen und der statischen Berechnungsverfahren. Darlegung der statischen Grundbegriffe und der Vereinheitlichung der Zeichen der griechischen Buchstaben und ihrer Bedeutung.

XVIII a. Allgemeines 3 / Müller, W.: Gemeinsame Berechnungsweisen für baustatische, fahrdynamische und Trassierungsaufgaben. ZVDI 92 (1950), H. 12, S. 291—295, 15 Abb. — S. VIII l. Linienführung. 2.

XVII r. Rahmen. 12 / Kupferschmid, V.: Unmittelbarer Momentenausgleich beim zweiastigen Stockwerksrahmen und beim Vierendeelträger. BAU 3 (1950), H. 24, S. 578—583, 19 Abb. — Es wird zunächst der symmetrische zweiastige Stockwerksrahmen behandelt und anschließend das beim Stockwerksrahmen erläuterte Verfahren auf den Vierendeelträger übertragen. Für jeden Abschnitt werden Beispiele durchgerechnet.

(Fortsetzung s. S. IX.)

XVII r. Rahmen. 13 / Sourochnikoff, B.: Wind stresses in semi-rigid connections of steel framework (Windbeanspruchungen in nachgiebigen Eckverbindungen von stählernen Rahmen). PROC. AMER. SOC. CIV. ENGRS. 75 (1949), H. 2, S. 235—246, 6 Abb. — S. XVIII w. Winddruck. 7.

XVIII r. Rahmen. 14 / Rastedter, E.: Einige Bemerkungen zur praktischen Anwendung des Cross'schen Verfahrens insbesondere bei Berücksichtigung von Knotenverschiebungen. STAHLBAU 20 (1951), H. 3, S. 35—37, 4 Abb., 1 Taf. — Verfasser entwickelt nach Hinweisen auf verschiedene Methoden der Ergänzungsrechnung zum Cross-Verfahren ein eigenes Berechnungsverfahren, nach dem es möglich ist, rein gefühlsmäßig eine bessere Näherung der Biegelinie als Ausgang der Rechnung zu finden als nach dem von v. Haller entwickelten Verfahren, und ferner die Korrektur der ersten und folgenden Zwischennäherungen nicht automatisch durchzuführen, so daß man in der Lage ist, überflüssige Zwischenschritte in der endgültigen Rechnung gar nicht mehr auftreten zu lassen, wodurch Übersichtlichkeit und Kontrollmöglichkeiten weitgehend gesteigert werden. Beispiel.

XVIII s. Spannungsoptik. 7 / Albrecht, R.: Einzelfragen der Spannungsoptik. N. BAUWELT 5 (1950), H. 32, S. 512—514, 6 Abb. — Genauigkeit des spannungsoptischen Verfahrens nach Versuchen des Verfassers. Behandlung und Schutz des Modellwerkstoffes; Verhalten des Dekoritmateriale, Gewinnung des Phenolkunstharzes, das sog. Einwickelverfahren mit Wärmebehandlung zur Härtung des Materials in einer Schutzhülle.

XIX h. Häfen (See-). 22 / East African Port and Harbour developments. Dar-es-Salaam to become a major port. (Entwicklung von ostafrikanischen Häfen und Hafenstädten. Dar-es-Salaam soll Haupthafen werden.) MUCK SHIFTER 7 (1949), Oktober-Heft, S. 394 bis 399. — Gekürzte Wiedergabe eines Wirtschaftsberichtes von beratenden Ingenieuren des Kolonialamtes und der ostafrikanischen Eisenbahnen mit Vorschlägen und Projekten zur Verbesserung der vorhandenen Hafenbecken in Ostafrika, Erstellung bzw. Vergrößerung der Lade- und Gleisanlagen. Insbesondere wird der Ausbau des Dar-es-Salaamer Hafens behandelt.

XIX k. Kaimauern, Ufermauern, Molen. 14 / Dahlbokum, K.: Molenbauten im Fischereihafen von Povoia de Varzim (Portugal). BAUINGENIEUR 25 (1950), H. 9, S. 337—343, 14 Abb. — Bau der Nordmole mit 300 m Länge, auf die ersten 70 m innerhalb von Schalungskästen, für den Rest mit Senkkästen ohne Boden. Auf diese 6 m hohen Senkkästen mit Schüttbodyfundament zwischen Sackbetoneinfassung wurden schwere stählerne Schalungskästen aufgesetzt, die bei Ebbe in 4,50 m Höhe im Trockenen mit Beton aufgefüllt werden. Konstruktion, Baustelleneinrichtung u. Bauausführung.

XIX k. Kaimauern. 15 / Schenck, W.: Die Wiederherstellung der Weserkaje am Weserbahnhof in Bremen in den Jahren 1947 und 1948. BAUTECHN. 28 (1951), H. 2, S. 26—30, 18 Abb. — Die Wiederherstellung erfolgte durch Anordnung einer zweiten Spundwand aus Larssen- und Hoesch-Bohlen von 10 m Länge im Abstand von 1,50 m von der alten beschädigten Larssen-Spundwand. Der Raum zwischen den beiden Spundwänden wurde bis 0,50 m unterhalb der geplanten Flußsohle mit Beton ausgefüllt, und zwar so, daß die entstehende Betonschürze so hoch reicht, daß alle Spundwandrisse abgedeckt und die Ankeranschlüsse mit eingedeckt sind.

XIX k. Kanäle. 11 / Lining for irrigation canals. (Böschungsverkleidung für Bewässerungskanäle.) ENGG. 169 (1950), H. 4398, S. 529—532, H. 4401, S. 613—616 u. H. 4404, S. 693—695 u. 704, 22 Abb. — Ausführlicher Bericht über das amerikanische Bauprogramm des Bureau of Reclamation für die Beseitigung von Kanalschäden durch Böschungsverkleidung: Betonverkleidung als Wandputz oder als Platten; verschiedene Arten der Asphaltverwendung als Isolierschicht, als Schutzschicht gegen Versickerung, Verlegen von Asphaltplatten oder Filzstreifen, Asphalteinstritzungen zur Bodenverdichtung, Falzziegelbelag, Bodensterilisation durch chemische Mittel, Ölsprengungen gegen Unkraut. Abschließend maschinelle Böschungsverkleidung.

XIX s. Schleusen. 11 / Holleis, P.: Die Stufe Würzburg im Großschiffahrtsweg Rhein—Main—Donau. BAUTECHN. 27 (1950), H. 12, S. 369—370, 3 Abb. — Bau der neuen Schleuse auf Grund eingehender Laboratoriumsversuche mit Drehsegmenttor im Oberhaupt und Füllung durch Längs- und Stichkanäle, mit eigenen Entnahmöffnungen für beide Längskanäle. Füllzeit für die 300 m lange Schleuse 6,35 min.

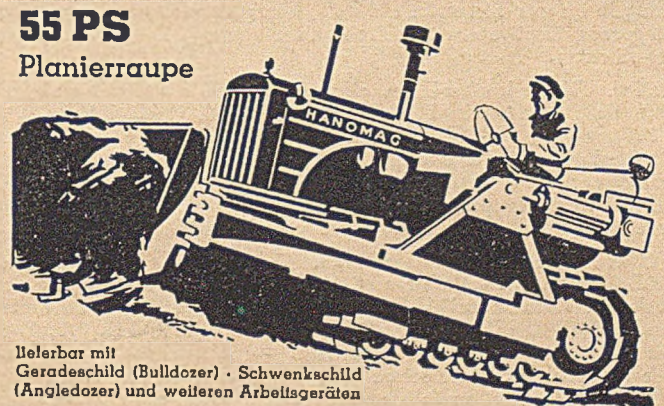
XIX s. Staudämme. 11 / Bahmeier, H. F.: Construction of Davis Dam adapted to foundation conditions. (Davis-Damm-Bau, angepaßt an die Untergrund-Beschaffenheit.) CIV. ENGG. 20 (1950), H. 5, S. 23—27, 9 Abb. — Sonderbehandlung der verschiedenen Bodenarten bei Herstellung des Staudammes. Ueberflutung



**45 PS**  
Radschlepper  
mit Frontlader  
Ladeleistung  
1000-1500 kg

**Kürzere  
Bau-  
zeiten**

MIT  
**HANOMAG**  
HOCHLEISTUNGSMASCHINEN



**55 PS**  
Planierdraupe

Umfahrbar mit  
Geradeschild (Bulldozer) · Schwenkschild  
(Angledozer) und weiteren Arbeitsgeräten

Das gesamte HANOMAG-Programm für  
Bauwirtschaft und Industrie sehen Sie auf der  
„Constructa“ in Hannover (Freigelände).

einzelner Flächen, um die erforderliche Feuchtigkeit für die Bodenverdichtung zu erzielen. Für den Mauerteil und die Schleuse Verwendung besonderer Zementarten mit Puzzolanmischung, Kühlmaßnahmen für den einzubringenden Beton.

XIX s. Staumauern. 38 / Rinner, K.: Absteckung von Bogen sperren. Z. ÖST. ING. U. ARCH. VER. 95 (1950), H. 11/12, S. 85—89, 9 Abb. — S. X v. Vermessungskunde. 9.

XIX s. Staumauern. 39 / Yassin, I. B. u. L. Gain: Le barrage-écluse Me Nary sur le Columbia (USA). (Die Staumauer-Schleuse Me Nary im Columbiafluß [USA].) TECHN. D. TRAV. 26 (1950), H. 5/6, S. 181—189, 9 Abb. — In der rund 970 m langen Beton-Schwerkraftstaumauer liegt außer einem 400 m langen Wehr und der Kraftzentrale eine 26 m breite und 206 m lange Kammerschleuse sowie eine Fischtreppe. Anschließend an Staumauer Erddeiche und Leitmauern. Ausführliche Beschreibung der Bauarbeiten einschließlich Erstellung eines Spundwandzellenfangedammes.

XIX u. Uferschutzbauten. 6 / Minikin, R. R.: Coast erosion. An enquiry into causes and remedies. (Küstenerosion. Eine Untersuchung über Ursachen und Schutzmaßnahmen.) DOCK. A. HARB. AUTH. 30 (1950), H. 352, S. 305—308, H. 353, S. 335—339, H. 354, S. 369—373, H. 355, S. 17—22, 25, H. 356, S. 47—51, H. 357, S. 91—94 u. H. 358, S. 127—131, 78 Abb. — Verwitterung der Küsten infolge mechanischer oder chemischer Einflüsse und Zerstörung durch vernichtende, ständig wirkende Kräfte von fließendem Wasser, Wellen, Wind und Brandung. Besonderheiten bei Klippen und Bänken aus hartem Ton. Als Schutzmaßnahmen dienen sorgfältige Bodenentwässerung, Betonstützmauern und Bodenverfestigung, Angriffe und Schutz steiler Felsklippen, Wirkung ständiger Windrichtung, Beschädigungen durch Sturmflut und Strömung, stufenweiser Uferausbau mit Betonbalken, Wirbelstromwirkung, Landgewinnung durch Kunstbauten, Aufgabe der Bühnen, richtiger und falscher Bühnenbau, Anschwemmungs- und Abtragerscheinungen im Hafen Dover, wandernde Sandbänke an der französischen Küste, Schutz durch Anpflanzungen im Dünengebiet. (Vgl. a. Visser, J. C.: Küstverdediging. Polytechn. Tijdschrift 5 (1950), H. 15/16, S. 239b—246b, 9 Abb.)

XIX w. Wasserkraftanlagen, allgemeines. 61 / Sommaire: Travaux publics de la France d'Outre-Mer. (Übersicht über Bauten in überseeischen französischen Kolonien.) TRAV. 34 (1950), H. 184, S. 47—186. — S. X s. Straßenbau, allgemeines. 17.

XIX w. Wasserkraftanlagen, allgemeines. 62 / Das Laufwerk Birsfelden. TECHN. RUNDSCHAU 42 (1950), Nr. 15 b, I. Bl. u. Nr. 16, II. Bl. — Stauwehr mit 5 Öffnungen und Krafthaus liegen in einer Achse. Nebenanlagen: Fischpaß, Kranrampe, Bootshafen. Eingehende Beschreibung von Wehr und Maschinenhaus, Schiffschleuse und Vorhafen. Anlage- und Gestehungskosten der Energie.

XIX w. Wasserkraftanlagen, allgemeines. 63 / Grzywiński, A.: Das Pfeilerkraftwerk Marburg a/Drau. SCHWEIZ. BAUTG. 68 (1950), H. 20, S. 268—271, 5 Abb. — Wehranlage mit 4 Öffnungen von 18,75 m l. W. Die drei gleichen in den Pfeilern aufgestellten Maschinensätze leisten zusammen 50 000 kW. Im einzelnen: Gründung in offener Baugrube auf Fels, Energievernichtung durch Verlängerung des Sturzbettes, Treibwasserführung, Tauchwand, Kommandoraum.

XIX w. Wasserkraftanlagen, allgemeines. 64 / Stambach, E.: Das Donaukraftwerk Ybbs-Persenbeug. SCHWEIZ. BAUTG. 68 (1950), H. 25, S. 335—337, 3 Abb. — Beschreibung der Wasserkraftanlage nach den neuesten Entwürfen mit Schleusenanlagen und Wehr mit 5 Öffnungen von je 30 m l. W. Maschinenhaus mit eingebautem Hauptteil und mit Deckel abgeschlossenem Generatorenraum mit 8 Kaplan-turbinen von je 20 000 kW.

XIX w. Wasserkraft-Teilbauwerke. 7 / Golay, R.: La centrale de La Dernier près Vallorbe et sa récente modernisation. (Die Zentrale La Dernier bei Vallorbe und ihr kürzlicher neuzeitlicher Ausbau.) WASSER- U. ENERGIEWIRT. 41 (1950), H. 6/7, S. 92 bis 96 u. H. 8, S. 130—133, 14 Abb. — Historische Entwicklung der Kraftanlage, Einzelheiten über das Kraftwerk und seinen neuzeitlichen Ausbau, umfassend die Anlage einer neuen Wasserentnahmestelle, Umbau einer Tunnelstrecke, Ersatz der Druckleitung durch eine Doppelleitung und Einrichtung einer Kraftanlage. Die neue Druckleitung ist durchweg geschweißt.

XX a. Wirtschaftsfragen, allgemeines. 15 / Zeiger, K.: Die Entwicklung der Baukosten. BAURUNDSCHAU 40 (1950), H. 3, S. 50—52, 4 Taf. — Die Gegenüberstellung der Baukosten 1939 und 1949 ergibt eine Verteuerung von 24 bis 326 %. Die Verteuerung der Gesamtkosten ergibt 93%. Hilfsmittel zur Kostensenkung sind Normung, Typisierung sowie sorgfältige Planung und Bauvorbereitung.



MECHANISCHE  
**BODEN  
VERDICHTUNG**

NACH DEM ROTTELDRUCKVERFAHREN D. R. P.  
BIS ZU GRÖSSTEN TIEFEN  
DAMMVERDICHTUNG BIS 35 METER JE STUFE

  
**JOHANN KELLER**  
GEGR. 1850  
FRANKFURT A. M. HAMBURG

RENCHEN-BD.



  
**Rakell**

**EXPRESS**  
Die Krone der Kaltleime  
für Bau und Möbel

**HEINR. RATJEN**  
Leimfabrik · Nienburg/Weser

weiter vorangetrieben. Dadurch, daß sich das Land Bayern für die Förderung dieses Projektes besonders einsetzte, gelang es 1950, weitere Baustellen in Angriff zu nehmen. Zur Zeit sind neben den weit fortgeschrittenen Staustufen Goßmannsdorf, Wipfeld und Limbach die 4 Staustufen Würzburg, Marktbreit, Gerlachshausen-Volkach und Garstadt im Bau. Die notwendige Vertiefung der Fahrrinne im Unterwasser der Staustufe Würzburg erforderte den Umbau der Dükeranlage der städtischen Kanalisation unterhalb der Friedensbrücke. Eine Tieferlegung des alten Dükers schied aus technischen Gründen aus. Es kam daher nur die Verlegung neuer Leitungsstränge in Frage (Bild 13). Die technisch und wirtschaftlich beste Lösung war die Herstellung nahtlos geschweißter Mannesmannrohre an Land, Ausbaggern der Baugrube unter Wasser, Einschwimmen und Versenken der starr verbundenen Rohrstränge mit Hilfe eines Schwimmkranes. Die Anschlüsse an den beiden Ufern konnten dann leicht in trockener Baugrube hergestellt werden.

Der Wiederaufbau der bei Kriegsende zerstörten alten Mainbrücke in Würzburg bot Gelegenheit, für den Neubau der Schleusenanlage 2 Brückenpfeiler mit der maschinellen Einrichtung des Unterhauptes auszustatten<sup>1)</sup>. Gleichzeitig wurde mit der Zurückverlegung der alten Bastionsmauer um 23 m begonnen, um für den Oberkanal der neuen 300 m langen Schleuse den erforderlichen Platz zu gewinnen.

Die Staustufe Randersacker wurde fertiggestellt und dem Verkehr übergeben. Damit konnte gleichzeitig die erste nach dem Kriege fertiggestellte Wasserkraftanlage in Betrieb genommen werden. Seit dem 21. Dezember 1950 liefert sie Strom in das öffentliche Netz. Während die Schleuse in Goßmannsdorf im Laufe des Jahres nahezu fertiggestellt werden konnte, ist das rechte Wehrfeld soweit vorangeschritten, daß die Umpundung noch vor Anlauf der Frühjahrshochwässer beseitigt werden konnte. Die Tiefbauarbeiten am Kraftwerk sind über das gefährliche Hochwasser hochgeführt.

Die Arbeiten für die Staustufen Marktbreit, Gerlachshausen-Volkach und Garstadt erstreckten sich im Jahre 1950 lediglich auf Erdarbeiten. Dagegen sind die Arbeiten an den Staustufen Limbach und Wipfeld so gut vorangekommen, daß man in Limbach 1951 (Bild 14) und in Wipfeld 1952 mit der Stauaufriechung rechnen kann<sup>2)</sup>.

Zur Ermittlung der verhältnismäßig unbekanntenen Spannungszustände in Wehrpfeilern ist ein Großversuch durch Einbau von Maßstäben, Spannungs- und Temperaturmeßdosen im linken Pfeiler der Staustufe Limbach angeordnet. Spannungsoptische Versuche im Laboratorium ergänzen die theoretischen Untersuchungen. Diese Versuche zeigen das Bestreben der Rhein-Main-Donau AG., die Ausführung ihrer Bauten so wirtschaftlich wie möglich zu gestalten. Für die hydraulischen Versuche zur günstigsten Gestaltung der Umläufe wurde die Versuchsanstalt für Wasser-, Erd- und Grundbau in Karlsruhe eingeschaltet, die durch die Anordnung von Zwischenwänden in den Oberhauptumläufen (Bild 15) sehr gute Strömungsverhältnisse erzielte. Der Schiffsverkehr auf dem Main hatte im Jahre 1950 eine Zunahme von fast 40% gegenüber 1949 zu verzeichnen. Insbesondere überschritt zum ersten Male der Verkehr in dem jetzigen Endhafen der Großschiffahrtsstraße, Würzburg, die 1-Mio-t-Grenze.

#### 4. Mosel und Lahn.

An der Mosel lag das Hauptgewicht der Arbeiten auf dem in Zusammenarbeit mit der Elektrizitätswirtschaft unter Inanspruch-

<sup>1)</sup> Bautechn. 27 (1950), Heft 12, S. 369.

<sup>2)</sup> Lageplan s. Bautechn. 25 (1948), Heft 6, S. 143.

