

10.877 / III 22

P. 27151 1107

DIE BAUTECHNIK

FACHSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUINGENIEURWESEN
DER STAHLBAU - ZEITSCHRIFTENSCHAU

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

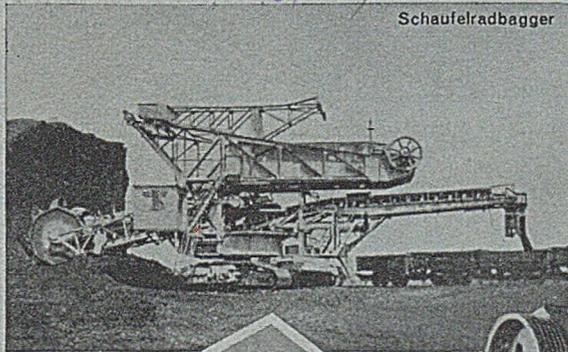
Schriftleiter: Regierungsbaumeister a. D. Dipl.-Ing. Johannes Peters, Berlin-Wilmersdorf

28. Jahrgang

Berlin, Dezember 1951

Heft 12

8, 10, 11



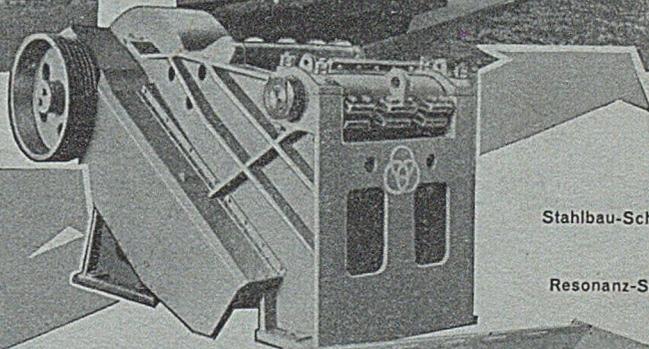
Schaufelradbagger



Schleusenanlage

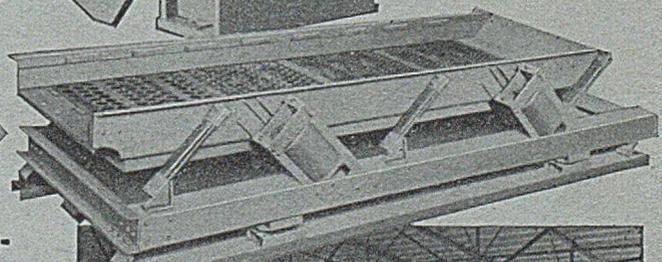


*Wir planen
und bauen*

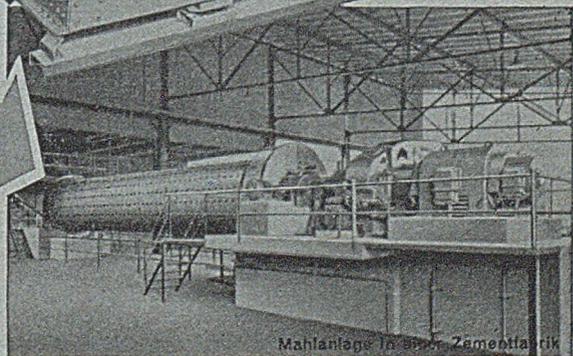


Stahlbau-Schlagbrecher

Resonanz-Schwingsieb



Stahl-Brücken • Stahl-Hochbauten • Industrieanlagen • Stahl-Wasserbauten • Großförderergeräte und Großtransportanlagen Weichen, Drehscheiben, Schiebebühnen Aufbereitungsanlagen für Kohle und Erze Kabel- und Verseilmaschinen • Maschinen u. Einrichtungen für Zement-, Kalk-, Gipswerke und verwandte Industrien • Zerkleinerungsanlagen • Apparate u. Behälter Bergbauzulieferungen