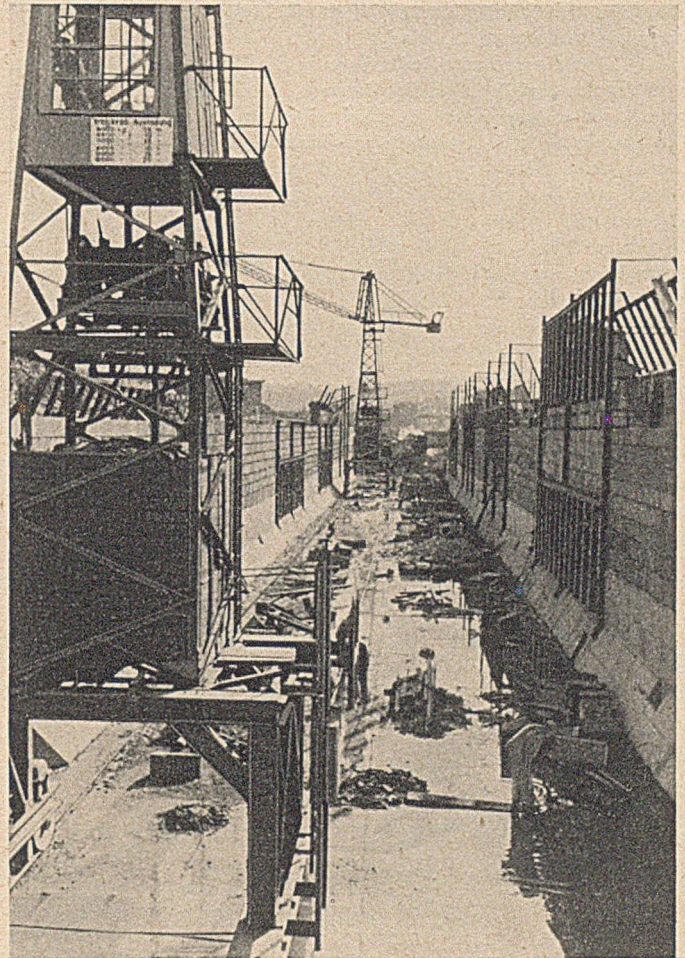


Bild 17. Neubau der Staustufe Koblenz, Schleusenammer vom Oberhaupt aus gesehen.

nahme von ERP-Mitteln durchgeführten Neubau der Staustufe Koblenz (Bild 16). Die 122,5 m lange, 12 m breite, mit Werksteinen aus Basaltlava verblendete Schleuse (Bild 17) ermöglicht in Verbindung mit einem 1,0 km langen, an der Sohle 50 m breiten Unterkanal der Schifffahrt die sichere Überwindung der ehemals gefährlichen Mündungsstrecke der Mosel. Das Oberhaupt der Schleuse erhielt ein neuartiges Drehtor. Die 4 geheberten Kaplansturbinen des in Freiluftbauweise ausgeführten Kraftwerks erzeugen im Jahr bei einer Ausbauwassermenge von 420 m<sup>3</sup>/sec 60 Mio kWh Strom. Die Wehranlage besteht aus 3 je 40 m langen, einseitig angetriebenen Walzen. Für die Kleinschifffahrt wurde eine 18 m lange, 3,5 m breite Kahn-schleuse mit Bootsschleppe vorgesehen. Die Arbeiten wurden so beschleunigt, daß am 6.1.1951 termingemäß gestaut werden konnte. Die Eröffnung des Schifffahrtbetriebes durch die Schleuse steht bevor.

Um die Wehre an der Lahn in einwandfreien Zustand zu bringen, mußten Notverschlüsse beschafft werden. (Schluß folgt.)

## Die Schleuse ohne Wasserverbrauch.

Von Professor Leopold Rothmund, Stuttgart.

(Schluß aus Heft 6.)

### IV. Die Tauchschleuse mit Unterwassertrögen.

Die Bauweise der Tauchschleuse mit Trögen, die im Unterwasser schwimmen und durch Austauchen und Höhenfahrt den Anschluß an die obere Haltung gewinnen (s. Abb. 12 und 13), ergibt sich in einfachster Form durch Fortlassen der Böden der Ballastkammern der in Abb. 1 dargestellten Pendelwassertröge. Eine geringe Schrägstellung der Trogwände ist notwendig, um den zunehmenden Auftrieb der eintauchenden Wände durch den abnehmenden Luftauftrieb auszugleichen. Die Höhe der Luftglocke bestimmt sich aus der Bedingung, daß der Trog in der Oberwasserstellung die ganze Höhe der Schifffahrtstufe überbrücken und dabei die dem Troggewicht ent-

sprechende Wasserverdrängung im Schwimmbecken unverändert erhalten bleiben muß.

Die in Abb. 12 u. 13 dargestellte Ausführungsart kommt in erster Linie in Frage, wenn sich das Trogbecken in dichtem Untergrund herstellen läßt. Bei felsigem Untergrund kann das Trogbecken und sein Inhalt dadurch verkleinert werden, daß man für die Glockenwände und ihre Versteifungen nur Schlüge herstellt. Steht undichter, wenig standfester Untergrund an, so kann der Schiffstrog statt auf die durchlaufende rechteckige Glocke auf mehrere zylindrische Glocken abgesetzt werden, für die nicht Vollschächte — wie für die

lotrechten Schwimmer der Schwimmerhebewerke —, sondern nur Ringschächte herzustellen sind.

Die Tröge dieser Bauweise besitzen in der Unterwasserstellung und während der Trogfahrten die Vorzüge der Oberwassertröge, in der Oberwasserstellung aber die Nachteile der Schwimmerhebewerke: sie müssen auf der Oberwasserseite durch die beweglichen Dichtungsrahmen an die Haltung angeschlossen und durch Riegel an sie angehakt werden. Außerdem besteht die Gefahr, daß während der Schließung eine Wasserstandsänderung im Trog und dadurch Ungleichgewichtskräfte entstehen, die den Trog in Bewegung setzen. Das könnte besonders zu einer Katastrophe führen bei einem Sinken des Troges während der

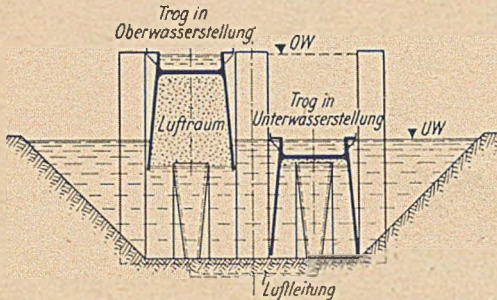


Abb. 12. Tauchschleuse, Bauweise Rothmund. Offener Trog im Unterwasser schwimmend. Querschnitt.

Einfahrt eines Kahns. Um solchen Gefährdungen des Schiffahrtbetriebes zu begegnen, ist auch eine lotrechte Verriegelung des Troges in der Oberwasserstellung notwendig. Eine gute Lösung dafür ist durch Riegel gefunden, die den Wasserstandsänderungen der oberen Haltung selbsttätig folgen, das ganze Betriebsgewicht des

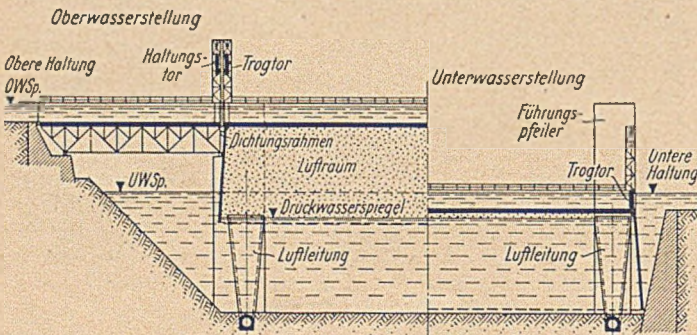


Abb. 13. Tauchschleuse, Bauweise Rothmund. Offener Trog im Unterwasser schwimmend. Längsschnitt.

Troges aufnehmen können und ihn für die Talfahrt wieder freigeben. Gegenüber den Schwimmerhebewerken bleiben die Vorteile:

1. daß diese zusätzlichen Einrichtungen der Verriegelungen und des beweglichen Dichtungsrahmens nur an der oberen Haltung, aber nicht an der unteren erforderlich sind,
2. daß die Tröge während der Fahrten nicht gefesselt sind, daß die verwickelten Spindel- oder Gesperre-Sicherungen in Wegfall kommen und die Tröge mit Ueber- und Untergewicht fahren können,
3. daß das untere Haltungstor und der Anschluß an die Haltung wegfällt und die Tröge frei schwimmend den Änderungen der Unterwasserstände folgen können.
4. Auch die leichte Anpassungsfähigkeit an die Wasserstandsänderungen der Haltungen ist vorhanden: Bei Erhöhung der Stufenhöhe ergänzt man die Luftfüllung der Glocken aus einer Kompressoranlage, bei Erniedrigung läßt man Luft ausblasen. Will man diesen Energieaufwand vermeiden, so benutzt man einen dritten mit den Luftleitungen verbundenen Schwimmer von kleinem Fassungsraum, der die Luft unter der gleichen Spannung hält, wie die Tröge, und durch Luftabgabe oder -aufnahme automatisch die Luftsäule der Tröge der Stufenhöhe angleicht.

Auch die Konstruktion der Tröge ist sehr einfach und wird zweckmäßig in Stahl ausgeführt; dabei ist durch Versteifungen den Windkräften Rechnung zu tragen, die durch die bei allen Hebewerken üblichen Längs- und Querführungen auf die Führungspfeiler übertragen werden.

Wie die Schwimmerhebewerke sind auch die austauschenden Tröge der Tauchschleuse nicht geeignet, das Landschaftsbild zu verbessern, und stehen auch in dieser Beziehung hinter den untertauchenden zurück.

In wirtschaftlicher Hinsicht ist nach den bisherigen Kostenvergleichen zu erwarten, daß auch die austauschenden Tröge in ihrer einfachen Bauweise verhältnismäßig geringe Baukosten erfordern. V. Ist ein neues Schiffshebewerk notwendig?

Diese Frage wird von Ministerialrat Plarre in seiner Abhandlung in der Bautechnik über „Fortschritte im Kanal-Schleusen- und Hebewerkbau“<sup>4)</sup> kurzerhand verneint mit der Begründung, daß die bisher gebauten Hebewerke im Betrieb allen Erwartungen entsprechen und man keinen Anlaß habe, sich mit neueren Vorschlägen, z. B. der Rothmundschen Tauchschleuse, die keine Vorteile und nur geringere Sicherheit aufweisen, zu befassen.

Diese Auffassung hat sich als irrig erwiesen und dürfte durch die vorstehenden, wenn auch noch unvollständigen Ausführungen bezüglich der Tauchschleuse überzeugend widerlegt sein. Von Mangel an Vorteilen und Sicherheit kann hier in Wirklichkeit nicht gesprochen werden. Mit der Tauchschleuse ist vielmehr im Gegensatz zu den bisherigen maschinellen und Schwimmer-Hebewerken das Wasserhaubeberwerk in Vorschlag gebracht, das die natürliche Fortentwicklung der Schleusen mit Wasserverbrauch darstellt und die drei großen Nachteile der bisher gebauten Hebewerke vermeidet: ihre künstliche Sicherung und verwickelte Bauweise, ihre Fesselung und Abnutzung im Betrieb und ihre zu hohen Baukosten. Wie ganz anders würde überdies das Landschaftsbild und wieviel natürlicher und schöner die Wasserstraße z. B. an der Stufe Niederfinow aussehen, wenn man die Kähne mit dem Tauchtrog in der oberen Haltung untertauchen und durch eine kurze Tunnelausfahrt in der unteren wieder zum Vorschein kommen ließe! Und für höchstens zwei Drittel der Baukosten von 27,5 Millionen Mark hätte man statt des einfachen Aufzugs ein doppeltes Hebewerk.

Die gestellte Frage muß aber nicht bloß von der Seite der Eignung her, sondern auch vom Bedürfnis aus beantwortet werden, wozu ein kurzer Rückblick auf die Entwicklung des Baues der Wasserstraßen in Deutschland und ein Ausblick auf die für eine nähere und fernere Zukunft in Aussicht genommenen Erweiterungen des bestehenden Wasserstraßennetzes notwendig ist.

Ein eindrucksvolles und zugleich richtungweisendes Bild von den großen Fortschritten, die der Bau und Betrieb der Wasserstraßen im Wandel der Zeiten gemacht hat, gibt die vergleichende Darstellung der Längenschnitte des Finow- und Hohenzollernkanals (Abb. 14), die beide in zeitlich großem Abstand, aber im gleichen Gebiet und zum gleichen Zweck gebaut sind, nämlich zur Verbindung der Havel bzw. der Spree und Elbe mit der Oder<sup>5)</sup>.

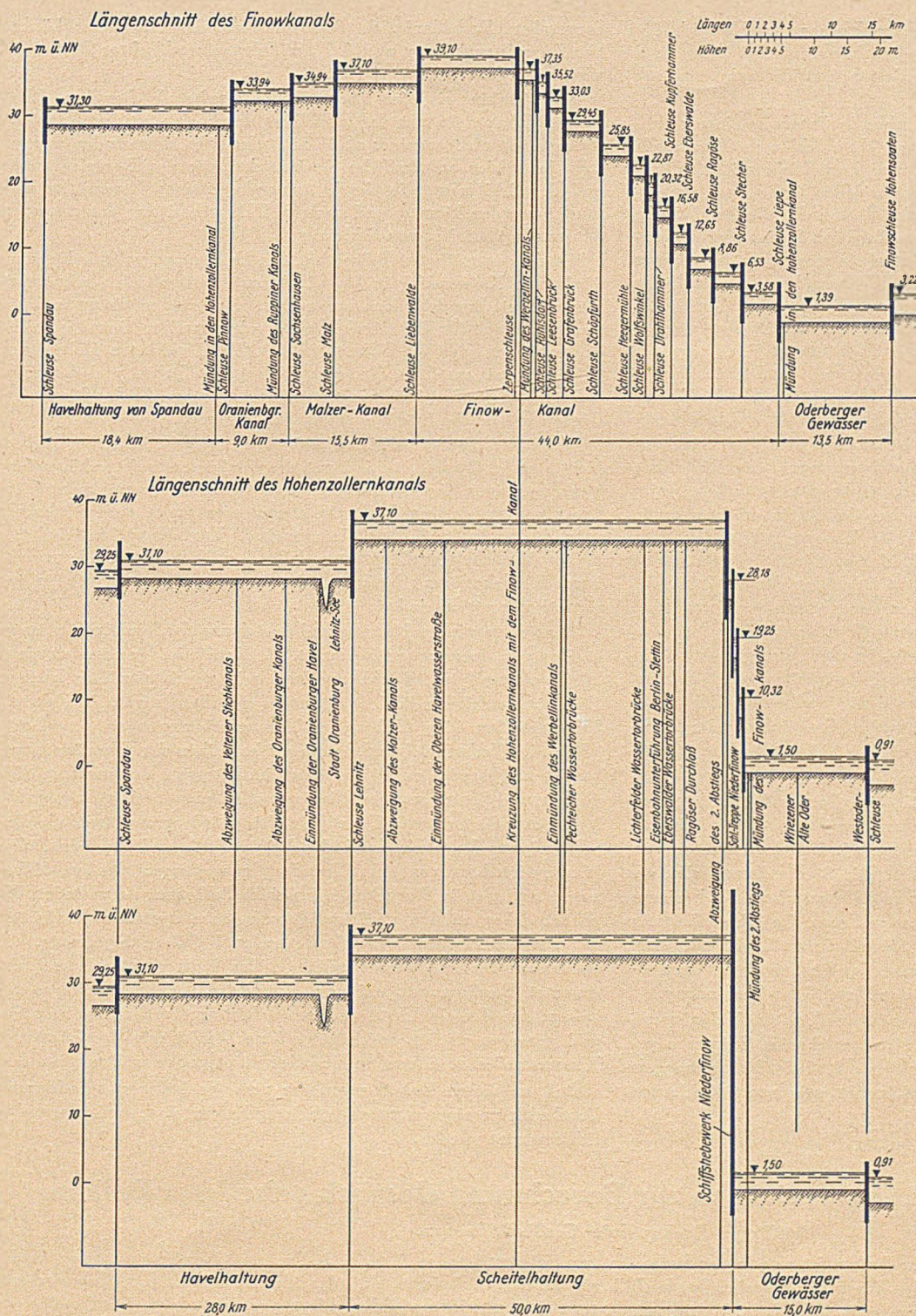
Abgesehen davon, daß der Hohenzollernkanal mit wesentlich größeren Abmessungen als der Finowkanal für Schiffe von 600—700 t Tragfähigkeit gebaut ist, ist im Vergleich zwischen beiden die neue Form der Kanaltreppe besonders bemerkenswert. An die Stelle der ersten drei Stufen auf der Havelseite ist eine einzige getreten. Die Scheitelhaltung ist um eine Stufe tiefer gelegt und in vorbildlicher Weise auf dem Höhenzug zwischen Havel und Oder so weit als möglich bis gegen den Höhenrand verlängert, um dort durch eine Schleusentreppe, bestehend aus 4 Sparschleusen von je 9 m Höhe mit Zwischenhaltungen, die Oderebene zu gewinnen. An Stelle von 19 Stufen, die die Schifffahrt auf dem Finowkanal zwischen Berlin und Stettin zu überwinden hat, weist der Hohenzollernkanal nur noch deren vier auf, wovon der erste Abstieg allerdings noch aus vier Schleusen besteht. Die letzte Vervollkommnung dieser Wasserstraße bildet die Ueberwindung des 36 m hohen zweiten Abstiegs in einer einzigen Stufe durch das Hebewerk Niederfinow.

Der Weg der Entwicklung und des technischen Fortschritts auf dem Gebiet der Wasserstraßen mit dem gleichen Endziel läßt sich auch am Beispiel des Mittellandkanals aufzeigen. Für den Aufstieg zur Scheitelhaltung wurden nach dem ersten Weltkrieg jenseits Hannover bei Anderten 2 Schleppzugschleusen von je 225 m Länge erstellt, mit deren Stufenhöhe man an die normale Grenze für Schleusen von 15 m heranging. Jede Schleuse ist mit 5 stockwerkartig übereinander angeordneten Sparbeckenpaaren ausgerüstet, mit denen theoretisch eine Ersparnis an Schleusungswasser von 75% erzielt wird. Zum Zurückpumpen der übrigen 25% ist außerdem ein ansehnliches Pumpwerk mit der Schleusenanlage verbunden. Man geht wohl nicht fehl mit der Behauptung, daß diese Schifffahrtstufe

<sup>4)</sup> Bautechn. 22 (1944), Heft 15/18, S. 67/68.

<sup>5)</sup> Das Schiffshebewerk Niederfinow. Sonderdruck aus „Die Bautechnik“ sowie der Beilage „Der Stahlbau“ 1927 bis 1935. Berlin 1935, Wilh. Ernst & Sohn.





doppelten Hebewerks bei Hohenwarte von gleicher Konstruktion, dessen Bau aber während des Krieges steckengeblieben und heute noch nicht beendet ist.

Hier liegt also das eindeutige Ergebnis vor, daß in Großschiffahrtstraßen, für die Schleusungswasser nicht zur Verfügung steht, selbst bei Stufenhöhen, die mit Kammer Schleusen noch beherrscht werden könnten, das Schiffshebewerk überlegen ist.

Noch viel ungünstiger für die Anwendung von Schleusen liegen aber die Verhältnisse bei den geplanten Schiffahrtstraßen, mit denen das deutsche Wasserstraßennetz in einer näheren oder fernerer Zukunft im Süden ergänzt und eine Verbindung der Donau und des Bodensees mit dem nord- und mitteldeutschen Wasserstraßennetz hergestellt werden soll, und zwar vom Rhein über den Main und Neckar, von der Weser über die Werra und den Main und von der Elbe und Oder durch Verbindungskanäle, die bei Wien und Preßburg in die Donau münden sollen.

Die Verhältnisse sind deshalb viel ungünstiger als bei den bisher im Betrieb befindlichen Kanälen, weil wesentlich größere Höhenunterschiede zu überwinden sind. So liegt die Scheitelhaltung des Main-Donau-Kanals auf dem Fränkischen Jura 176 m über dem Main bei Bamberg und 68 m über der Donau bei Kehlheim. Der Aufstieg des Neckar-Donau-Kanals<sup>6)</sup> von Plochingen auf die Alb ist 330 m hoch, der Abstieg zur Donau bei Ulm 120 m, beim Donau-Bodensee-Kanal<sup>6)</sup> sind im Aufstieg 110 m, auf dem Abstieg 175 m Höhenunterschied zu überwinden.

Hier begegnet man der widerspruchsvollen Aufgabe, daß man Stufen von großer Höhe anordnen muß, wenn die Zahl der Stufen und Haltungen nicht zu hoch ausfallen soll, und daß man auf den Höhenzügen so gut wie kein Wasser zur natürlichen Speisung der Kanäle vorfindet. Hier kommen also praktisch nur Hebewerke in Frage. Beim Main-Donau-Kanal

bei dem völligen Mangel an Schleusungswasser schon für ein Hebewerk reif gewesen wäre, daß ein doppeltes Schwimmerhebewerk mit waagerechten Schwimmern — wie es von der Firma Grün & Bilfinger in Vorschlag gebracht war — keine größeren Baukosten erfordert und zum mindesten den ständigen Betriebskostenaufwand für das Zurückpumpen des aufgewendeten Schleusungswassers erspart hätte.

Als es sich dann darum handelte, die Abstiegsbauwerke für die maximal nur 18,5 m hohen Stufen vom Mittellandkanal nach der Elbe nördlich Magdeburg bei Rothensee und nach dem Ihlekanal jenseits der Elbe bei Hohenwarte zu planen, stellte man vergleichende Kostenberechnungen für Sparbeckenschleusen mit 70% Wasserersparnis und für Hebewerke an, die zugunsten der Hebewerke ausfielen. So kam es zum Bau des Hebewerks Rothensee, das am 30. Oktober 1938 dem Betrieb übergeben wurde, und eines

sucht man sich allerdings dadurch zu helfen, daß man doppelte Schleppzugschleusen von 225 m Länge baut, die im Verbundbetrieb arbeiten sollen, so daß bei Kreuzungen jede ein 50<sup>0/0</sup>iges Sparbecken für die andere bildet. Das verbrauchte Schleusungswasser will man neuerdings dadurch beschaffen, daß man das Wasser aus der Altmühl von Stufe zu Stufe bis in die Scheitelhaltung hochpumpt<sup>7)</sup>. Abgesehen davon, daß dieser ständige Aufwand an Pumparbeit das Unternehmen von vornherein in seiner Wirtschaftlichkeit stark beeinträchtigt, muß im Hinblick auf den Hochstand unserer Wasserwirtschaft gesagt werden, daß dieser Weg gar nicht mehr gangbar erscheint. Der verantwortungsbewußte Wasserwirtschaftler kann nicht ernst genug

<sup>6)</sup> nach Entwurf des Verfassers.

<sup>7)</sup> A. Kaspar, Die Rhein-Main-Donau-Wasserstraße. Wasserwirtschaft, Oktober 1948, Heft 1, S. 2—6.

darauf hinweisen, daß alles verfügbare Wasser ausschließlich für die Wasser- und Energieversorgung vorbehalten und demgemäß jeder vermeidbare oder ersetzbare Wasser- und Energieverbrauch vermieden werden sollte.

Läge also beim Main-Donau-Kanal schon im Interesse einer gesunden Wasserwirtschaft Grund genug vor, statt Schleusen Hebewerke anzuwenden, so würde ein Versuch, eine neue Linie mit möglichst hohen Hebewerksstufen zu finden, unzweifelhaft sehr rasch zur Erkenntnis führen, daß die Ersparnis der Kosten für die Beschaffung des Schleusungswassers und die niedere Zahl von Stufen und Haltungen des Scheitelkanals dem Unternehmen ein wesentlich günstigeres Aussehen hinsichtlich seiner Wirtschaftlichkeit gäben. Voraussetzung ist allerdings, daß ein dafür geeignetes Hebewerk zur Verfügung steht. Daß man dem Plan, den Fränkischen Jura mit Hebewerken zu überschreiten, nicht nähergetreten ist, läßt sich wohl nicht anders erklären, als daß man die Schwierigkeiten und Kosten des Baues und Betriebes der bisherigen Hebewerke nicht in Kauf nehmen wollte, um dafür die Einfachheit des Schleusenbetriebes zu opfern.

Außer den betrachteten Beispielen ist auch aus den Wasserstraßenplänen des Auslands noch eine Reihe anderer anzuführen, bei denen mit Vorteil Hebewerks- statt Schleusenstufen angewendet wurden:

a) Nach dem „Entwurf für den Ausbau der Rheinschiffahrtstraße Basel—Bodensee“ des Eidgen. Amtes für Wasserwirtschaft in Bern (Mitteilungen Nr. 35) sind auf schweizerischem Gebiet für die Stufen Schaffhausen, Rheinfall und Rheinau 4 Schleusen (davon 2 für die Schleusentreppe mit Zwischenhaltungen der Rheinfallstufe von 26 m Höhe) mit einer Gesamthöhe von rund 47 m vorgesehen. Die Zusammenfassung dieser 4 Schleusenstufen in einer einzigen durch ein Hebewerk, die, wenn auch mit einigen Schwierigkeiten, möglich wäre, würde eine Großtat der Ingenieurbaukunst von hohem Rang darstellen und wahrscheinlich unter erheblichen Ersparnissen der Hochrheinschiffahrt für alle Zeiten einen unermesslichen Dienst erweisen.

b) Im Zuge der Rhein-Aare-Rhone-Mittelmeer-Wasserstraße ist zur Verbindung des Neuenburger mit dem Genfer See nach einem früheren Plan<sup>5)</sup> der Abstieg des sogenannten Transhelvetischen Kanals zum Genfer See entlang der Venoge mit 5 Schleusenstufen von insgesamt rund 70 m Höhe vorgesehen. Die Studienkommission erwägt aber bereits auch den Abstieg mit Hebewerken. Nach einem Vorschlag des Verfassers kommt sogar in Frage, die Scheitelhaltung auf der Höhe bis zum Abhang bei Morges fortzuführen und dort mit einer einzigen Hebewerkstufe zum Genfer See abzustiegen — eine sehr bemerkenswerte Parallele zur Havel-Oder-Verbindung.

c) Im Zuge der Rhone-Kanalisation ist das Kraftwerk Génissiat<sup>6)</sup> erstellt, dessen Gefälle von 60 bis 69 m durch eine Talsperre gewonnen wird. Für die Ueberwindung dieser Stufe ist bisher mangels eines geeigneten Hebewerks eine Schleusentreppe von 3 Schleusen

<sup>5)</sup> Schweiz. Bauztg. 66 (1948), Heft 8, S. 103—107.

<sup>6)</sup> Schweiz. Bauztg. 66 (1948), Heft 7, S. 91—97.

## Ein einfaches Näherungsverfahren zur Berechnung elastisch gebetteter Balken.

Von Baurat Dr.-Ing. Heinz Graßhoff, Bremen.

Die Berechnung elastisch gebetteter Balken ist eine in der Bodenmechanik bisher noch nicht befriedigend gelöste Aufgabe. Das noch meistens gebräuchliche, von Zimmermann<sup>1)</sup> entwickelte „klassische Bettungszifferverfahren“ besitzt wohl eine streng mathematische Lösung und ist auch mit Hilfe der von Pasternak<sup>2)</sup> und Magnel<sup>3)</sup> aufgestellten Zahlen- und Kurventafeln außerordentlich einfach in der Anwendung, jedoch ist die grundlegende Annahme einer unter der ganzen Sohle konstanten Bettungsziffer mit der Wirklichkeit nicht übereinstimmend. Hieraus ergab sich, daß den wirtschaftlich denkenden Bauingenieur auf Grund neuerer grundbaulicher Erfahrungen und bodenmechanischer Erkenntnisse das klassische Bettungszifferverfahren nicht mehr befriedigen konnte. Die Fehler des Verfahrens und ihre nachteiligen Auswirkungen sind bereits mehrfach im Schrift-

vorgesehen. Es bedarf nicht des Hinweises, daß mit dieser Lösung der Energiegewinnung und der Schifffahrt ein schlechter Dienst erwiesen würde.

d) Weiterhin wird im Rhonetal die Kraftstufe Donzère—Mondragon gebaut, die von der Schifffahrt durch eine einzige Kammer-schleuse von nicht weniger als 25 m Stufenhöhe überwunden werden soll. Auch hier empfindliche Beeinträchtigung des Energiegewinns und der Schifffahrt, die durch Anwendung eines Hebewerks vermieden werden könnte, und zugleich Ueberschreitung des gesunden Anwendungsbereichs von Schleusen.

Mit den angeführten Beispielen, die keineswegs vollständig sind, dürfte die Notwendigkeit, bei künftigen Wasserstraßen mit Hebewerken statt mit Schleusen vorzugehen, genügend erwiesen und die Bedürfnisfrage für Hebewerke bejaht sein. Darüber hinaus ist nicht zu verkennen, daß die bisher in Deutschland gebauten Hebewerke keinen Anreiz zu ihrer Nachahmung gegeben haben und daß man überall, wo die Notwendigkeit geradezu unausweichlich schien, vermieden hat, solche in die Planung aufzunehmen.

Damit ist aber auch erwiesen, daß der Fortschritt im Hebewerkbau nicht bloß in „baukünstlerischen“, die Baukosten meist erhöhenden, Verbesserungen der Schwimmer- und Drahtseilhebewerke und im Ersatz der schwierigen Mutterbackengesperre durch andere weniger verwickelte und auch nur ein „gewisses Ungleichgewicht“ beherrschende bestehen darf, sondern daß diese „bewährten“ Bauweisen durch einfachere und billigere, für die Anwendung im großen geeignete zu ersetzen sind.

Wir stehen mit der Planung und Gestaltung der künftigen Wasserstraßen vor einem neuen Abschnitt. Die Kanäle in der norddeutschen Tiefebene und in Mitteleuropa mit verhältnismäßig kleinen Höhenunterschieden sind größtenteils gebaut. Es gilt, in Zukunft Wasserstraßen über Höhenzüge hinwegzuführen oder, dem Fortschritt der Technik folgend, beträchtliche Höhen der Kanalisierungsstufen zu überwinden. Hierbei muß im Interesse der wirtschaftlich günstigsten Gestaltung der Wasserstraßen nicht zum wenigsten in bezug auf die mehr und mehr in den Vordergrund tretende Beschleunigung des Verkehrs und Schiffsumlaufs und einer gesunden Wasserwirtschaft von dem Grundsatz ausgegangen werden, Hebewerke und nur in Ausnahmefällen noch Schleusen anzuwenden. Es gehört daher zu den vordringlich verantwortungsvollen Aufgaben der mit der Planung von Wasserstraßen befaßten Ingenieure, die Ruhepause bis zur Wiederaufnahme des Wasserstraßenbaues zum erneuten Studium von weiteren Bauweisen der Hebewerke auszunutzen, um die einfachste und beste Lösung für diese so wichtige und geradezu unentbehrlich gewordene Einrichtung der künftigen Wasserstraßen zu finden, an Modellen zu erproben und zu gestalten.

Daß zu diesen Bemühungen die vom Verfasser vorgeschlagene Tauchsleuse einen wertvollen Beitrag liefern wird, darf zuversichtlich erwartet werden.

tum erörtert worden<sup>4), 5), 6), 7)</sup>. Loos und Breth<sup>8)</sup> zeigten an durchgerechneten Beispielen, daß das klassische Bettungszifferverfahren sowohl zu unwirtschaftlichen Lösungen als auch zu falschen Sicherheiten führen kann. Die Bettungsziffer ist, abgesehen von ganz wenigen, zufälligen Ausnahmen, unter einem Grundkörper immer veränderlich. Sie wird von zahlreichen Eigenschaften des Fundamentes und des Baugrundes, deren gegenseitige Wechselwirkung noch nicht in allen Fällen klar erkannt ist, beeinflußt. Die folgerichtige Weiterentwicklung des klassischen Bettungszifferverfahrens scheiterte daran, daß mit einer veränderlichen Bettungsziffer die exakte Lösung der grundlegenden Differentialgleichung der elastischen Linie einen

<sup>4)</sup> S c h e i d i g, Die Berechnungsgrundlagen durchgehender Fundamente und die neuere Baugrunderforschung. Bautechn. 9 (1931), Heft 19 u. 20, S. 275 u. 284.

<sup>5)</sup> F r ö h l i c h, Die Bemessung von Flachgründungen aus Eisenbeton und die neuere Baugrunderforschung. B. u. E. 34 (1935), Heft 12, S. 189.

<sup>6)</sup> v. T e r z a g h i, Bodenpressung und Bettungsziffer. Österr. Bauztg. 1932, Heft 25 (mit umfangreichem Literaturverzeichnis).

<sup>7)</sup> O h d e, Die Berechnung der Sohldruckverteilung unter Gründungskörpern. Bauingenieur 23 (1942), Heft 14 u. 16, S. 99 u. 122.

<sup>8)</sup> L o o s u. B r e t h, Die Berechnung elastisch gebetteter Balken und Platten. Bautechnische Hefte der Bau- und Ingenieurschule Bremen, Reihe VI, Heft 3. Bremen-Horn 1948, Walter Dorn GmbH.

<sup>1)</sup> Z i m m e r m a n n, Die Berechnung des Eisenbahnoberbaues, 2. Aufl. Berlin 1930, Wilh. Ernst & Sohn.

<sup>2)</sup> P a s t e r n a k, Die baustatische Theorie biegeester Balken und Platten auf elastischer Bettung. B. u. E. 25 (1926), Heft 9 u. 10, S. 163 u. 178.

<sup>3)</sup> M a g n e l, Le calcul des poutres sur terrain élastique. Techn. d. Trav. 1938, Heft 6.

außerordentlich umfangreichen mathematischen Aufwand erfordern würde bzw. in vielen Fällen überhaupt nicht möglich ist. Hinzu kommt die Schwierigkeit, die eine richtige Ermittlung der Veränderlichkeit der Bettungsziffer, oder schon eine genügend genaue Abschätzung, bereitet.

Die Versuche, auf einem grundsätzlich anderen Wege, zumindest für den elastisch-isotropen Halbraum, zu brauchbaren Näherungslösungen zu kommen<sup>7), 9)</sup>, haben z. T. nicht zu überwindende Schwierigkeiten gezeigt. Schon für den genannten Idealfall ergaben sich zwangsläufig unvermeidliche Ungenauigkeiten bzw. sehr aufwendige Bestimmungsgleichungen, weshalb sich diese Verfahren noch nicht in der Entwurfspraxis durchsetzen konnten.

Eine erfolgversprechende Weiterarbeit auf dem Wege des klassischen Bettungszifferverfahrens schien möglich, nachdem Levinton<sup>10)</sup> hierfür neuerdings eine einfache Näherungslösung nach einem der Differenzrechnung ähnlichen Verfahren bekanntgegeben hat, die die willkommene Möglichkeit bot, ohne Schwierigkeiten und Mehraufwand an Rechenarbeit eine beliebig veränderliche Bettungsziffer in die Rechnung einzuführen. Levinton selbst rechnet noch mit einer konstanten Bettungsziffer.

Im folgenden soll zunächst das Levintonsche Verfahren kurz erläutert werden:

Bild 1a stellt einen elastischen Balken von endlicher Länge  $l$  mit einer beliebig veränderlichen Last  $q$  auf einer nachgiebigen Unterlage dar. Da die Breite eines Grundbalkens im Verhältnis zu seiner Länge meistens sehr klein ist, soll er vereinfachend als ebenes Problem behandelt werden. Die Kurve  $B-B$  bedeutet die zunächst noch unbekannte Sohlspannungsverteilung unter dem Balken. Wird dieser nun z. B. in drei gleiche Abschnitte von der Länge  $a$  unterteilt, so kann angenähert die Sohlspannungskurve durch einen geknickten Linienzug mit den Ordinaten  $p_1$  bis  $p_4$  ersetzt werden. Die jetzt durch gerade Teilstrecken begrenzte Sohlspannungsfläche setzt sich aus 6 Spannungsdreiecken zusammen (Bild 1a). Der Fundamentbalken kann nunmehr als ein im Gleichgewicht befindlicher einfacher Träger auf 2 Stützen mit nachgiebigen Endauflagern angesehen werden, der einerseits von der beliebigen Last  $q$  und andererseits von den 6 Sohlspannungsdreiecken belastet wird.

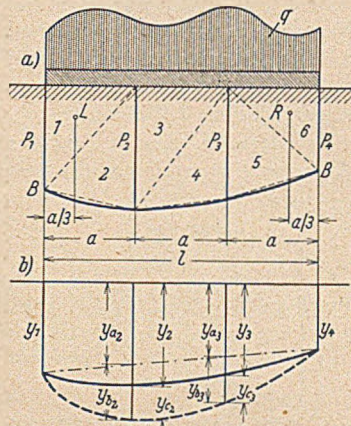


Bild 1.

Zur Berechnung der gesuchten 4 Sohlspannungsordinaten  $p_1$  bis  $p_4$  stehen zunächst zwei Gleichgewichtsgleichungen ( $\sum M = 0$ ;  $\sum V = 0$ ) zur Verfügung. Die Gleichung  $\sum H = 0$  entfällt, da bei den folgenden Ableitungen nur lotrechte Lasten vorausgesetzt werden sollen. Zweckmäßig wird zweimal die Momentengleichung angesetzt, und zwar jeweils um den Schwerpunkt des linken ( $L$ ) und rechten ( $R$ ) Sohlspannungsdreieckes (Bild 1a).

Zur Berechnung der gesuchten 4 Sohlspannungsordinaten  $p_1$  bis  $p_4$  stehen zunächst zwei Gleichgewichtsgleichungen ( $\sum M = 0$ ;  $\sum V = 0$ ) zur Verfügung. Die Gleichung  $\sum H = 0$  entfällt, da bei den folgenden Ableitungen nur lotrechte Lasten vorausgesetzt werden sollen. Zweckmäßig wird zweimal die Momentengleichung angesetzt, und zwar jeweils um den Schwerpunkt des linken ( $L$ ) und rechten ( $R$ ) Sohlspannungsdreieckes (Bild 1a).

$$M_L - \frac{p_2 a}{2} \cdot \frac{a}{3} - \frac{p_2 a}{2} \cdot a - \frac{p_3 a}{2} \cdot \frac{4}{3} \cdot a - \frac{p_3 a}{2} \cdot 2a - \frac{p_4 a}{2} \cdot \frac{7}{3} \cdot a = 0$$

$$M_L - \frac{a^2}{6} (p_2 + 3p_2) - \frac{a^2}{6} (4p_3 + 6p_3) - \frac{a^2}{6} \cdot 7p_4 = 0$$

$$4p_2 + 10p_3 + 7p_4 = \frac{6M_L}{a^2} \dots (1)$$

$M_L$  = statisches Moment der gegebenen, beliebigen Last um den Schwerpunkt  $L$ .

Sinngemäß leitet sich die Momentengleichung um den Schwerpunkt  $R$  ab:

$$7p_1 + 10p_2 + 4p_3 = -\frac{6M_R}{a^2} \dots (2)$$

$M_R$  = statisches Moment der gegebenen, beliebigen Last um den Schwerpunkt  $R$ .

<sup>7)</sup> H a b e l, Näherungsberednung des auf dem elastisch-isotropen Halbraum aufliegenden elastischen Balkens. Bauingenieur 19 (1938), Heft 5, S. 76.

<sup>9)</sup> L e v i n t o n, Elastic foundations analyzed by the method of redundant reactions. Proceedings 1947, Heft 12, S. 1529.