Mahlanlage in einer Zementfabrik

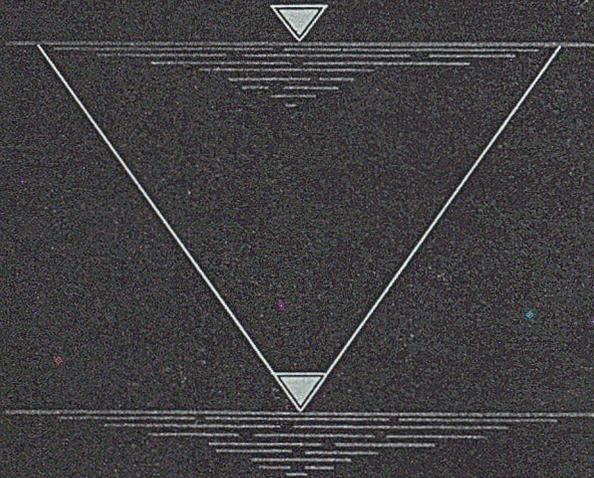


STAHLBAU RHEINHAUSEN



Fernsprechanträge Duisburg Nr. 34341 • Moers 2742 • Rheinhausen 741 • Fernschreiber Duisburg Nr. 036839 • Drahtwort Stahlbau Rheinhausen

GRUNDWASSER ABSENKUNG



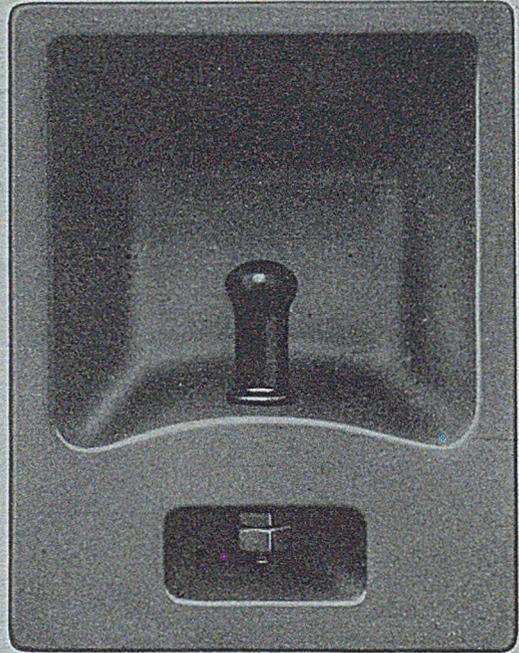
JOHANN KELLER
GEGR. 1860

RENCHEN-BD.

FRANKFURT-MAIN

HAMBURG

Schleusen- und Hafenausrüstungen

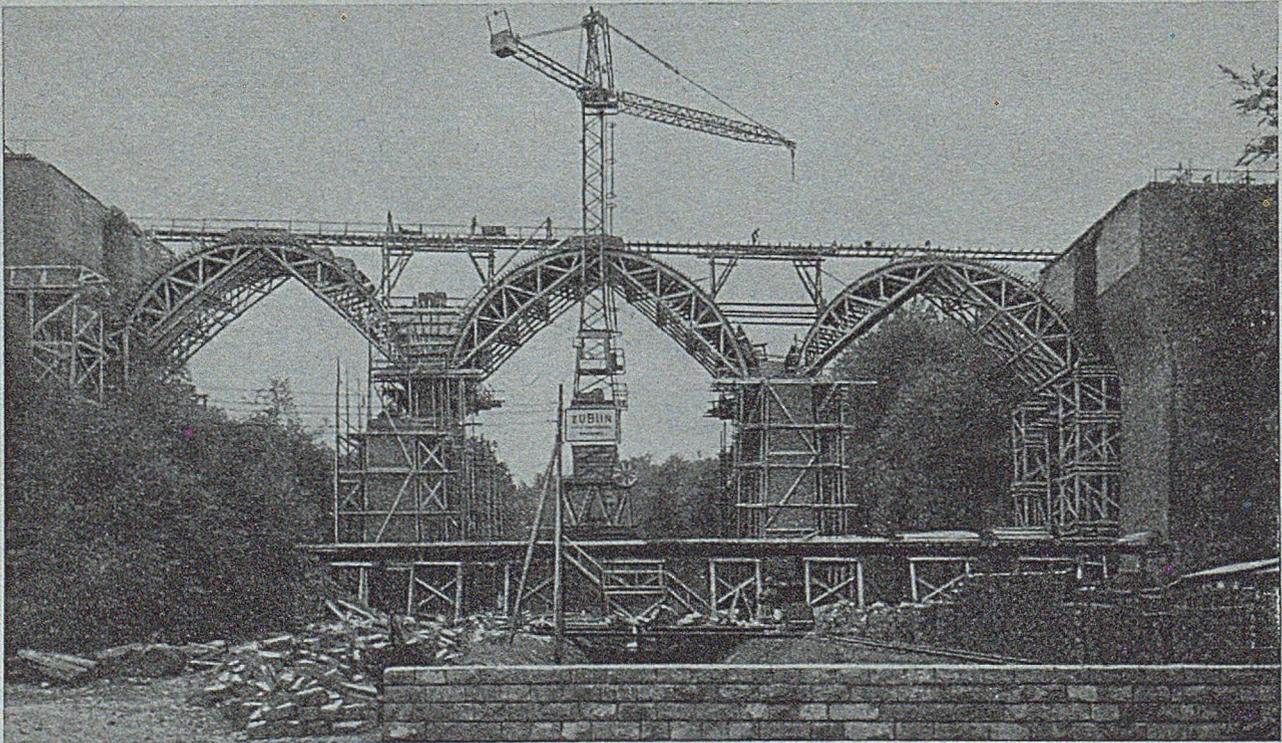


Haltekreuz Bauart „Oblonga“

G. L. REXROTH G. M. B. H.

Lohrer Eisenwerk

Lohr a. Main

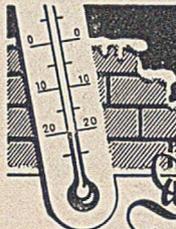


ED. ZÜBLIN AG.
BAUUNTERNEHMUNG

STUTTGART

DUISBURG

FRANKFURT/M • BERLIN • DÜSSELDORF • FRIEDRICHSHAFEN • KARLSRUHE • MÜNCHEN • PFORZHEIM
SCHLEUDERBETONROHRWERKE KEHL/RH.



"FRIGIDOL"
FROSTSCHUTZ-MITTEL
ermöglicht Beton-, Maurer- und
Verputzarbeiten bei jeder Kälte

Feitermann K.G. DATTELN i. Weiff.

Chemische Werke · Sammel-Nr. 187 · Läger im ganzen Bundesgebiet!

Wir bitten um

ABONNEMENTS-ERNEUERUNG 1952

Die Bautechnik

29. Jahrgang 1952

Fachzeitschrift für das gesamte Bauingenieurwesen mit der
Beilage „Der Stahlbau“

Inland: vierteljährlich:	DM 9,— und Zustellgebühr
Ausland: jährlich	DM 36,— und Postgeld
Einzelheft:	DM 3,50 und Postgeld

Beton- und Stahlbetonbau

47. Jahrgang 1952

Inland: vierteljährlich:	DM 7,50 und Zustellgebühr
Ausland: jährlich	DM 30,— und Postgeld
Einzelheft:	DM 3,— und Postgeld

Der Stahlbau

21. Jahrgang 1952

Inland: halbjährlich	DM 7,50 und Zustellgebühr
Ausland: jährlich	DM 15,— und Postgeld
Einzelheft:	DM 1,50 und Postgeld

**Zeitschriftenschau aus
„Die Bautechnik“**

Fortdruck 1952 DM 4,— und Postgeld

**Zeitschriftenschau aus
„Beton- und Stahlbetonbau“**

Fortdruck 1952 DM 4,— und Postgeld

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



ARCOS AACHEN

*Pioniere der
Elektroschweißung*

ELEKTRODEN · TRANSFORMATOREN
AUSRÜSTUNGEN · SCHWEISSERSCHULE

Iricosal NORMAL

Flüssig und in Pulverform.
Mörtel und Beton wird plas-
tisch, leicht verarbeitbar,
wasserdicht.