Die übrigen zwei Bestimmungsgleichungen für die gesuchten Sohlspannungsordinaten müssen aus den Formänderungen des Balkens und des Untergrundes abgeleitet werden. Die Bettungsziffer  $c$  ist definiert als das Verhältnis zwischen der Bodenpressung  $p$  und der Einsenkung  $y$  an jeder Stelle der Fundamentsohle, wobei nach der Voraussetzung des klassischen Bettungszifferverfahrens  $c$  unter dem ganzen Fundament als konstant zu betrachten ist:

$$y = \frac{p}{c}; p = cy \dots (3)$$

$p$  = Bodenpressung ( $\text{kg/cm}^2$ );  $y$  = Einsenkung ( $\text{cm}$ );  
 $c$  = Bettungsziffer ( $\text{kg/cm}^3$ ).

Die Einsenkung  $y_2$  im ersten Drittelpunkt (Bild 1 b) entsteht aus der Überlagerung folgender Teilwerte:

- Einsenkung  $y_{a_2}$  des zunächst starr angenommenen Balkens in den nachgiebigen Untergrund,
- Durchbiegung  $y_{b_2}$  des elastischen Balkens auf zwei unnachgiebig gedachten Endauflagern infolge der angreifenden beliebigen Last  $q$ ,
- entgegengesetzte Durchbiegung  $y_{c_2}$  — unter denselben Voraussetzungen wie unter b) — infolge der Belastung durch die gesamte Sohlspannung.

$$y_2 = y_{a_2} + y_{b_2} - y_{c_2} \dots (4)$$

Die Einsenkung  $y_{a_2}$  wird zweckmäßig durch die Einsenkungen  $y_1$  und  $y_4$  an den Balkenenden ausgedrückt:

$$y_{a_2} = \frac{1}{3} \cdot y_4 + \frac{2}{3} \cdot y_1 = \frac{1}{3} \cdot \frac{1}{c} \cdot p_4 + \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{c} \cdot p_1 \dots (5)$$

Die Durchbiegung  $y_{b_2}$  kann für die häufigsten Belastungsfälle aus Handbüchern entnommen werden.

Die entgegengesetzte Durchbiegung  $y_{c_2}$  infolge der gesamten Sohlspannung ergibt sich aus der Superposition der Teildurchbiegungen infolge der einzelnen 6 Sohlspannungsdreiecke. Die Teildurchbiegung  $y_{2,1}$  infolge des 1. Dreieckes ist z. B. (Bild 2):

$$y_{2,1} = \frac{94 a^4}{1080 EJ} \cdot p_1 \dots (6)$$

$E$  = Elastizitätszahl des Balkenbaustoffes  
 $J$  = Trägheitsmoment des Balkens.

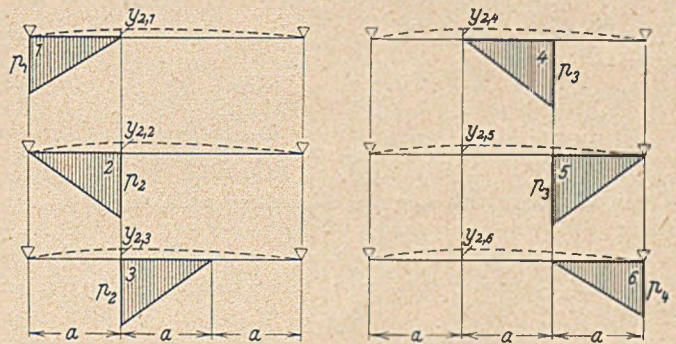


Bild 2.

Die Teildurchbiegungen infolge der übrigen Sohlspannungsdreiecke errechnen sich wie folgt:

$$2. \text{ Dreieck: } y_{2,2} = \frac{176 a^4}{1080 EJ} \cdot p_2 \dots (7)$$

$$3. \text{ Dreieck: } y_{2,3} = \frac{253 a^4}{1080 EJ} \cdot p_2 \dots (8)$$

$$4. \text{ Dreieck: } y_{2,4} = \frac{242 a^4}{1080 EJ} \cdot p_3 \dots (9)$$

$$5. \text{ Dreieck: } y_{2,5} = \frac{148 a^4}{1080 EJ} \cdot p_3 \dots (10)$$

$$6. \text{ Dreieck: } y_{2,6} = \frac{77 a^4}{1080 EJ} \cdot p_4 \dots (11)$$

Die gesamte Durchbiegung  $y_{c_2}$  ist demnach:

$$y_{c_2} = \frac{94 a^4}{1080 EJ} \cdot p_1 + \frac{429 a^4}{1080 EJ} \cdot p_2 + \frac{390 a^4}{1080 EJ} \cdot p_3 + \frac{77 a^4}{1080 EJ} \cdot p_4 \dots (12)$$

Nach Gleichung [4] kann nun die Einsenkung  $y_2$  im ersten Drittelpunkt wie folgt angeschrieben werden:

$$y_2 = \frac{1}{3} \cdot \frac{1}{c} \cdot p_1 + \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{c} \cdot p_1 + y_{b_2} - \frac{94 a^4}{1080 EJ} \cdot p_1 - \frac{429 a^4}{1080 EJ} \cdot p_2 - \frac{390 a^4}{1080 EJ} \cdot p_3 - \frac{77 a^4}{1080 EJ} \cdot p_4 = \frac{1}{c} \cdot p_2 \quad (13).$$

Als vereinfachender Faktor soll eingeführt werden:

$$N = \frac{1080 EJ}{a^4} \dots \dots \dots (14).$$

Damit geht die Gleichung [13] in folgende einfache Form über:

$$\left(94 - \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{c} \cdot N\right) p_1 + \left(429 + \frac{1}{c} \cdot N\right) p_2 + 390 p_3 + \left(77 - \frac{1}{3} \cdot \frac{1}{c} \cdot N\right) p_4 = N y_{b_2} \dots \dots (15).$$

Durch entsprechende Überlegungen findet man für den zweiten Drittelpunkt eine ähnliche Gleichung:

$$\left(77 - \frac{1}{3} \cdot \frac{1}{c} \cdot N\right) p_1 + 390 p_2 + \left(429 + \frac{1}{c} \cdot N\right) p_3 + \left(94 - \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{c} \cdot N\right) p_4 = N y_{b_3} \dots \dots (16).$$

Aus den vorstehenden 4 linearen Bestimmungsgleichungen [1, 2, 15, 16] errechnen sich verhältnismäßig einfach die unbekanntes Sohlspannungsordinaten  $p_1$  bis  $p_4$ . Für viele praktische Fälle wird die errechnete Sohlspannungsverteilung bei Unterteilung des Balkens in drei gleiche Abschnitte genügend genau sein.

Die Berechnung vereinfacht sich wesentlich, wenn die Belastung symmetrisch angreift. Es wird dann:

$$p_1 = p_4; \quad p_2 = p_3; \quad y_{b_2} = y_{b_3},$$

so daß sich die 4 Bestimmungsgleichungen auf 2 ermäßigen.

Zweckmäßig wird für den Symmetriefall die Gleichgewichtsgleichung  $\Sigma V = 0$  angewandt:

$$2 \cdot \frac{p_1 a}{2} + 4 \cdot \frac{p_2 a}{2} = \Sigma P$$

$$p_1 + 2 p_2 = \frac{\Sigma P}{a} \dots \dots \dots (17)$$

$\Sigma P$  = Summe der symmetrisch angreifenden Last auf dem gesamten Balken.

Die Formänderungsgleichung [13] geht in folgende einfache Form über:

$$y_2 = \frac{1}{c} \cdot p_1 + y_{b_2} - \frac{94 a^4}{1080 EJ} \cdot p_1 - \frac{429 a^4}{1080 EJ} \cdot p_2 - \frac{390 a^4}{1080 EJ} \cdot p_2 - \frac{77 a^4}{1080 EJ} \cdot p_1 = \frac{1}{c} \cdot p_2 \quad (18).$$

Nach Einführung des neuen vereinfachenden Faktors

$$N = \frac{120 EJ}{a^4} \dots \dots \dots (19)$$

sieht die 2. Bestimmungsgleichung für symmetrische Belastung wie folgt aus:

$$\left(19 - \frac{1}{c} \cdot N\right) p_1 + \left(91 + \frac{1}{c} \cdot N\right) p_2 = N y_{b_2} \dots \dots (20).$$

Für etwas genauere Berechnungen seien nachstehend die Bestimmungsgleichungen für symmetrische Belastung bei Unterteilung des Balkens in 5 und — ergänzend zu Levinton — in 7 gleiche Abschnitte angeführt. Ihre Ableitung erfolgt sinngemäß wie oben.

Unterteilung in 5 gleiche Abschnitte:

$$a = \frac{l}{5}; \quad N = \frac{120 EJ}{a^4}$$

$$p_1 + 2 p_2 + 2 p_3 = \frac{\Sigma P}{a} \dots \dots \dots (21)$$

$$\left(39 - \frac{1}{c} \cdot N\right) p_1 + \left(211 + \frac{1}{c} \cdot N\right) p_2 + 330 p_3 = N y_{b_2} \quad (22)$$

$$\left(59 - \frac{1}{c} \cdot N\right) p_1 + 330 p_2 + \left(541 + \frac{1}{c} \cdot N\right) p_3 = N y_{b_3} \quad (23)$$

Unterteilung in 7 gleiche Abschnitte:

$$a = \frac{l}{7}; \quad N = \frac{2520 EJ}{a^4} \dots \dots \dots (24)$$

$$p_1 + 2 p_2 + 2 p_3 + 2 p_4 = \frac{\Sigma P}{a} \dots \dots \dots (25)$$

$$\left(1239 - \frac{1}{c} \cdot N\right) p_1 + \left(6951 + \frac{1}{c} \cdot N\right) p_2 + 11970 p_3 + 14490 p_4 = N y_{b_2} \dots \dots (26)$$

$$\left(2079 - \frac{1}{c} \cdot N\right) p_1 + 11970 p_2 + \left(21441 + \frac{1}{c} \cdot N\right) p_3 + 26460 p_4 = N y_{b_3} \quad (27)$$

$$\left(2499 - \frac{1}{c} \cdot N\right) p_1 + 14490 p_2 + 26460 p_3 + \left(33411 + \frac{1}{c} \cdot N\right) p_4 = N y_{b_4} \dots \dots (28).$$

Man wird sich überhaupt auf Bestimmungsgleichungen für symmetrische Belastung beschränken können, weil jede beliebige Balkenbelastung in einen symmetrischen und einen antisymmetrischen Anteil zerlegt werden kann und sich für den letzteren sinngemäß ähnlich einfache Gleichungen ergeben wie für die symmetrische Belastung. Diese Möglichkeit hat Levinton noch nicht ausgenutzt, so daß er für Unterteilung des Balkens in 5 und 10 gleiche Abschnitte ein System von 6 bzw. 11 Bestimmungsgleichungen erhält, dessen Anwendung in der Praxis zu umständlich und fehlerempfindlich ist. Wenn sich bei Aufteilung in einen symmetrischen und antisymmetrischen Belastungszustand jede Sohlspannungsordinate erst durch Überlagerung zweier Werte errechnet, so ist es doch noch einfacher und zudem genauer — z. B. bei Unterteilung des Balkens in 7 gleiche Abschnitte —, zweimal ein System mit 4 Gleichungen aufzulösen als einmal ein entsprechendes mit 8 Gleichungen.

Im folgenden seien in Ergänzung zu Levinton die Bestimmungsgleichungen für antisymmetrische Belastung abgeleitet:

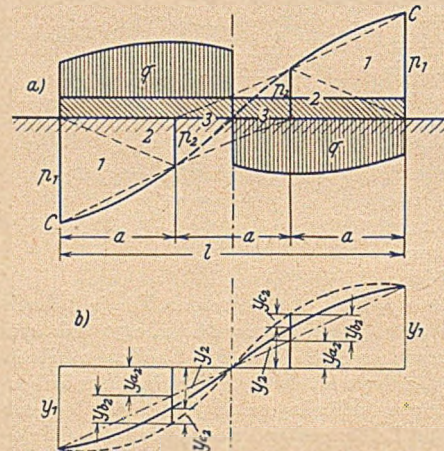


Bild 3a und 3b.

Bild 3 stellt einen antisymmetrisch belasteten Balken auf einer nachgiebigen Unterlage dar. Die antisymmetrische Kurve C-C, die die zunächst noch unbekanntes Sohlspannung darstellt, kann auch hier nach Unterteilung des Balkens in 3 gleiche Abschnitte  $a$  näherungsweise durch einen geknickten Linienzug ersetzt werden. Die Spannungsordinaten  $p_1$  und  $p_2$  auf der linken und rechten Balkenhälfte sind entsprechend gleich groß, jedoch mit umgekehrtem Vorzeichen.

Daß sich für diesen rein theoretischen Belastungsfall Zugspannungen zwischen Balken und Baugrund ergeben, braucht in der Regel zu keinen Bedenken zu führen, weil gleichzeitig ja immer der symmetrische Belastungszustand wirkt und nach Überlagerung tatsächlich überall nur Druckspannungen herrschen.

Aus der Anwendung der Gleichgewichtsgleichung  $\Sigma M = 0$  um die Balkenmitte folgt:

$$M_A = 2 \left( \frac{p_1 a}{2} \cdot \frac{7}{6} \cdot a + \frac{p_2 a}{2} \cdot \frac{5}{6} \cdot a + \frac{p_2 a}{2 \cdot 2} \cdot \frac{2}{6} \cdot a \right)$$

$$7 p_1 + 6 p_2 = - \frac{6 M_A}{a^2} \dots \dots \dots (29)$$

$M_A$  = Moment der antisymmetrisch angreifenden, gegebenen Last um die Balkenmitte.

Entsprechend der Gleichung [4] ergibt sich sinngemäß eine Gleichung für die Durchbiegung  $y_2$  im Drittelpunkt des antisymmetrisch belasteten Balkens (Bild 3b).

$$y_2 = y_{a_2} + y_{b_2} - y_{c_2}$$

$$y_{a_2} = \frac{1}{3} \cdot y_1 = \frac{1}{3} \cdot \frac{1}{c} \cdot p_1$$

$y_{b_2}$  ist die Durchbiegung in den Drittelpunkten des an beiden Enden unnachgiebig unterstützt gedachten Balkens von der Länge  $l$  infolge der antisymmetrischen Last oder — anschaulicher — die Durchbiegung

des halben Balkens (1/2) an der Stelle  $p_2$  infolge der Last auf einer Balkenhälfte.

$$y_{c_2} = y_{2,1} + y_{2,2} + y_{2,3} - y_{2,4} - y_{2,5} - y_{2,6} =$$

$$= \frac{94 a^4}{1080 EJ} \cdot p_1 + \frac{176 a^4}{1080 EJ} \cdot p_2 + \frac{253 a^4}{1080 EJ} \cdot p_2 -$$

$$- \frac{242 a^4}{1080 EJ} \cdot p_2 - \frac{148 a^4}{1080 EJ} \cdot p_2 - \frac{77 a^4}{1080 EJ} \cdot p_1 =$$

$$= \frac{17 a^4}{1080 EJ} \cdot p_1 + \frac{39 a^4}{1080 EJ} \cdot p_2 \cdot$$

$$y_2 = \frac{1}{3} \cdot \frac{1}{c} \cdot p_1 + y_{b_2} - \frac{17 a^4}{1080 EJ} \cdot p_1 - \frac{39 a^4}{1080 EJ} \cdot p_2 = \frac{1}{c} \cdot p_2$$

$$N = \frac{1080 EJ}{a^4}$$

$$\left(17 - \frac{1}{3} \cdot \frac{1}{c} \cdot N\right) p_1 + \left(39 + \frac{1}{c} \cdot N\right) p_2 = N y_{b_2} \quad (30)$$

Die Bestimmungsgleichungen für antisymmetrische Belastung bei Unterteilung des Balkens in 5 bzw. 7 gleiche Abschnitte sehen wie folgt aus: Unterteilung in 5 Abschnitte:

$$a = \frac{l}{5}; \quad N = \frac{600 EJ}{a^4} \quad (31)$$

$$13 p_1 + 18 p_2 + 6 p_3 = - \frac{6 M_A}{a^2} \quad (32)$$

$$\left(37 - \frac{3}{5} \cdot \frac{1}{c} \cdot N\right) p_1 + \left(155 + \frac{1}{c} \cdot N\right) p_2 + 90 p_3 = N y_{b_3} \quad (33)$$

$$\left(19 - \frac{1}{5} \cdot \frac{1}{c} \cdot N\right) p_1 + 90 p_2 + \left(65 + \frac{1}{c} \cdot N\right) p_3 = N y_{b_3} \quad (34)$$

Unterteilung in 7 Abschnitte:

$$a = \frac{l}{7}; \quad N = \frac{2520 EJ}{a^4} \quad (35)$$

$$19 p_1 + 30 p_2 + 18 p_3 + 6 p_4 = - \frac{6 M_A}{a^2} \quad (36)$$

$$\left(285 - \frac{5}{7} \cdot \frac{1}{c} \cdot N\right) p_1 + \left(1371 + \frac{1}{c} \cdot N\right) p_2 +$$

$$+ 1530 p_3 + 630 p_4 = N y_{b_4} \quad (37)$$

$$\left(291 - \frac{3}{7} \cdot \frac{1}{c} \cdot N\right) p_1 + 1530 p_2 +$$

$$+ \left(2001 + \frac{1}{c} \cdot N\right) p_3 + 900 p_4 = N y_{b_4} \quad (38)$$

$$\left(117 - \frac{1}{7} \cdot \frac{1}{c} \cdot N\right) p_1 + 630 p_2 + 900 p_3 +$$

$$+ \left(471 + \frac{1}{c} \cdot N\right) p_4 = N y_{b_4} \quad (39)$$

Die Genauigkeit des vorstehend erläuterten Verfahrens hängt — neben der ausreichenden Unterteilung des Balkens in gleiche Abschnitte — von der Möglichkeit ab, die Veränderlichkeit der Bettungsziffer für jeden Einzelfall hinreichend genau zu bestimmen. Eine wesentliche Rolle spielen hierbei u. a. die möglicherweise unterschiedlichen Elastizitätszahlen des Untergrundes, deren Bestimmung aber im Laboratorium durchweg keine Schwierigkeiten bereiten wird. (Schluß folgt.)

## Vermischtes

### Ministerialrat Paxmann 75 Jahre.

Ministerialrat i. R. W a l t h e r P a x m a n n vollendet am 4. Juli 1951 das 75. Lebensjahr. Er kann auf ein arbeits- und erfolgreiches Leben im Dienste an den Wasserstraßen und deren Verkehr zurückblicken und gehört zu den Männern, die der seit der Jahrhundertwende vorwärtigen Entwicklung des deutschen Wasserbaues das Gepräge gegeben haben.

Erweiterung des Ruhrorter Hafens, Nordsee (Husum), Elbstrombauverwaltung und Bau der Döberiger Heerstraße bezeichnen die Stationen, die Paxmann als Regierungsbauführer und Regierungsbauemeister durchlief, um frühzeitig als Hilfsarbeiter in das damalige preußische Ministerium der öffentlichen Arbeiten, und zwar in das bedeutende Rheinreferat, berufen zu werden. Am Weltkrieg nahm er als Hauptmann der Eisenbahntrouppen teil. Nach dem Kriege hat er an der Erweiterung des Ihle-Plauerkanals gearbeitet, zunächst als Vorstand des Neubauamtes Burg bei Magdeburg und dann als Dezernent bei der Verwaltung der Märkischen Wasserstraßen in Potsdam. 1922 wurde er als Referent für die westdeutschen Kanäle in das Reichsverkehrsministerium berufen, wo er nahezu zwei Jahrzehnte lang Ausgestaltung und Betrieb dieses wichtigen und verkehrsreichen Teiles des deutschen Wasserstraßennetzes betreut und maßgebend beeinflußt hat. In dieser Zeit erfuhren die westdeutschen Kanäle eine bedeutende Erweiterung durch Ausbau des Dortmund-Ems-Kanals, Bau des Lippeseitenkanals und des Küstenkanals. Dem entsprach die Ausweitung des staatlichen Schleppbetriebes, der ebenfalls seiner Obhut anvertraut war.