„Iricosal S III“ reguliert
Abbindezeit, ergibt öl- und
wasserdichten Mörtel, er-
möglicht Winterarbeit.

Chemische Fabrik Grünau A.G.
Jllertissen/Bayern

Ausgebliebene Hefte

bitten wir zunächst stets
erst bei Ihrem Postamt
oder Briefträger einzu-
fordern.

Wenn Reklamationen
erfolglos bleiben, bitten
wir, uns sofort zu ver-
ständigen.

„DIE BAUTECHNIK“
Berlin - Wilmersdorf, (West-Berlin)
Hohenzollerndamm 169



BOSCH-BOHRHAMMER

RATIONELL UND SCHNELL!

Das sind die großen
Vorzüge des elektrischen
BOSCH-Bohrhammers,
wenn in Beton und Gestein
Keil- und Knäpperlöcher
oder Sprenglöcher bis zu
6 Meter Tiefe zu bohren sind.
BOSCH rät: Nutzen Sie die
großen Vorteile des BOSCH-
Bohrhammers, zumal er auch
leicht transportabel und an
jede Steckdose anzuschließen
ist. Seine Anschaffungs- und Be-
triebskosten sind, gemessen an
seinem hohen Gebrauchswert,
denkbar gering!

SPAREN SIE ZEIT DURCH

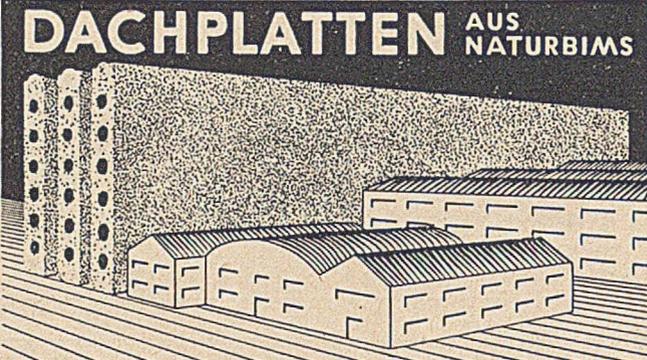
BOSCH

ELEKTRO-WERKZEUGE
Druckschriften kostenlos.
ROBERT BOSCH GMBH STUTTGART



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

WUNNERSCHE BITUMENWERKE G.M.B.H. UNNA



DACHPLATTEN AUS
NATURBIMS

HEIMBACHWERKE GEGR. 1898
BIMSBAUSTOFF-GESELLSCHAFT M.B.H. NEUWIED

Beilagen-Hinweis:

Der heutigen Ausgabe unserer Zeitschrift liegt ein Prospekt des Hermann Luchterhand Verlages, Bln.-Frohnau u. Neuwied/Rh., über die ergänzbare Loseblattsammlung

„Das gesamte Boden- und Baurecht“

bei. Wir bitten unsere Leser um gefällige Beachtung.

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

Soeben erschienen:

Böhm / Drechsel

Das Betonieren bei Frost

Fünfte, neubearbeitete Auflage

DIN A 5. VIII, 79 Seiten mit 93 Bildern, 6 Tafeln
und ausführlichem Schrifttumsverzeichnis

Geheftet DM 7,50

Aus dem Vorwort:

... denn die Lösung des Problems der Winterarbeit ist nicht nur für Bauherrn und Bauausführende von Wert. Sie ist von allgemeiner Bedeutung; löst sie doch gleichzeitig das Problem steigender Arbeitslosigkeit im Baugewerbe während des Winters ...