In der Gesamtanlage dieser Kanäle und der Durchbildung ihrer Bauwerke sind vielfach neue Formen und Bauweisen entwickelt worden mit dem Ziele, die Leistung der Anlagen und die Sicherheit des Verkehrs zu steigern. Die grundlegenden Gedanken dazu hat Paxmann in mehreren damals in Fachzeitschriften erschienenen Veröffentlichungen über wirtschaftliche und verkehrstechnische Begründung des Ausbaues des Dortmund-Ems-Kanals, über Entwurf von Schleusenanlagen und Wasserstraßen usw. niedergelegt. Auch in dem von ihm verfaßten Abschnitt „Binnenverkehrswasserbau“ in Schleiders Taschenbuch für Bauingenieure sind sie zur Geltung gebracht. Stets ging es ihm um das Herausarbeiten der großen übergeordneten Gesichtspunkte, um die Erfahrungen der Vergangenheit für die Arbeit der Zukunft nutzbar zu machen<sup>1)</sup>. Die Bedeutung seiner Arbeiten hat ihre Anerkennung gefunden durch die Ernennung zum ordentlichen Mitglied der Akademie des Bauwesens.

Neben und im Zuge der Arbeit für den Wasserbau ließ sich Paxmann die Sorge um den Wasserbauer und die Ausbildung des Nachwuchses für den Wasserbau besonders angelegen sein. Sie fand

ihren Niederschlag in Veröffentlichungen wie „Was ist Wasserbau?“<sup>2)</sup>, „Der werdende Wasserbauer“<sup>3)</sup> u. a. Darin sind auch seine Erfahrungen als Mitglied des Technischen Oberprüfungsamtes und nicht zuletzt als Personalreferent, wozu er neben seinem Referat für die westdeutschen Kanäle durch das Vertrauen in seine besonderen menschlichen Eigenschaften bestellt worden war, niedergelegt.

Auch im Ruhestand ist sein Interesse für den Wasserbau und den Wasserbauer und deren Aufgaben in größeren Zusammenhängen wachgeblieben. Im Rückblick auf das Geleistete hat er seine Erfahrungen niedergelegt in veröffentlichten Aufsätzen und Schriften, wie „Erfahrungen eines Wasserbauers“<sup>4)</sup>, „Lebendiges Grün im Wasserbau“<sup>5)</sup> und durch die Herausgabe der 2. Auflage des für Aufsichtsbeamte der Deutschen Wasserbau- und Wasserstraßenverwaltungen bestimmten Buches „Der Wasserbau an den Binnenwasserstraßen“ von Mylius und Isphording<sup>5)</sup>.

Den klug abwägenden Ingenieur und Baubeamten und den lebenswürdigen, feinen Menschen Paxmann grüßen an seinem Geburtstag alle, die in einer großen Zeit des deutschen Wasserbaues ein Stück Weges mit ihm gehen durften. Ihr Wunsch ist, daß er — umhert nach seiner Familie — von seinem Ruhesitz Königswinter aus noch viele Jahre in körperlicher und geistiger Frische die Weiterentwicklung seiner Wasserstraßen — zum Kernstück eines hoffentlich in absehbarer Zeit sich gestaltenden größeren europäischen Wasserstraßennetzes — verfolgen kann. D.

<sup>1)</sup> Bautechn. 13 (1935), Heft 30, S. 403.

<sup>2)</sup> Bautechnik-Archiv, Heft 2, Berlin 1948, Wilh. Ernst & Sohn.

<sup>3)</sup> Berlin 1949, Wilh. Ernst & Sohn.

<sup>4)</sup> Berlin 1950, Wilh. Ernst & Sohn.

### Hans Hertlein 70 Jahre.

Am 2. Juli 1951 vollendete der Baudirektor der Siemens-Werke und ordentliche Professor an der Technischen Universität Berlin-Charlottenburg, Dr.-Ing. E. h. H a n s H e r t l e i n, in voller Tätigkeit sein 70. Lebensjahr.

In Regensburg geboren, ist er als bayrischer Regierungsbaumeister für die Staatlichen Berg- und Hüttenwerke Amberg von 1909 bis 1911 als Entwurfsarchitekt tätig gewesen, nachdem er vorher für die Städte München und Dresden gearbeitet hatte. Seit 1912 ist er mit der Bauabteilung der Siemenswerke verbunden, wo er in kurzen Abständen Bevollmächtigter, Prokurist, Baudirektor und schließlich Generalbevollmächtigter wurde. Selten stand ein Architekt vor so gewaltigen und vielgestaltigen Aufgaben wie Hans Hertlein: Verwaltungsgebäude, Wohn-, Siedlungs- und Wohlfahrtsbauten, Kirchen, städtebauliche Aufgaben, Grünanlagen und Sportplätze, Erholungsstätten und Krankenhäuser, vor allem aber die Industriebauten, Laboratorien, Institutsgebäude und Werkgebäude der Elektro-Industrie,

<sup>1)</sup> Vgl. P a x m a n n, Allgemeine Gesichtspunkte für das Entwerfen von Binnen-schiffschleusen. Bautechn. 10 (1932), Heft 26, S. 315. — P a x m a n n, Flußbau in Theorie und Praxis. Bautechn. 17 (1939), Heft 30, S. 421. — P a x m a n n, Leitgedanken zum Wasserbau. Berlin 1947, Wilh. Ernst & Sohn.



die naturgemäß den Schwerpunkt seines Schaffens bilden. Von der sachlichen Aufgabenstellung des Industriehauses her hat Hertlein das architektonische Schaffen unserer Generation weitgehend befruchtet, seine ständige Zusammenarbeit mit den Ingenieuren aller Sparten hat nicht nur nach der ästhetischen Seite hin stilbildend gewirkt, sondern geradezu ein Musterbeispiel für die Arbeit eines work-teams gegeben. Der Umfang der Bautätigkeit von Hertlein wuchs mit dem Aufsteigen der Siemens-Werke. Die Liste seiner Bauten würde mehrere

Spalten füllen! Jeder, der in Berlin war, kennt die Hochhäuser von Siemensstadt. Aber auch in Spandau, Gartenfeld, in Zehlendorf (Telefunken), in Berlin-Lichtenberg (SAM), in Charlottenburg (Zwietusch) usw. zeigen große Industrierwerke die architektonische Handschrift von Hans Hertlein.

Die vielen Siemenschhäuser in Essen, Dresden, Arnstadt, Nürnberg, Wien, Speyer, Hannover, ferner den Haag, Budapest, Bukarest und Buenos Aires tragen unverkennbar das Gepräge der Hertlein-Bauten. Nach dem zweiten Weltkriege hat er große Neubauten der Siemens-Werke in Karlsruhe-Knielingen, Erlangen, Mülheim/Ruhr, Nürnberg u. a. in Arbeit und mit modernsten ingenieurtechnischen Erkenntnissen und Methoden durchgeführt. Die ehemalige Preußische Akademie der Künste ernannte Hertlein 1930 zu ihrem Mitgliede, die ehemalige Akademie der Bildenden Künste zu ihrem Ehrenmitgliede, die Technische Hochschule Hannover verlieh ihm 1931 die Würde eines Dr.-Ing. E. h.

Über diese umfangreiche Tätigkeit hinaus ist er seit April 1946 ordentlicher Professor für Baukonstruktionen, Industrie- und Entwurf an der Technischen Universität Berlin-Charlottenburg — ein Mann von wahrlich gewaltiger Arbeitskraft und von seltener schöpferischer Begabung! Wir wünschen, daß er noch viele Jahre den Siemens-Werken und der Technischen Universität seine unermüdlige Schaffenskraft widmen wird.

B i c k e n b a c h.

#### Professor Dr.-Ing. Erwin Neumann 70 Jahre.

Professor Dr.-Ing. Erwin Neumann vollendet am 21. Juli 1951 in bester Gesundheit und größter Rüstigkeit sein 70. Lebensjahr. Der hochverehrte Jubilar darf außerdem in diesem Jahre auf eine dreißigjährige Lehrtätigkeit als Hochschullehrer und auf eine fünfundzwanzigjährige Amtstätigkeit an der Technischen Hochschule Stuttgart zurückblicken. Ein dreifaches Jubiläum gibt Anlaß genug, einen Augenblick rückschauend stehen zu bleiben, um den Ablauf des Lebens noch einmal sinnend an sich vorüberziehen zu lassen. Vor allem werden sich seine Schüler der Technischen Hochschulen Braunschweig (5 Jahre) und Stuttgart (25 Jahre) für die Marksteine im Leben ihres Lehrers und Meisters interessieren.

In seiner Vaterstadt Berlin empfing der Schüler und Student seine Grundausbildung. Nach der erfolgreichen Ablegung der Diplomhauptprüfung an der Technischen Hochschule Charlottenburg (1905) erlebte der junge Regierungsbauführer seine Lehr- und Wanderjahre in dem fernen Osten unseres Vaterlandes, unter anderem als Assistent am Lehrstuhl für Eisenbahn- und Verkehrswesen der Technischen Hochschule Danzig. Nach der erfolgreichen Ablegung der Hauptstaatsprüfung (1908) in seiner Vaterstadt wurde der junge Regierungsbaumeister in das Hauptbauamt für den Bau des Hohenzollernkanals berufen und mit dem Entwurf, der Berechnung und Ausführung von etwa 40 Stahlbrücken betraut. Nach dreijähriger Tätigkeit verließ er den Staatsdienst und folgte einer Berufung als Stadtbaumeister bei dem Tiefbauamt der Stadt Charlottenburg. Dieser Schritt war entscheidend für die weitere Entwicklung seiner technischen Laufbahn. Das damals schnell aufstrebende kaiserliche Charlottenburg hatte Bauaufgaben auf dem Gebiete des Straßen- und Verkehrswesens durchzuführen. Um seine Aufgaben auf diesem Zweige des kommunalen Ingenieurwesens besser lösen zu können, wurde dem jungen Stadtbaumeister eine Studienreise nach den Vereinigten Staaten von Nordamerika gewährt (1912). Städtebau, Straßenbau und das städtische Verkehrswesen wurden auf dieser ersten Reise, der noch drei weitere folgen sollten, einem sehr eingehenden Studium unterworfen.

Während des ersten Weltkrieges wurde ihm außer der Leitung des Straßenbauamtes beim Tiefbauamt der Stadt Charlottenburg auch die Leitung der Ämter für Straßenreinigung und Müllabfuhr einschließlich des städtischen Fuhrparkes sowie des Baues von dem Stadt- und Ringbahnhof Witleben übertragen. Trotz dieser Arbeit fand der strebsame und unermüdlisch Schaffende noch Zeit für die Ausarbeitung seiner Dissertation (1917).

Im Sommer 1921 wurde dann Dr. Neumann an die Technische Hochschule Braunschweig als Ordinarius auf den neugegründeten Lehrstuhl für Straßenbau und Stadtbauwesen berufen. Die ersten 5 Jahre seiner nunmehr 30jährigen Tätigkeit als Hochschullehrer auf diesem noch verhältnismäßig jungen Zweige des Bauingenieurwesens verbrachte er in der Stadt Heinrichs des Löwen, um dann im Jahre 1926 dem Ruf der Technischen Hochschule Stuttgart Folge zu leisten, der er in aufopfernder Treue bis auf den heutigen Tag seine Arbeitskraft, sein Wissen und seine Erfahrung zur Verfügung stellte.

Während seiner Tätigkeit als Hochschullehrer widmete Professor Dr. Neumann seine Hauptkraft der Straßenbauaufsicht im allgemeinen und der des bituminösen Deckenbaues im besonderen. Der große Wert der erzielten Forschungsergebnisse wurde durch die Verleihung mit dem Preis der belgischen Regierung auf dem VII. internationalen Straßenbaukongreß in München (1934) international anerkannt.

Die Einladungen zu dem internationalen Kongreß für Städtebau und Landesplanung in den Vereinigten Staaten (1925), zum VI. internationalen Straßenbaukongreß in den Vereinigten Staaten (1930) und zur III. Weltkraftkonferenz (1936) beweisen den großen internationalen Ruf, den Professor Dr. Neumann als Vertreter seines Lehrgebietes Straßenbau und Stadtbauwesen in ausländischen Fachkreisen genießt.

Wir würden jedoch dem Schaffen von Professor Erwin Neumann nicht gerecht, wenn wir nur den Straßenbau hervorheben würden. Seine vielseitige Ausbildung und Tätigkeit innerhalb einer großen Stadtverwaltung legten auch den Grundstein zu einer fruchtbaren Tätigkeit auf dem Gebiete des allgemeinen Städtebaues. Seine städtebaulichen Gutachten für die Städte Herne in Westfalen (1925) sowie Remscheid und Barmen (1927) waren so wertvoll, daß ihn die Deutsche Akademie für Städtebau und Landesplanung im Sommer 1928 als ordentliches Mitglied berief.

Wir alle beglückwünschen den Jubilar auf das herzlichste und verbinden damit den Wunsch, daß er noch recht lange auf seinen Spezialgebieten zum Wohle aller arbeiten kann.

P ö p e l.

#### Deutscher Beton-Verein E. V., 48. Hauptversammlung.

Der Deutsche Beton-Verein hat seine diesjährige Hauptversammlung am 11. und 12. April wieder in Wiesbaden abgehalten, sie war wieder von über 1000 Teilnehmern besucht. Nach der Mitgliederversammlung eröffnete der Vereinsvorsitzende, Dr.-Ing. Minetti, die Vortragsveranstaltung, indem er die Gäste und Mitglieder begrüßte, unter ihnen besonders die Professoren Wedler, Disinger und Graf, deren hohe Verdienste um den deutschen Betonbau er hervorhob. Ehrend gedachte er der im letzten Jahre verschiedenen Vereinsmitglieder und würdigte besonders die Bedeutung von Emil Mörsch, dem Altmeister des Stahlbetonbaues, der Ende Dezember vorigen Jahres gestorben ist. Die ihm zu Ehren im Jahre 1938 gestiftete Denkmünze, die seinen Namen trägt und alljährlich einmal verliehen wird, überreichte er Professor Dr.-Ing. Kleinlogel, dem langjährigen Schriftleiter von „Beton- und Stahlbetonbau“ (früher Beton und Eisen), der als Verfasser zahlreicher, im In- und Auslande weit verbreiteter Werke über Stahlbeton und durch tätige Anteilnahme an allen im Schrifttum behandelten Fragen sich hohe Verdienste um die Verbreitung und wissenschaftliche Durchdringung der Bauweise erworben hat.

Anschließend an einen Rückblick über das vergangene Jahr, das für die Mitglieder im großen und ganzen geschäftlich nicht sehr erfolgreich gewesen sei („Viel Steine gab's und wenig Brot“), wies der Vorsitzende auf einzelne Punkte hin, die für die Weiterentwicklung des Betonbaues wichtig seien. So sei die Forschung über die Eigenschaften des Betons, besonders über den Abbinde- und Erhärtungsvorgang, im Auslande durch den Übergang von chemischen zu mehr physikalischen Untersuchungen zu bemerkenswerten Erfolgen gekommen, die deutsche Forschung würde diesen Weg ebenfalls gehen müssen. Weiter müsse man sich mehr als bisher mit der Verwendung von ungesacktem Zement befreunden, da dadurch die Baukosten gesenkt werden. Vor allem in den Großstädten könne in dieser Hinsicht durch den Einsatz von besonderen, mit Förderpumpen ausgerüsteten Wagen viel geschehen. Weiter seien im Wohnungsbau die Verwendung von Betondecken an Stelle der Holzdecken zu fördern, im Straßenbau die Betonstraße, die sich trotz vereinzelter gegenteiliger Urteile hervorragend bewährt habe, und für alle Betonbauten die vorgespannten Bauwerke. Die Bauindustrie sei — besonders im Bereich des Tiefbaues und des Ingenieurbauwesens — nach den schweren Verlusten durch Krieg und Währungsinstellung in den letzten Jahren durch unzureichende Beschäftigung (obwohl sie nur einen Bruchteil ihrer früheren Leistungsfähigkeit wieder erreicht habe), durch die stark gedrückten Preise und die Steigerung besonders der Baustoffkosten im Verhältnis zur Gesamtwirtschaft wirtschaftlich sehr geschwächt. Es sei nicht mehr möglich, bei den Ausschreibungen ihr die Mehrkosten zuzuweisen, die aus von ihr nicht verschuldeter Stei-

gerung der Löhne und Baustoffpreise nach der Zuschlagserteilung entstehen. Andererseits müsse allerdings von den anbietenden Unternehmern verlangt werden, daß sie ihr Angebot auf einwandfreier Preisberechnung aufbauen.

Den ersten Fachvortrag hielt Abteilungspräsident Klett der Bundesbahndirektion Stuttgart über die „Spannbetonbrücke der Bundesbahn über den Neckarkanal in Heilbronn“. Die sechsgleisige Brücke besteht aus einer über 5 Öffnungen durchlaufenden Hohlplatte, die in der Längsrichtung mit Litzen St 180 (Bauweise Baur-Leonhardt) und in der Querrichtung mit Stäben St 90 (Bauweise Finsterwalder) vorgespannt ist.

Professor Dr.-Ing. G a e d e sprach dann über „Die Bestimmung der Festigkeit des Betons“. Der Deutsche Ausschuß für Stahlbeton hat Versuche mit dem von dem Vortragenden vorgeschlagenen „Kugelschlagverfahren“ durchführen lassen, bei dem ein Federhammer oder ein Pendelhammer auf der Oberfläche des Betons Eindrücke erzeugt, aus deren Form auf die Betonfestigkeit geschlossen wird. Das Verfahren ermöglicht im Gegensatz zu den Güteprüfungen mit Probewürfeln, die nur wenige Stichproben gestatten, eine große Zahl von Versuchen, die in ihrer Summe, wie die Versuchsreihen zeigen, zuverlässige Werte ergeben.

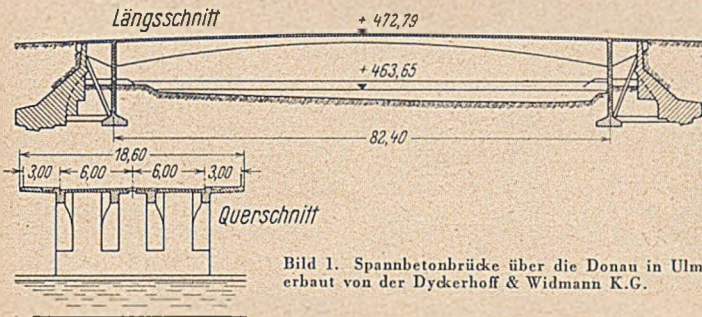


Bild 1. Spannbetonbrücke über die Donau in Ulm, erbaut von der Dyckerhoff & Widmann K.G.

Am Nachmittage berichtete Dipl.-Ing. S p a n i e r, Direktor der Zweigniederlassung München der Philipp Holzmann A.G., über „Die Inn-Kraftstufe Neuötting“. Die Staustufe ist die siebente der bisher an der deutschen und deutsch-österreichischen Innstrecke ausgebauten Wasserkraftanlagen. Mit ihrer vollen Inbetriebnahme im Juli dieses Jahres wird die Innwerk A. G. über eine eingebaute Leistung von 332 000 kW mit einer mittleren Jahreserzeugung von 2,05 Milliarden Kilowattstunden und damit über 45% der in 17 Staustufen ausbaufähigen Gesamtleistung verfügen. Der Vortragende besprach die wasserwirtschaftlichen Verhältnisse des Innraumes, die technische Gestaltung der Anlage Neuötting und erläuterte anhand zahlreicher Lichtbilder besonders die Baustelleneinrichtung und die Durchführung der Betonierungsarbeiten. Das Wehr hat 5 Öffnungen von je 18 m Weite, die mit Rollschützen mit aufgesetzter Klappe verschlossen werden. Im Krafthausteil sind drei Kaplansturbinen mit zusammen 420 m<sup>3</sup>/sk Wasseraufnahme und darüber auf gleicher Welle drei Drehstromgeneratoren angeordnet. Die Kraftanlage ist in Freiluftbauweise angeordnet, die jetzt bei den Innwerken üblich ist. Bei 7 m mittlerem Gefälle ist die Jahreserzeugung 150 Millionen Kilowattstunden<sup>1)</sup>.

Anschließend schilderte Zivilingenieur H ä g g b o m, Stockholm, einige „Ingenieurbauten in Schweden“. Er zeigte die Entwicklung der Gleitschalung in Schweden an dem Beispiel eines hohen Betonturmes und eines größeren Wohnhauses. Bei letzterem haben sich für das Heben der Schalung Wasserdruckpressen mit gemeinsamem Antrieb bewährt. Weiter beschrieb er den Bau der 264 m weit gespannten Stahlbetonbogenbrücke über den Angermanelf in Sandö (Angermanland) und die dabei über das Schwinden und Kriechen des Betons gemachten Beobachtungen.

Über die nach dem Kriege in den italienischen Ostalpen gebauten Wasserkraftwerke der Società Adriatica di Elettricità in Venedig sprach der Direktor der Gesellschaft, Dr.-Ing. D i B r a i. Er beschrieb besonders die beiden Staumauern für die Kraftwerke, nämlich die Bogenstaumauer oberhalb Ampezzo im Lumiei-Fluß, einem Nebenfluß des Tagliamento, und die Gewichtstaumauer Pieve di Cadore im Piave-Tal. Der Bau der Lumiei-Talsperre ist in dieser Zeitschrift bereits beschrieben<sup>2)</sup>. Die Piave-Sperre<sup>3)</sup> hat bei rund 400 m Gesamtlänge der Krone etwa 55 m Höhe, über dem Einschnitt des Flusses am westlichen Ende aber eine größte Höhe von 112 m bei einer Betonmenge von 378 000 m<sup>3</sup>.

Am Abend dieses ersten Tages vereinten einige frohe Stunden geselligen Beisammenseins die Teilnehmer und ihre Damen in den

Sälen des Kurfürstlichen Schlosses in Mainz. Am folgenden Tage eröffnete die Reihe der Vortragenden Dr.-Ing. E. h. F i n s t e r w a l d e r, München, persönlich haftender Gesellschafter der Dyckerhoff & Widmann K.G., mit dem Vortrage „Spannbeton mit St 90 — Charakteristik der Bauart und der Ausführungen“. Dr. Finsterwalder hat — im Gegensatz zu der von Freyssinet in Frankreich verwendeten Bewehrung mit Drähten hoher Festigkeit — die Bewehrung mit Rundstahl durch Verwendung des Stahles Sigma 60/90 zur Weiterentwicklung des Spannbetons benutzt. Die Dyckerhoff & Widmann K.G. hat eine große Zahl von Brücken mit diesem vorgespannten Stahl ausgeführt, die sämtlich zwischen den beiden Hauptträgern eine auch quer vorgespannte Fahrbahnplatte ohne besondere Querträger aufweisen. Der Stahl Sigma 60/90 wird vom Hüttenwerk Rheinhausen A.G. hergestellt. Die 26 mm dicken Stangen erhalten an den Enden aufgerollte Gewinde und werden mit nur 20 kg wiegenden Pressen gespannt. Unter den im Lichtbild gezeigten Brücken waren die bedeutendsten die 82 m weit gespannte, ohne Gelenke ausgeführte Donaubrücke in Ulm (Bild 1 u. 2) und die im freien Vorbau hergestellte 62 m weit gespannte Lahnbrücke in Balduinstein.

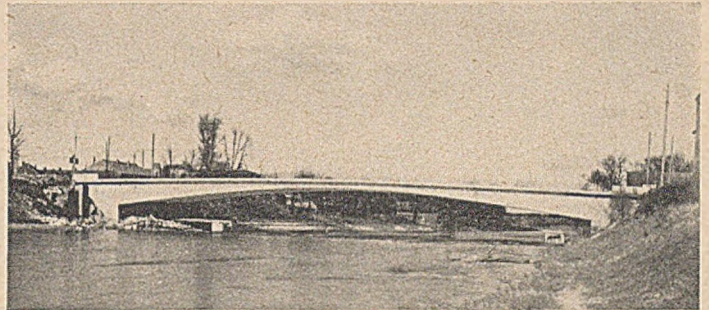


Bild 2. Spannbetonbrücke über die Donau in Ulm, erbaut von der Dyckerhoff & Widmann K.G.

Es folgte ein Vortrag des Abteilungspräsidenten im Eisenbahn-Zentralamt Minden, Dr.-Ing. Hermann M e i e r, über „Die Betonschwelle der Deutschen Bundesbahn“ (Bild 3). Die jahrelangen Versuche der Bundesbahn haben zu einer Lösung geführt, die wirtschaftlich ist und sich bewährt hat. Die Schwelle wird fabrikmäßig in bestem Beton hergestellt, nach dreimonatiger Erhärtung wird die Vorspannung eingeleitet. Nachspannen zum Ausgleich der Kriechverluste ist möglich. Die Schwelle wird mit Kränen verlegt und mit besonderer Sorgfalt unterstopft, die Schiene wird einwandfrei befestigt. Es scheint, daß die Spannbetonschwelle die Stahl- und die Holzschwelle weitgehend verdrängen wird.

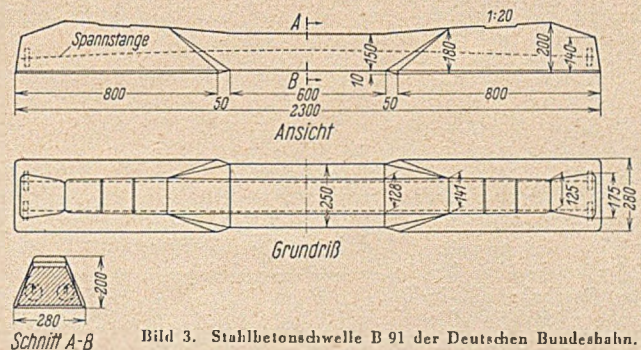


Bild 3. Stahlbetonschwelle B 91 der Deutschen Bundesbahn.

Über „Die Wasserkraftanlagen der Rhein-Main-Donau A.G.“ sprach der Direktor der Gesellschaft, Dr.-Ing. F u c h s, München. Er schilderte in erster Linie die Kraftwerke am Main und zeigte im einzelnen die Entwicklung der Turbinen und ihren Einfluß auf die Gestaltung der Ein- und Ausläufe, d. h. des gesamten tiefbaulichen Teiles der Anlagen. Dabei hob er die Erfolge hervor, die im Laufe der Zeit in der immer wirtschaftlicheren Durchbildung der Kraftwerke gemacht worden sind, nicht zuletzt durch zunehmende Anwendung spannungsoptischer Verfahren zur Bemessung der Einzelteile. Bei ständiger Verbesserung des Wirkungsgrades sind die Baukosten für die Tief- und Hochbauten stetig verringert worden. Abschließend gab Dr. Fuchs einen Überblick über die Kraftwerke am Lech und die Planungen an der Donau.

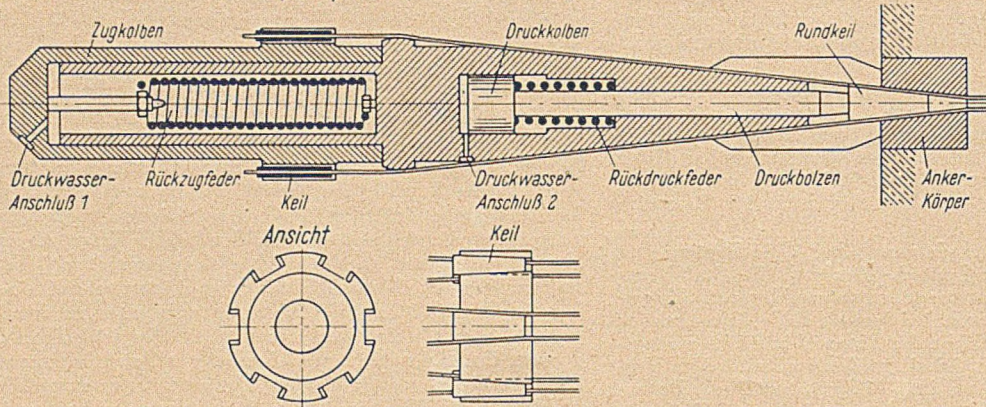
Regierungshaumeister a. D. L ü t z e, Mitglied des Vorstandes der Wayss & Freytag A. G. in Frankfurt, sprach dann über „Bündelbewehrten Spannbeton“. Für die 5 mm dicken Drähte der auf Freyssinet<sup>4)</sup> zurückgehenden Bündelbewehrung verwendet die

<sup>1)</sup> s. auch Bautechn. 27 (1950), Heft 7, S. 210 bis 216.  
<sup>2)</sup> Bautechn. 27 (1950), Heft 5, S. 162. Vgl. Umleitung des Lumiei-Flusses, Bautechn. 27 (1950), Heft 6, S. 196. — Nähere Angaben über beide Talsperren: Schweiz. Bauztg. 135 (1950), Heft 2 bis 4.

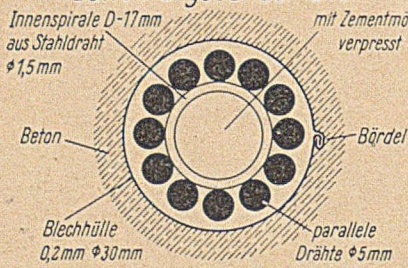
<sup>3)</sup> Hierüber wird in einem der nächsten Hefte dieses Blattes berichtet werden: L i n k, Neuere Talsperrenbauten in Italien.

<sup>4)</sup> Freyssinet über den Spannbeton. Bautechn. 27 (1950), Heft 3, S. 97.

Spannpresse für Bündel 12φ5



Bewehrungsbündel 12φ5



Ankerkörper für Bündel 12φ5

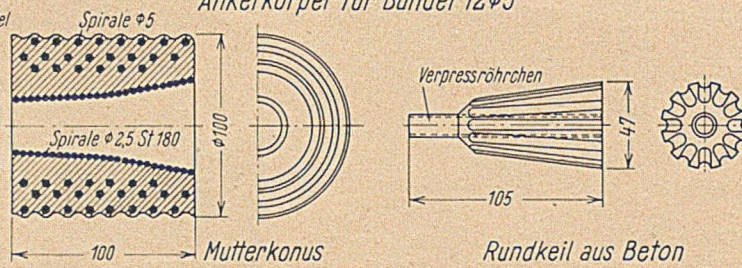


Bild 4. Spannpresse und Ankerkörper für Bündelbewehrung des Spannbetons (nach Freyssinet, Ausführung Wayss & Freytag A.G.).

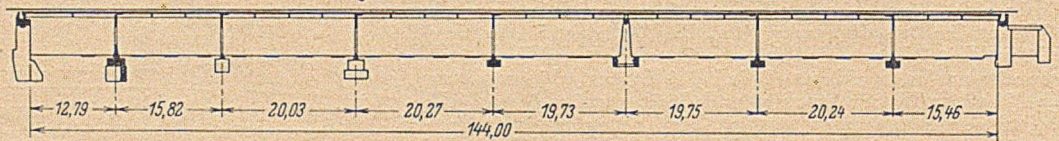
Über die „Anwendung der Spannungsoptik auf Flächen-tragwerke“ sprach Professor Dr.-Ing. Hirschfeld von der Technischen Hochschule Aachen. Er zeigte an einer Reihe von Modellen, daß der Spannungsverlauf und die Größe der Spannungen, die in den verschiedensten Baukörpern unter Belastung entstehen, im polarisierten Lichte photographiert oder im Bilde sichtbar gemacht werden können. Dadurch ergeben sich Hinweise für die Durchführung oder auch die Überprüfung der Rechnung. Auch ist vielfach eine wesentliche Vereinfachung der Rechnung möglich, indem bei statisch unbestimmten Bauwerken an den Punkten, die nach der Untersuchung im

Wayss & Freytag A.G. den Stahl Sigma 145/165 des Hüttenwerkes Rheinhausen A.G., dessen Elastizitätsgrenze ziemlich nahe an der Streckgrenze liegt. Der Stahl bietet infolge dieser hohen Lage der Elastizitätsgrenze den Vorteil, daß bei etwaiger Überbeanspruchung bis fast zur Streckgrenze die entstehenden Risse sich bei Entlastung wieder völlig schließen, so daß im Gebrauchszustand die Stahldrähte nicht rosten können. Auch können die beim Aufbiegen der Bündel entstehenden Zusatzspannungen ohne bleibende Verformung aufgenommen werden. Der Vortragende beschrieb zunächst (Bild 4) die von Freyssinet verwendete Spannpresse und den die gespannten Drähte festhaltenden zweiteiligen Ankerkörper. Die Verankerung hat sich bei Zugversuchen und bei langdauernden Rüttelversuchen stets als fest erwiesen. Als Beispiel der Brücken, die Wayss & Freytag in Deutschland nach den zahlreichen Vorbildern ausgeführt haben, beschrieb er dann eine Straßenbrücke über den Hauptgüterbahnhof in Nürnberg (Bild 5). Die Hauptträger sind als Fertigteile in der Nähe der Baustelle hergestellt und nur so weit vorgespannt worden, wie es zum Einbau an Ort und Stelle nötig war. Erst nach Erhärten des zwischen ihnen eingebrachten „Ortbetons“ sind sie und die übrigen Brückenteile endgültig vorgespannt worden.

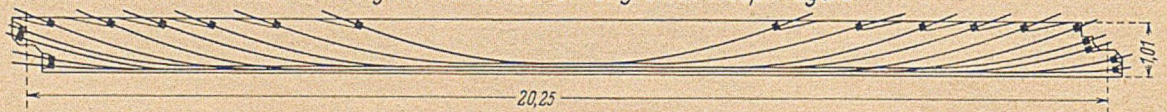
polarisierten Lichte spannungslos sind, Gelenke angenommen werden, womit eine entsprechende Verringerung der statisch unbestimmten Größen erreicht wird<sup>5)</sup>. Die Änderung der Spannungslinien unter wechselnder Last wurde an den verschiedensten Modellen von Scheiben, Grundkörpern, Kragplatten, Bogenbrücken usw. gezeigt. Es wird notwendig sein, dieses wertvolle Hilfsmittel unserer statischen Untersuchungen weiter zu entwickeln und künftig weitgehend anzuwenden.

Als Abschluß hielt Regierungsbaumeister a. D. Finkbeiner, Direktor der Zweigniederlassung Berlin der Philipp Holzmann A.G.,

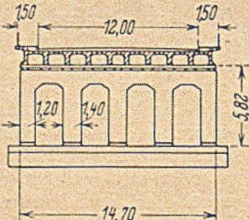
Längsschnitt durch die Brücke



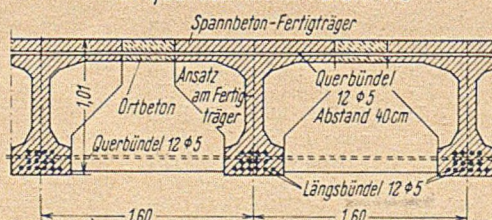
Anordnung der Bündelbewehrung eines Hauptträgers



Querschnitt durch die Brücke an einer Pendelstütze



Teilquerschnitt in Feldmitte



Trägergelenk über einer Pendelstütze

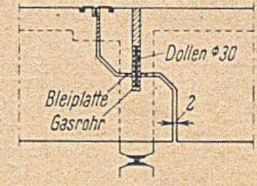


Bild 5. Spannbetonbrücke über den Hauptgüterbahnhof Nürnberg, erbaut von der Wayss & Freytag A.G.

Es folgten Beispiele von Spannbetonbauten mit Bündelbewehrung, die unter weitgehender Anwendung von Fertigbetonteilen in Frankreich ausgeführt worden sind: zunächst verschiedene Kaimauern im Hafen von Le Havre und dann die Überbrückung von zwei Ufergleisen längs der Seine in Rouen, die auf eine Länge von 1800 m überbaut wurden, und zwar in vielfach wechselnder Gestaltung des Querschnittes. Diese umfangreiche Bauausführung wurde dann im Film gezeigt.

den schon im Vorjahre vorgesehenen, aber im letzten Augenblick ausgefallenen Vortrag über „Bauarten im Hochbau, besonders im Wohnungsbau“. Er gab eine Übersicht über die Wirtschaftlichkeit der verschiedenen Deckenformen, um eingehender die Ausbildung der Wände in Ziegelmauerwerk, Schüttbeton, geschoßhohen Platten, Stahlbeton- und Stahlgelippebauweise und in Gasbeton zu behan-

<sup>5)</sup> Stahlbau 20 (1951), Heft 2, S. 28.



deln. Weiter besprach er die Bauart der Innenwände und die Ausführung der Putzarbeiten. Der Vortrag zeichnete sich dadurch aus, daß er ausführliche Angaben über die Preisverhältnisse machte und die wirtschaftlichste Bauweise hervorhob.

Nach einem kurzen Schlußwort des Vorsitzenden wurde abschließend der Film „Bauen in Beton und Eisenbeton“ gezeigt. Die Tagung war auch in diesem Jahre ein voller Erfolg. Obwohl gerade die Bauindustrie sich zunehmenden wirtschaftlichen Schwierigkeiten gegenüber sieht, war der Besuch gut. Die Vortragsveranstaltung stand unter dem Zeichen des Spanubetons. Schon im Vorjahre hatte die lebhaft Aussprache im Anschluß an einen Vortrag von Professor Dr. Mörsch bewiesen, daß der Spanubeton heute im Mittelpunkt des Interesses steht. Diesmal befaßten sich vier von den elf Vorträgen mit ihm: zwei mit Bauausführungen der Bundesbahn (Brücken und Bahnschwellen) und zwei mit den beiden Bauweisen Stabbewehrung Stahl Sigma 60/90 und Drahtbündelbewehrung Stahl Sigma 145/165. Die Zuhörer folgten gerade diesen Vorträgen mit besonderer Aufmerksamkeit, eine Aussprache fand aber — wohl schon wegen der beschränkten Zeit — nicht statt. Es sei gestattet, hierzu anzuregen, daß für Fragen so allgemeinen Interesses Zeit für eine Aussprache vorgesehen wird, die natürlich durch vorherige Fühlungnahme mit in Betracht kommenden Herren vorbereitet werden müßte. Es sei erinnert an die guten Erfahrungen, die das Ausland mit in dieser Weise vorbereiteter vielseitiger Erörterung wichtiger Fragen gemacht hat. Lohmeyer.