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

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

Im Dezember 1951 erscheint:

HÜTTE

DES INGENIEURS TASCHENBUCH
III. BAND, 1. - 3. Teil: BAUINGENIEURWESEN

27. neubearbeitete Auflage

XXIV, 1304 Seiten mit 2076 Textabbildungen. Auf Wunsch mit Daumeneinschnitten · Ganzleinen (Dünndruck) DM 48.-
Inhalt: Statik der Baukonstruktionen — Grundlagen der Bauweisen — Brückenbau — Hochbau — Fabrikanlagen
Fabrikschornsteine — Heizung — Lüftung — Straßenbau — Städtebau — Verkehr und Städtebau — Baumaschinen
und Baubetrieb — Grundbau — Wasserbau — Talsperren und Wasserkraftanlagen — Wasserversorgung und
Abwasserbeseitigung — Anhang — Sachverzeichnis

Gleichzeitig lieferbar: III. BAND, 3. Teil XXIV, 464 Seiten mit 556 Textabb. Geheftet (Dünndruck) DM 15.-
Inhalt: Titelbogen und Sachverzeichnis für den vollständigen III. Band, Abschnitte „Grundbau“ bis „Anhang“.

Hierzu erhalten die Bezieher des 1. und 2. Teiles auf Wunsch eine Einbanddecke (Ganzleinen mit Vorsatz) zum vollständigen III. Band.

Beschränkt lieferbar: III. BAND, 2. Teil XX, 384 Seiten mit 691 Textabb. Geheftet (Dünndruck) DM 14.-
Inhalt: Titelbogen, Abschnitte „Hochbau“ bis „Baumaschinen und Baubetrieb“.

Nicht mehr lieferbar: III. BAND, 1. Teil

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



Zur Erddruck-Lehre.

Von Johann Ohde, Berlin.

(Fortsetzung aus Heft 4/1950.)

IV. Der Einfluß der Wandverschiebung auf Gleitflächenform und Erddruck-Verteilung.

Schon unter II ist auf die bekannte Tatsache hingewiesen, daß bei den meisten Erddruck-Aufgaben vom Zustand des Grenzgleichgewichtes (E_a oder E_p) auszugehen ist. Im folgenden soll diese Voraussetzung — ausgebildete Gleitflächen im benachbarten (druckerzeugenden oder widerstehenden) Erdreich — immer als gültig betrachtet werden, soweit nichts anderes erwähnt ist. Bevor sich die Gleitflächen ausgebildet haben, sind allerdings gewisse Formänderungen des Erdreiches aus zusätzlichen Zug- oder Druckspannungen (Dehnungen oder Verdrückungen) vorausgegangen, worauf wir aber kaum einzugehen brauchen, da diese Raumänderungen meist von untergeordneter Bedeutung und größtenteils schon vor der Gleitflächen-Ausbildung eingetreten sind. Sie können damit die zuletzt eintretenden Verformungen und Verschiebungen des Erdgleitkörpers neben der Wand kaum noch beeinflussen. Es ist nämlich leicht einzusehen, daß das Gleitflächenbild nach dem Abklingen der erwähnten Volumenänderungen nur noch von der zuletzt vorhandenen Verschiebungstendenz der Stützwand abhängig ist, falls diese hinreichend stark in annähernd gleichem Sinne erfolgt, denn da offenbar beim aktiven oder passiven Erddruck bald nach der Ausbildung der Gleitflächen ein Endzustand des Pressungsbildes erreicht wird, so fehlt bei weiterer Wandverschiebung die Ursache dafür, daß neue Raumänderungen des Erdreiches entstehen. Die Erde wird dann nur noch durch das Weitergehen der Gleitungen verformt¹⁾.

In aller Strenge ist freilich dieses ideale Verhalten der Erde, wie es bei der Gleitflächenlehre vorausgesetzt wird, in der Natur nicht vorhanden. Schon das Absinken des Gleitwiderstandes macht sich bemerkbar, indem dadurch der erwähnte Endzustand der Pressungsverteilung beeinflußt wird, besonders beim Erdwiderstand²⁾. Weiter ist beim Erdwiderstand der Einfluß der vorausgegangenen Verdrückungen insofern zu beachten, als dadurch größere Verschiebungen der drückenden Wand entstehen können, die nicht immer vernachlässigbar klein sind. Doch können diese Einflüsse leicht miterücksichtigt werden, z. B. durch Annahme eines entsprechenden Gleitwiderstandes bzw. durch Berechnung der Verdrückung. Die hinreichend genaue Gültigkeit der Gleitflächenlehre wird dadurch also kaum beeinträchtigt oder doch nur in Ausnahmefällen (z. B. bei langgestreckten Rutschungen). Allerdings sind beim Ansatz des Gleitwiderstandes alle Umstände zu berücksichtigen, die den Gleitwiderstand beeinflussen, z. B. die natürliche Festigkeit oder der Porenwasserdruck, was in statischer Hinsicht auch leicht möglich ist, sobald eine hinreichende Anzahl gesicherter Versuchswerte vorliegt. In den weiteren Abschnitten kommen wir auf diese Einflüsse zurück. Vorerst sei der Einfluß der Wandverschiebung deutlich herausgestellt, und zwar der Durchsichtigkeit halber für sandige Erde, welche wohl innere Reibung, aber keine Festigkeit besitzt. Um nicht zu weitläufig zu werden und den Überblick zu erleichtern, begnügen wir uns zunächst mit einer anschaulichen Beweisführung. Die Zahlenrechnungen folgen dann in weiteren Abschnitten.

Der grundlegende Einfluß der Art der Wandverschiebung oder -verformung auf die Verteilung des Erddruckes wurde schon im Teil I angedeutet. Um diese Zusammenhänge nachzuweisen, muß auf Lage und Form der jeweiligen Gleitfläche eingegangen werden. Hierbei zeigt sich zunächst, daß man im allgemeinen mit der Coulombschen Annahme ebener Gleitflächen nicht mehr zum Ziele kommt, sondern mindestens kreisförmige Gleitflächen verwenden muß (so-

weit man sich auf angenäherte Lösungen beschränken will oder muß). Dies hängt damit zusammen, daß im allgemeinen nicht nur die Größe des Erddruckes zu ermitteln ist (wie bei ebenen Gleitflächen), sondern Größe und Angriffspunkt. Außerdem sind noch gewisse geometrische Bedingungen zu erfüllen (vgl. z. B. Abb. 37), was nur durch Verwendung von kurvenförmigen Gleitflächen möglich ist. Alle Versuche, eine nichtlineare Erddruck-Verteilung mit Hilfe ebener Gleitflächen zu ermitteln, müssen deshalb von vornherein scheitern. — Gegenüber dem Kreis sind andere Kurven mit mehr als einem Parameter natürlich ebenfalls anwendbar. Fast immer handelt es sich dabei aber um Näherungsannahmen, da genaue Lösungen — von einem Sonderfall abgesehen — bislang noch nicht vorliegen.

Um nun den Einfluß der Wandverschiebung aufzuzeigen, gehen wir, wie früher³⁾, am besten von einigen, häufig vorkommenden Sonderfällen aus, wobei in jedem Falle zunächst der Zusammenhang zwischen Wandverschiebung und Gleitflächenform und sodann die Abhängigkeit der Erddruck-Verteilung von der Gleitflächenform darzustellen ist.

Als erstes Beispiel sei der normale Fall einer biegesteifen Wand behandelt, deren obere Verschiebung größer als die untere ist (unterliegender Drehpunkt nach Abb. 31).

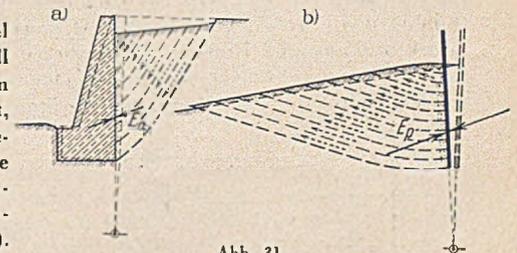


Abb. 31.
a) Nachgehende Stützwand (Normalfall des aktiven Erddruckes).
b) Nachgehende Erde (normaler Erddruck).