**Bemerkenswerte Holztragwerke bei einem schweizerischen Speicherbau\*).**

Bei einem in den Jahren 1942 bis 1943 errichteten größeren Getreidespeicherbau wurde wegen der kriegsbedingten Baustoffnöte die Verwendung des für solche Anlagen sonst geeignetsten Baustoffes Stahlbeton auf die Gründung, die Silozellen und die Trockenanlage beschränkt, während sämtliche Überdachungen sowie die meisten Zwischendecken in Holz ausgeführt wurden. Hierbei verwendete man

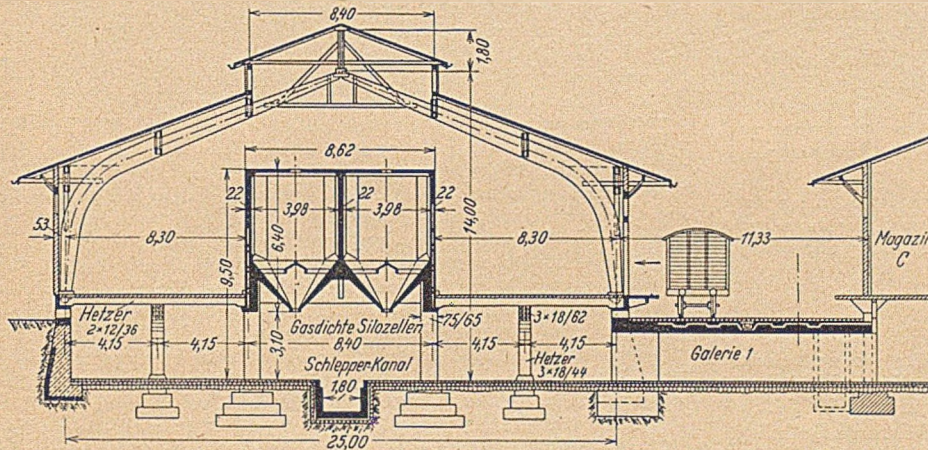


Bild 1. Schnitt D-D durch den Magazin- und Silobau, 1 : 300.

weitgehend die in der Schweiz ziemlich verbreitete und hochentwickelte Heger-Bauweise, bei welcher bekanntlich Balken, Rahnen und Bögen aus dünnen Brettern zusammengeleimt werden. Von den ins-

\* Auszug aus Schweiz. Bauztg. 69 (1951), Heft 5, S. 51.

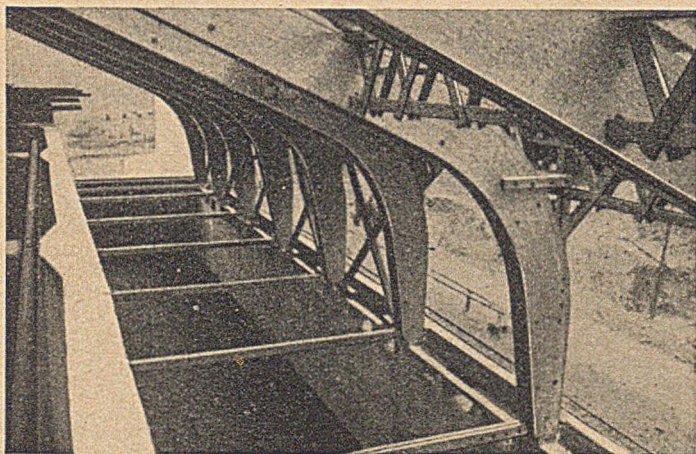


Bild 2. Hegerbögen und hölzerne Zugbänder, links die Silowand.

gesamt verbauten 1990 m<sup>3</sup> Schnittholz entfallen 850 m<sup>3</sup> auf solche Heger-Bauteile.

Die 25 m breite Silohalle ist mit vollwandigen Dreigelenk-Rahmenbindern frei überspannt, welche sich aus zwei mit Abstand von 12 cm nebeneinanderliegenden, nur mit Bindehölzern verbundenen Rechteck-Querschnitten zusammensetzen, um eine größere seitliche Knicksteifigkeit zu besitzen. Die Höhe der aus 12 mm starken und 18 cm breiten Brettern zusammengeleimten Einzelquerschnitte schwankt zwischen 36 cm an den Gelenken und 94 cm an den ausgerichteten Rahmenecken. Die hölzernen Zugbänder sind mittels Stahllaschen und Ringdübeln, System „Rigling“, angeschlossen. Zwischen den 5 m auseinanderstehenden Bindern sind in Abständen von 4 m verdübelte Fachwerkpfetten gespannt, welche gleichzeitig eine gute Aussteifung zwischen den Bindern bilden.

Die für die außerordentlich hohe Nutzlast von 3000 kg je m<sup>2</sup> berechnete Kellerdecke des Hallenbaues setzt sich wie folgt zusammen: Fußbodenbelag aus 25 mm starken Eichenriemen, mit Asphaltine aufgeklebt, darunter ein 8 cm starker 1,6 m frei gespannter Fußboden, welcher aus 5 Lagen gespundeter Bretter von 16 mm Stärke und 16 cm Breite mittels Melocol zusammengeleimt ist. Die Nebenbalken mit 4,2 m Spannweite haben als geleimte Heger-Träger einen Gesamtquerschnitt von 2 × 14/36 cm und die Unterzüge mit 5,0 m Spannweite einen solchen von 3 × 18/62 cm. Auch die schweren Stützen sind aus Heger-Bal-

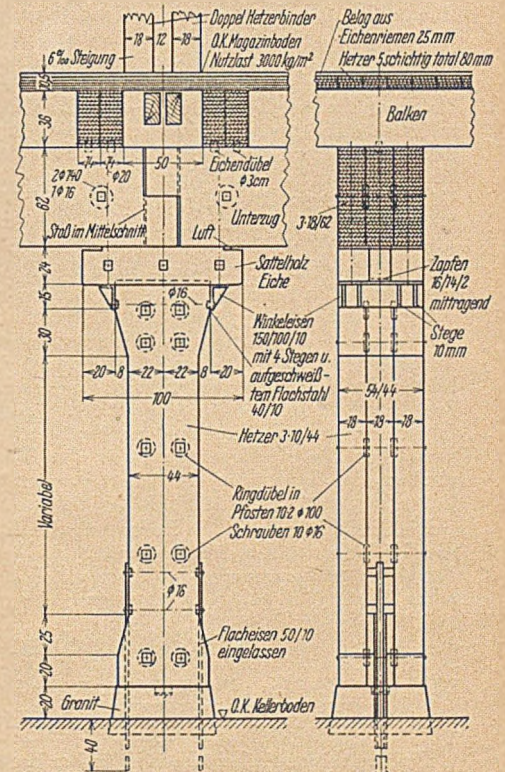


Bild 3. Hegerpfosten und hölzerner Magazinboden für eine Belastung von 3000 kg/m<sup>2</sup>, Maßstab 1 : 40.

ken mit einem Gesamtquerschnitt von 3 × 18/44 cm zusammengeschaubt und verdübelt. Eichene Sattelhölzer sorgen für die erforderliche Druckverteilung an den Stützenköpfen. Die mit 500 bis 700 kg je m<sup>2</sup> Nutzlast berechneten Zwischendecken des Hochbaubauschnittes haben bei ähnlicher Bauart entsprechend geringere Abmessungen.

Wegen der kurzen Bauzeit wurden die einzelnen Heger-Bauteile in verschiedenen Werkstätten gleichzeitig hergestellt und an Ort und Stelle dann mit Hilfe der erwähnten Ringdübel und Bolzen ziemlich rasch zusammengebaut. Gattnar.

**Holztagung 1951.**

Die diesjährige Holztagung der Deutschen Gesellschaft für Holzforchung findet zugleich als Fachtagung „Holz im Bauwesen“ anlässlich der „CONSTRUCTA“-Bauausstellung am Dienstag, dem 10. Juli, auf dem Messegelände in Hannover statt. Der Tagung, die um 11.00 Uhr beginnt, geht eine Mitgliederversammlung am frühen Vormittag voraus.

Unter anderem werden folgende Vorträge gehalten:  
Prof. Dr. Stoy, Braunschweig: „Holzbauten in alter und neuer Zeit“;  
Prof. Dr. Hähnel, Stuttgart: „Holzschutz im Bauwesen“;  
Ing. Wille, Detmold: „Holzkonstruktionen im Industriebau“;  
Dipl.-Ing. Gattnar, München: „Funkturnbauten“.

Anmeldungen bei der Geschäftsstelle der DGFH, Stuttgart-S, Weißenburgstraße 19.

## Constructa

Die Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes auf der Constructa Bauausstellung 1951, Hannover.

Auf der Bauausstellung, die vom 3. Juli bis 12. August in Hannover stattfindet, wird die dem Bundesminister für Verkehr unterstellte Wasser- und Schifffahrtsverwaltung in den Abteilungen A, Landesplanung (Halle 5) und D, Bautechnik und Baubetrieb (Halle 9) mit Modellen, Bildern und Plänen vertreten sein. Gezeigt werden in Abteilung A u. a. Großpläne des Wasserstraßennetzes mit Einzugsgebieten, zulässigen Schiffsgrößen, Güterverkehr und Energienutzung sowie hydrologische Karten, die über den Wasserhaushalt der Stromgebiete, die Talsperren und das Pegelnetz Aufschluß geben. In Abteilung D werden zahlreiche Modelle, Bilder und Pläne von ausgearbeiteten und geplanten Wasserbauten an den Binnen- und Seewasserstraßen ausgestellt. Hervorzuheben sind: ein Gesamtmodell des westdeutschen Kanalsystems mit Darstellung seiner wasserwirtschaftlichen Aufgaben, Speisung, Speicherung und Wasserversorgung von Industrie und Landwirtschaft, ein Modell von der Kanalisierung der Mittelweser, ein Relief der Großschifffahrtsstraße Rhein—Main—Donau, Lagemodelle des Neckar—Donau-Kanals und des Bodensee—Donau-Kanals nebst Schiffshebewerk (geneigte Ebene), ferner Modelle der Kanalbrücke bei Minden, des Ledasperrwerks, der neuen Staustufe Offenbach am Main, des neuen Ruhrwehrs Duisburg, eines Sicherheitstors am Dortmund—Ems-Kanal sowie über Entwicklung der Querschnitte des Dortmund—Ems-Kanals und des Küstenkanals mit Leberndverbauung, Schleusen-Modelle und solche vom Ausbau der Außenweser, Stromregelungen und -kanalisierungen (Rhein, Main, Neckar, Mosel, Lippe), Wasserkraftanlagen, Küstenschutz, Uferbefestigungen, Beseitigung von Bergschäden usw. werden teils in Modellen, teils in Bildern und Plänen dargestellt. Die Seezeichen erscheinen mit Modellen von Feuerschiffen, Leuchtbaken und Tonnen und von der Befahrung der Unterelbe. Die Bundesanstalt für Gewässerkunde in Bielefeld und das Hydrographische Institut Hamburg zeigen hydrologische Pläne und Meßgeräte, die Bundesanstalt für Wasser-, Erd- und Grundbau in Karlsruhe führt das wasserbauliche Versuchswesen und Bodenuntersuchungen vor. Die bei Brückenbauten der Verwaltung angewandten neuen Baumethoden werden in der Abteilung Brückenbau dargestellt. Von der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung herausgegebene Veröffentlichungen, Denkschriften usw. über Einzelgebiete führen in das Wesen der Bundeswasserstraßen ein, desgl. eine die Ausstellung erläuternde Broschüre; sie liegen an den Ständen in Halle 5 und 9 aus.

Die Ausstellung wird die Bedeutung der Bundeswasserstraßen und der Maßnahmen der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung innerhalb der gesamten Wasserwirtschaft und auf dem Verkehrsgebiet veranschaulichen.

## Bücherschau

Sto y, Wilhelm: Der Holzbau. 5., neu bearbeitete u. verbesserte Aufl. VIII, 203 S. mit 197 Textabb. Berlin/Göttingen/Heidelberg 1950, Springer-Verlag. Geh. 10,50 DM, Ganzleinen 12,60 DM.

Das von seinen früheren Auflagen her bestens bekannte Buch liegt nunmehr neu bearbeitet in der 5. Auflage vor. Es enthält eine zusammenfassende Darstellung des theoretischen und praktischen Rüstzeugs für den Holzbau-Ingenieur mit zahlreichen Anwendungsbeispielen in Form von Dachkonstruktionen verschiedenster Systeme und Spannweiten, Türmen, Brücken, Gerüsten aller Art, ein reichhaltiges Anschauungsmaterial sowohl für den entwerfenden Ingenieur als auch für den ausführenden Praktiker. Gegenüber den früheren Auflagen ist hervorzuheben die ausführlichere Behandlung von Leim- und Nagelverbindungen nach den neuesten Erfahrungen und Erkenntnissen, das Kapitel über Behelfsbrückenbau und über die Schutzbehandlung des Bauholzes. Das Buch kann jedem Fachmann sehr empfohlen werden.

G a t t n a r.

S c h e n c k, Wolfram: Der Rammpfahl. Neue Erkenntnisse aus Theorie und Praxis. VIII, 98 S. mit 80 Textabb., 12 Taf. u. Anhang mit 8 Rammpfahl-Tabellen. Berlin 1951, Wilh. Ernst & Sohn. Geh. 11,— DM, geb. 13,50 DM.

Der Verfasser hat im Jahre 1938 in der „Bautechnik“ eine Abhandlung veröffentlicht, die Wege wies zur getrennten Ermittlung des Spitzenwiderstandes und der Mantelreibung der Rammpfähle. Das jetzt erschienene Buch vervollständigt den damaligen Vorschlag und belegt die Zuverlässigkeit des Verfahrens durch Schilderung von Versuchen an gerammten Pfählen (nicht an Modellen). Das Verfahren besteht darin, daß während einer Probebelastung die elastische Verformung eines eingerammten Pfahles an zwei oder drei Stellen gemessen wird. Aus den Messungen kann die Größe des Spitzenwiderstandes und die Verteilung der Mantelreibung zuverlässig ermittelt werden. Die Meßeinrichtungen lassen sich ohne große Schwierigkeiten nur an Hohlpfählen oder an Trägerpfählen aus Stahl an-

bringen. Trotzdem gestatten die Untersuchungen weitgehende Schlußfolgerungen, die auch für andere Rammpfahlarten gelten. So beweisen sie, daß die Mantelreibung nur da auftritt, wo eine Bewegung zwischen Pfahlmantel und Boden möglich ist, und daß infolgedessen beim Spitzenpfahl wirksame Mantelreibung erst in gewissem Abstände vor der Pfahlspitze sich entwickeln kann. Weiter bestätigen die Versuche, daß die Mantelreibung eines nicht konischen Rammpfahles mit der Zeit zunimmt, der Spitzenwiderstand aber nicht anwächst, meist sogar infolge Entspannung des unter der Spitze verdichteten Bodens langsam abnimmt. Auch kann am selben Pfahl sowohl „positive“ wie „negative“ Mantelreibung auftreten, wobei die letztere die Tragfähigkeit des Pfahles verringert. Weiter wird die Frage der Tragfähigkeit der Pfahlgruppe erörtert und in einer sehr klar geschriebenen Abhandlung empfohlen, Rammformeln durch Probebelastungen für den Einzelfall zu eichen und größere Pfahlgründungen durch Zeichnen der Häufigkeitslinien des Ziehens der Pfähle in der letzten Hitze zu überprüfen, wobei die zu den Einsenkungen gehörenden Werte der Tragfähigkeit mit „geeichten“ Rammformeln ermittelt werden können. Ein Vorschlag, wie das in DIN 1054 vorgeschriebene Messen des Ziehens zweckmäßig ausgewertet werden kann.

Der Verfasser hat in langer Bautätigkeit an der Nordseeküste die in seiner Schrift niedergelegten Gedankengänge entwickelt und laufend durch Versuche überprüft. Das Ergebnis ist eine aus großer Erfahrung heraus mit überlegenem Können und in klarer Darstellung geschriebene Zusammenstellung unseres heutigen Wissens über den Rammpfahl, das wir zu einem beträchtlichen Teile der Arbeit des Verfassers verdanken.

L o h m e y e r.

HÜTTE, Des Ingenieurs Taschenbuch, 27., neu bearbeitete Aufl., Bd. III: Bauingenieurwesen, 2. Teil. XX, 384 S. mit 691 Textabb. Berlin 1951, Wilh. Ernst & Sohn. Geh. 14,— DM.

Wie bereits bei Erscheinen des 1. Teils<sup>1)</sup> zum Ausdruck gebracht, wird die 27. Auflage des III. Bandes der „Hütte“ in drei Teilen herausgegeben. Der nun vorliegende 2. Teil stellt ebenso wie der 1. Teil eine wesentliche Verbesserung gegenüber der letzten Auflage dar. So ist der Abschnitt Hochbau durch sorgfältige Gliederung bezüglich Rohbau und Innenausbau erweitert, dem Wohnungsbau die ihm heute gebührende Bedeutung zugemessen und der Unterabschnitt über Stahl und Stahlbeton im Hochbau den neuesten Erkenntnissen und Vorschriften angepaßt. Auch die Abschnitte Fabrikanlagen, Heizung und Lüftung und Straßenbau wurden unter Berücksichtigung der gegenwärtigen Erfordernisse neu bearbeitet. Die bisherigen Abschnitte Städtebau, Wasserversorgung, Entwässerung und Garagenbau sind im 8. Abschnitt unter „Siedlungsplanung“ zusammengefaßt, so daß die inneren Zusammenhänge dieser Teilgebiete des Städtebaues besser berücksichtigt werden konnten. Besonders hervorzuheben ist noch die Neufassung des 9. Abschnittes Baumaschinen und Baubetrieb, bei der im Gegensatz zu den früheren Auflagen dem wirtschaftlichen Baubetrieb und der Wahl und Bemessung des Geräteparkes besondere Beachtung geschenkt worden ist. Stärker als in den anderen erwähnten Abschnitten mußte hier die jüngste Entwicklung der Geräte für den Erdbau sowie für den Transport und die Herrichtung der Baustoffe Berücksichtigung finden, die auch vor den Gebieten, die Sondergeräte erfordern, wie Tunnel- und Grundbau, keineswegs haltgemacht hat.

Über die Aufnahme, die der 2. Teil des III. Bandes der „Hütte“ in den Kreisen der praktischen Ingenieure finden wird, gilt das für den 1. Teil bereits Gesagte sinngemäß. Es bleibt zu wünschen, daß der 3. Teil bald erscheint, um damit dem Bauingenieur das geschlossene Werk zur Verfügung zu stellen.

<sup>1)</sup> Bautechn. 27 (1950), Heft 6, S. 199.

Prof. Dr. Lorenz.

INITIAL: Die Entwicklung des Holz-Nagelbaues in den letzten 10 Jahren. — Bugpfetten und ihre wirtschaftliche Gestaltung. — Die Arbeiten der Wasserbauverwaltung des Bundes im Jahre 1950 (1. Teil). — Die Schleuse ohne Wasserverbrauch (Schluß). — Ein einfaches Näherungsverfahren zur Berechnung elastisch gebetteter Balken (1. Teil). — Vermischtes: Ministerialrat Paxmann 75 Jahre. — Hans Hertlein 70 Jahre. — Professor Dr.-Ing. Erwin Neumann 70 Jahre. — Deutscher Beton-Schweizerischen E. V., 48. Hauptversammlung. — Bemerkenswerte Holztragwerke bei einem schweizerischen Speicherbau. — Holztagung 1951. — Die Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes auf der Constructa Bauausstellung 1951, Hannover. — Bücherschau. — Zeitschriftenschau. — Beilage „Der Stahlbau“.

„Die Bautechnik“ mit Beilage „Der Stahlbau“ Lizenz Nr. 143. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169, Fernsprecher: 87 15 56. Schriftleitung: Regierungsbaumeister a. D. Dipl.-Ing. Johannes Peters, ebendort. Monatlich ein Heft, Bezugspreis vierteljährlich 9,— DM (Ausland nur ganzjährlich 36,— DM) und Zustellgeld im voraus zahlbar. Bestellungen nimmt jede wissenschaftliche Buchhandlung und jede Postanstalt oder der Verlag entgegen. Postcheckkonto: Berlin-West 1688. Abbestellung einen Monat vor Schluß des Kalendervierteljahres. Nachdruck nur mit Genehmigung des Verlages.