In diesem klassischen Falle des „Erddruckes auf Stützmauern“ können sich einerseits die Gleitflächen zwanglos ausbilden, und andererseits müssen auch von jedem Zwischenpunkte der Stützwand Gleitflächen ausgehen, weil die Hinterfüllungserde nicht nur für die ganze Wandhöhe, sondern auch für Teilhöhen der Wandbewegung folgen muß. Die Gleitlinien bestehen in Wandnähe aus Kurven, die nach dem Gelände zu berührend in Gerade übergehen⁴⁾. In Sonderfällen verschwindet die Kurve oder auch die Gerade.

Der Krümmungssinn der unteren Gleitkurven hängt von der Erddruckneigung $m = \tan \delta$ ab. Für Wandpunkte erhält man z. B. für die Neigung ϑ_0 der Gleitlinien⁵⁾ (Abb. 32):

$$\tan(\vartheta_0 - \alpha) = + \sqrt{(1 + \mu^2) \frac{\mu - m}{\mu + m} + \mu} \dots \dots (7)$$

Diese zunächst nur für den aktiven Erddruck (E_a) gültige Formel gilt auch für den passiven Erddruck (E_p), wenn μ durch $(-\mu)$ er-

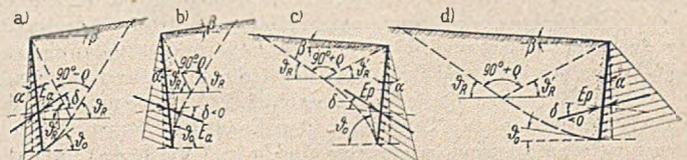


Abb. 32 Die verschiedenen Möglichkeiten für die Gleitflächenform im Normalfall (Abb. 31) des Erddruckes E_a und des Erdwiderstandes E_p .

¹⁾ Ohde, Zur Theorie des Erddruckes unter besonderer Berücksichtigung der Erddruck-Verteilung, Bautechn. 16 (1938), Heft 13, 19, 37, 42 u. 53/54. Zwecks genauere und vereinfachte Begründung und Erweiterung der Theorie wird die Berechnung der Erddruck-Verteilung in dieser Aufgabereihe nochmals zusammenfassend dargestellt.

²⁾ s. Bautechn. 16 (1938), Heft 19, S. 242 u. 243.

³⁾ Nachweis s. Bautechn. 16 (1938), Heft 10/11, S. 157. Wie bereits bemerkt wurde, gelten die im vorliegenden Abschnitt angegebenen Formeln nur für Erde ohne Eigenfestigkeit.

¹⁾ Dieses Nacheinander der Formänderungen wird bei der Deutung von Erddruck-Versuchen zuweilen nicht beachtet, wodurch dann unrichtige Schlussfolgerungen entstehen. Am Schluß unserer Aufgabereihe kommen wir auf Einwände dieser Art zurück.

²⁾ s. Bautechn. 16 (1938), Heft 10/11, S. 152 u. 27 (1950), Heft 4, S. 112.

setzt wird. Da auch jede beliebige Schnittebene im Erdreich als „Wand“ aufgefaßt werden kann, so gilt Gl. (7) auch für die Neigung ϑ_R des ebenen Teiles der Gleitfläche, also für den Gelände-Gleitkeil. In diesem Falle läuft (nach Rankine und Winkler) die Richtung des Erddruckes auf eine lotrechte Ebene dem Gelände gleich; man hat also nur $\alpha = 0$ anzunehmen und $m = \text{tg } \delta$ durch $b = \text{tg } \beta$ zu ersetzen (mit β als Geländewinkel) und findet:

$$\text{tg } \vartheta_R = + \sqrt{(1 + \mu^2) \frac{\mu - b}{\mu + b}} + \mu \dots \dots (7a)$$