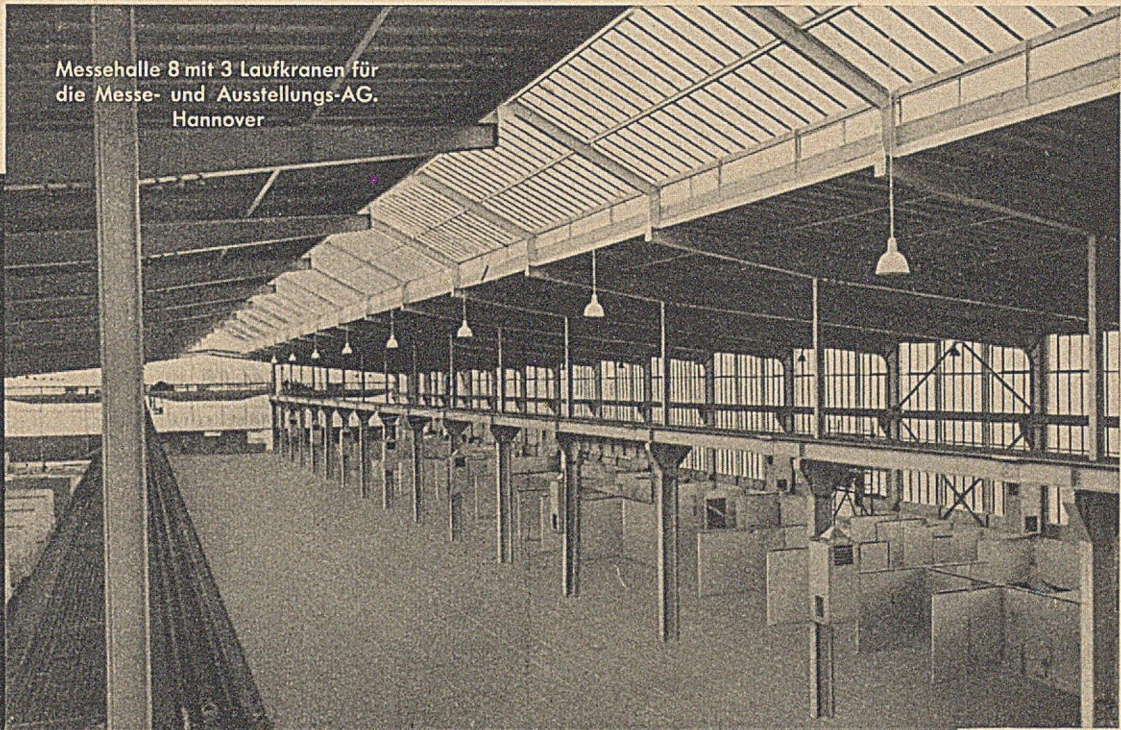
Bestellungen für das Ausland sind zu richten an:

E P P A G, 41—45 Neal-Street, London W. C. 2.

Anzeigenverwaltung: Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169.

Druck: Oskar Zach u. H.C., Berlin-Wilmersdorf.

Messehalle 8 mit 3 Laufkranen für  
die Messe- und Ausstellungs-AG.  
Hannover

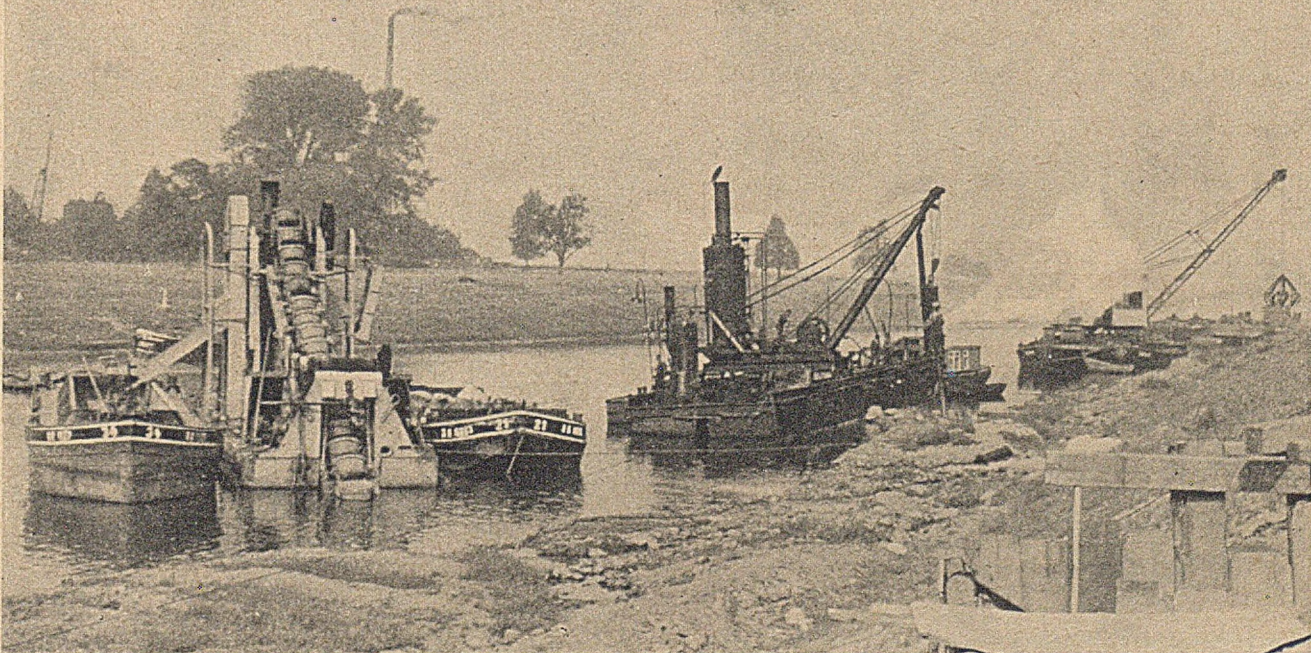


## C.H. JUCHO DORTMUND

BRÜCKEN · HOCH- U. WASSERBAUTEN · BEHÄLTER- U. MASTEBAU · FORDERGERÜSTE

## Gerhard Hülskens & Co. Wesel

Fluß- und Hafenbaggerungen  
Felsmeißel- und Rammarbeiten  
Düker-Verlegungen  
Schiffshebungen  
Sand- und Kiesgewinnung  
Schifffahrt



Fels-Meißelung und -Baggerung auf der Ruhr unterhalb Kettwig.

# HUMBOLDT

**AUFBEREITUNG** für Erz, Steinkohle, Braunkohle  
Zementfabriken · Eigene Versuchsanstalt

**STAHLBAU HUMBOLDT**  
Eisenbahn- und Straßenbrücken  
Stahlskelette für Wohn- und Geschäftshäuser  
Stahlskelette für Industriebauten  
Behälter, Bunker, Silos, Walzwerkshallen,  
Schachthallen, Fördergerüste

**KLÖCKNER-HUMBOLDT-DEUTZ AG · KÖLN**

**SCHWEISSDRAHTE**

*Agil*

**AGIL  
WEISS-GELB**

**AGIL SCHWEISSDRAHT DR.VAAS G.M.B.H.**  
HANNOVER-KIRCHRODE · DORTMUND ·

AURICH

**HYDRAULISCH  
GESTEUERTE**

**WD**

**SÄGEWERKS-  
MASCHINEN**

**VOLLGATTER - BESÄUMKREISSÄGEN · ABLANGSÄGEN**  
**WURSTER & DIETZ TUBINGEN-DERENDINGEN**

A50904



**Hier zeigt sich, wie man sparen kann!**

11 mal mehr am Tag leistet der Mann mit dem BOSCH-Hammer gegenüber seinem Kollegen, der von Hand meißeln muß! Gleichgültig, ob man Beton-, Natur- oder Ziegelstein meißeln, bohren, aufräumen, stampfen oder rütteln muß – mit dem BOSCH-Hammer geht es schneller, besser und billiger. Überall, wo gebaut wird, spart er Zeit und Lohn. Schon der erste Einsatz läßt erkennen, wie schnell sich der BOSCH-Hammer bezahlt macht – dieses außergewöhnliche Elektrowerkzeug, das die Qualität der Arbeit verbessert und die menschliche Arbeitskraft vervielfacht!

Verlangen Sie bitte die kostenlose Zusendung der BOSCH-Druckschrift EW/UHD/95/1 oder lassen Sie sich, völlig unverbindlich für Sie, durch die BOSCH-Spezial-Ingenieure beraten.

**BOSCH**

ROBERT BOSCH GMBH STUTT GART

*Bautenschutz durch*

**PROLAPIN**  
FÜR MÖRTEL-UND  
BETONDICHTUNG

**ORKIT**  
DER SCHWARZE  
SCHUTZANSTRICH

**FLUATOL**  
SCHALUNGS-  
MITTEL

**HANS HAUENSCHILD & HAMBURG-WANDSBEK**

**ARCOS AACHEN**

*Pioniere der  
Elektroschweißung*

ELEKTRODEN · TRANSFORMATOREN  
AUSRÜSTUNGEN · SCHWEISSERSCHULE

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN  
BERLIN-WILMERSDORF (West-Berlin)

*Mit Einführungserlassen für die Baupolizei und  
Erläuterungen von Ministerialrat Prof. Bernhard Wedler*

**HOLZBAUWERKE**

und

**HOLZBRÜCKEN**

DIN 1052

DIN 1074

**GÜTEVORSCHRIFTEN FÜR BAUHOLZ**

DIN 4074

Stand November 1948

DIN A 5, 68 S. mit 100 Textabb. und Stichwortverzeichnis. 1949

Geheftet DM 3.—

Zu beziehen durch jede Buchhandlung sowie durch die  
Gropius'sche Buchhandlung  
(1) Berlin-Wilmersdorf (West-Berlin), Hohenzollerndamm 168

Der unentbehrliche Schutz der Bauwirtschaft

**ALLIANZ BAUWESEN-VERSICHERUNG**



**PERIPLAST**

Zur Verbesserung von Mörtel u. Beton erhöht die Druckfestigkeit, Dichtigkeit u. Frostbeständigkeit. Leichte Verarbeitung, störungsfreies Pumpen, keine Entmischung. Keine Mehrkosten!

**Feitermann K.G.**  
CHEMISCHE WERKE · DATTeln I.W.  
LADEN IM GANZEN LANDE VERFÜGBAR



Der kluge Bauherr verwendet

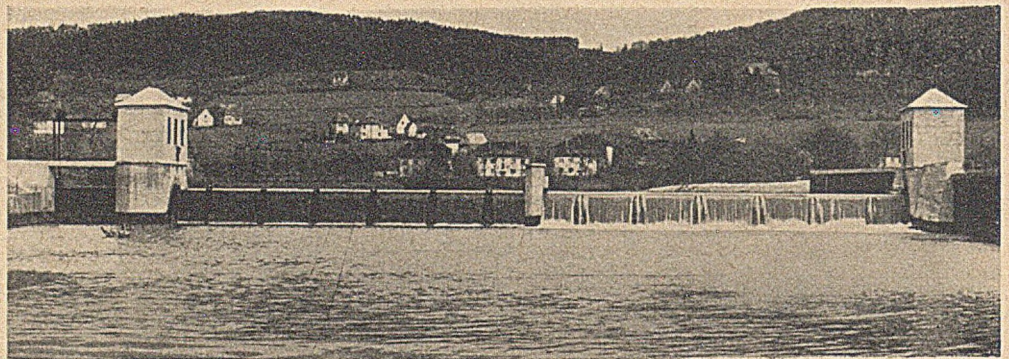
**Siebel-Blei-Isolierung oder Siebel-Alupan**

die Isolierpappen von langer Lebensdauer für Abdichtungen gegen Grundwasser und Regen an Kellern, Terrassen, Balkons, Garagen, Dächern, Brücken, Unterführungen, Kanälen usw.

Siebelwerk G. m. b. H., Düsseldorf, Bruchstr. 75a. · Tel. 61104  
Chemische Fabrik – Ausführung wasserdichter Isolierungen

### Aus unserem Lieferprogramm:

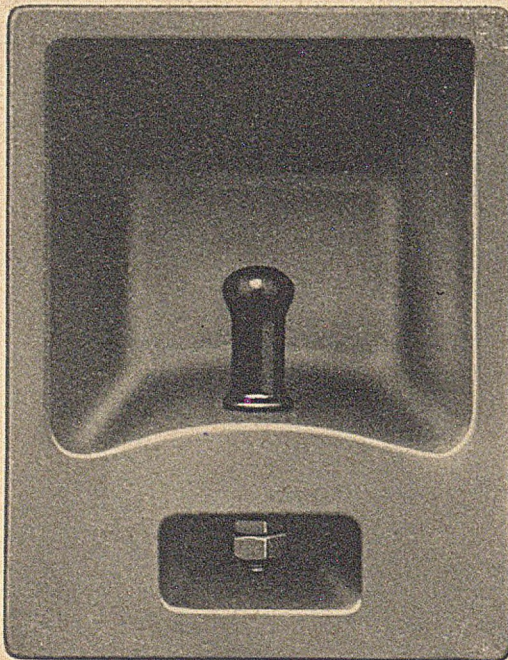
Umlegbare Wehre,  
Gleit-, Roll- und Tief-  
schütze, Rechen,  
stationäre und fahr-  
bare Rechenreiniger,  
Getriebebau.



Pühler 301

**Karl Pühler, Maschinenfabrik, Bergneustadt/Rhld.**

### Schleusen- und Hafenausrüstungen



Haltekreuz Bauart „Oblonga“

**G. L. REXROTH G. M. B. H.**  
Lohrer Eisenwerk · Lohr a. Main

An die Besucher der

## CONSTRUCTA

BAUAUSSTELLUNG 1951 HANNOVER

Während der Dauer der Ausstellung vom 3. Juli bis zum 12. August können sämtliche Veröffentlichungen unseres Verlages bei der

## ZENTRALBÜCHEREI

UND

## FACHBUCHHANDLUNG

im Kongreßgebäude (Halle 6)

besichtigt werden!

Bestellungen nimmt jede Buchhandlung entgegen.

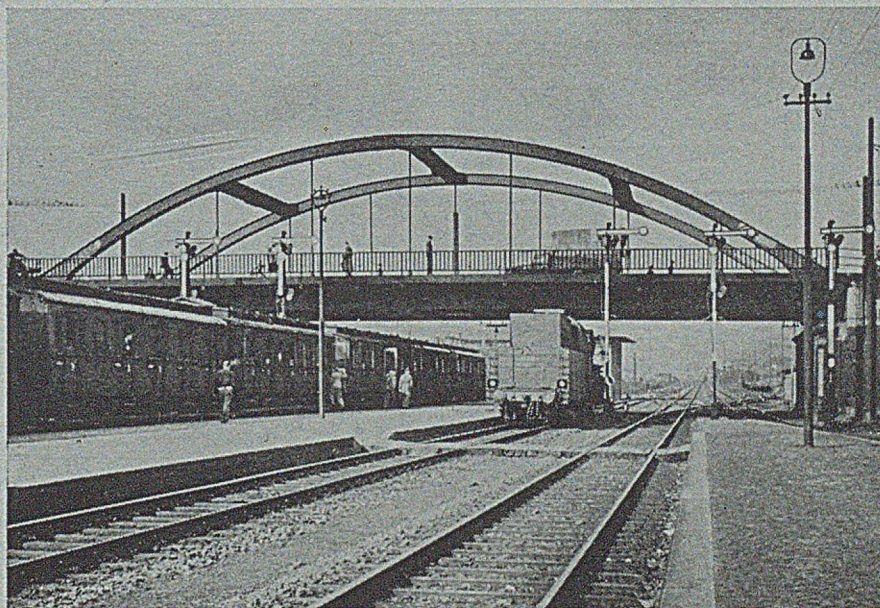
**VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN**  
BERLIN-WILMERSDORF (WEST-BERLIN)



# SIEGENER AKT.-GES. GEISWEID

für Eisenkonstruktion,  
Brückenbau u. Verzinkerei

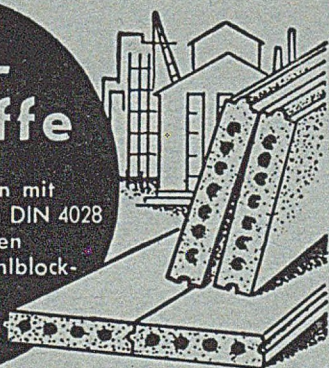
Stahlbrücken  
Stahlhochbau  
Behälter  
Großrohrleitungen  
Apparatebau  
Verzinkte Bleche  
Wellblechbau  
Lohnverzinkung



## Bims- Baustoffe

aller Art

Dacheindeckungen mit  
Stahlbeton-Hohlblechen DIN 4028  
für Hallenbauten  
Schwemmsteine, Hohlblock-  
steine, Bims-  
dielen u. a.



### HEIMBACHWERKE

Bimsbaustoff-Gesellschaft m. b. H., NEUWIED

## CERESIT

Das weltbekannte Mörtel- bzw. Betondichtungsmittel  
gegen Wasserschäden und Feuchtigkeit in Bauwerken aller Art  
Pulver und breiförmig

WUNNERSCHE BITUMENWERKE G.M.B.H. UNNA

Auf der CONSTRUCTA-Hannover: Halle 7, Stand 98 und Halle 3, Gr. 29

## Baustoff-Prüfgeräte

fertigt seit über 60 Jahren

### Oscar A. Richter

(10a) Dresden-A 27, Hohe Str. 64

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN  
BERLIN-WILMERSDORF (West-Berlin)

Soeben erschien:

## BETON-KALENDER 1951

Taschenbuch für Beton- und Stahlbetonbau  
sowie die verwandten Fächer

40. Jahrgang • Wie früher in zwei Teilen

DIN A 6. 1164 Seiten mit 964 Textabbildungen  
I. Teil Leinen, II. Teil geheftet

Zusammen DM 16,—

Zu beziehen durch jede Buchhandlung sowie durch die  
Gropius'sche Buchhandlung  
(1) Berlin-Wilmersdorf (West-Berlin), Hohenzollerndamm 168



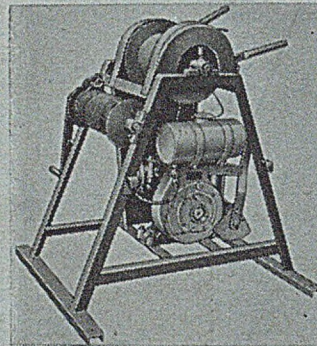
# EISENWERKE KAISERSLAUTERN

Stahlkonstruktionen / Brücken- und Industriebauten  
Apparatebau und Kesselschmiede / Emaillierwerk / Gießerei

Streichfertige  
hochdisperse  
**TEGO**  
BLEIMENNIGE  
**TEGO**  
ROTSCHUTZ-  
DECKFARBEN

**Rotschutz-Anstrich**  
*seit 25 Jahren bewährt*

TH. GOLDSCHMIDT AG.  
ESSEN



Der  
**Kleine Augsburger**

Bauaufzug (ges. gesch.)  
Spezial-Aufzug für das Dachdecker-  
und Bauhandwerk  
Senkrecht- und Schrägzug  
Seit 10 Jahren  
tausendfach bewährt  
Fordern Sie  
heute noch Prospekte

**M. Nagl, Augsburg**  
Flurstraße 45 · Telefon: 3 18 75

## PHILIPP HOLZMANN

AKTIENGESELLSCHAFT, FRANKFURT A. M.



Berlin · Bremen · Düsseldorf · Hamburg  
Hannover · Kiel · Koblenz · Köln · Mannheim  
München · Münster · Nürnberg · Stuttgart

**HOCHBAU, TIEFBAU  
STAHLBETONBAU  
STEINMETZBETRIEBE  
ZIEGELEIEN**

**ISOLIERUNG**

CONSTRUCTA  
BAU-AUSSTELLUNG 1951  
HANNOVER 3.VII. - 12.VIII.  
HALLE 7  
STAND 103 Tel. 14234

GRÜNZWEIG & HARTMANN GMBH LUDWIGSHAFEN/RH.