Erhält man nun im Einzelfalle $\vartheta_0 = \vartheta_R$, so ist die Gleitfläche im ganzen eine Ebene. Für $\vartheta_0 \neq \vartheta_R$ erhält man die in Abb. 32 für E_a und E_p dargestellten Gleitflächen-Formen, aus denen die Krümmungsverhältnisse für den unteren Teil der Gleitlinien zu erkennen sind. — Von Interesse ist noch die Richtung $\vartheta_{R'}$ der Ergänzungsgleitflächen („Pseudogleitflächen“ nach Krey) für den Gelände-Gleitkeil, die unter dem Reibungswinkel ϱ zu den Gleitflächen-Normalen verlaufen (Abb. 32), weil Gleitflächen bekanntlich immer paarweise auftreten. Man findet für E_a :

$$\vartheta_R = \pi/2 - (\vartheta - \varrho); \quad \text{tg } \vartheta_{R'} = \text{cotg } (\vartheta_R - \varrho)$$

und damit nach Einsetzen von (7a):

$$\text{tg } \vartheta_{R'} = + \sqrt{(1 + \mu^2) \frac{\mu + m}{\mu - m}} + \mu \dots \dots (8)$$

Auch in dieser Formel ist μ durch $(-\mu)$ zu ersetzen, falls sie nicht für E_a , sondern für E_p gelten soll.

Die Richtung des Erddruckes hängt von einer Reihe verschiedener Umstände ab, so daß es in jedem Falle besondere Überlegungen bedarf, um sie annähernd richtig anzunehmen⁶⁾. Beispielsweise kann die Erddruckrichtung ohne weiteres gegeben sein wie in manchen Fällen des Erdwiderstandes (z. B. Gwölbedruck) oder bei der Abstützung von Baugruben mit Hilfe waagerechter Steifen, oder sie ist durch das Gleichgewicht der Kräfte bedingt (Einfluß der Kranlast in Abb. 33). Oft kann aber auch ein Gleiten zwischen Wand und Erdreich nachgewiesen werden, z. B. bei luftwärts kippenden Stützmauern für E_a oder beim Fußwiderstand E_p vor einer nicht unnötig tief geräumten Spundwand (Abb. 33)⁷⁾.

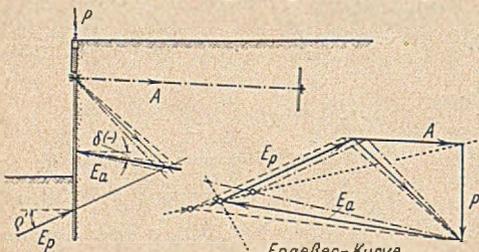


Abb. 33. Einfluß der Kranlast P auf die Richtung des aktiven Erddruckes E_a .

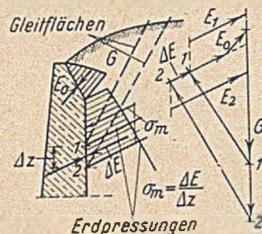


Abb. 34. Ermittlung der Erddruckverteilung im Normalfall nach Abb. 31.

Die Verteilung des Erddruckes auf Stützmauern ist bekanntlich durch die Bedingung bereits festgelegt, daß von jedem Wandpunkte aus eine Gleitfläche ausgeht. Zunächst gilt für einen beliebigen Punkt in der Tiefe z die Beziehung:

$$E_{z+dz} = E_z + dE = E_z + \sigma \cdot dz, \quad \text{woraus folgt: } \sigma = \frac{dE}{dz} \quad (9)$$

Für endliche Wandabschnitte Δz (Abb. 34) gilt entsprechend:

$$\Delta E = \sigma_m \cdot \Delta z \quad \text{oder} \quad \sigma_m = \frac{\Delta E}{\Delta z} = \frac{E_2 - E_1}{\Delta z} \dots \dots (9a)$$

Da nun der Erddruck E für jeden Wandpunkt unabhängig von (9) nach der Gleitflächenlehre berechnet werden kann, ist durch (9) bzw. (9a) die Verteilung der Erddrucke σ längs der Wand festgelegt⁸⁾. Im vorliegenden Normalfall ist daher die Erddruck-Verteilung unabhängig von der Lage und Form der Gleitflächen, was sonst allgemein nicht zutrifft. Infolge dieser Unabhängigkeit ist es auch nur möglich, ebene Gleitflächen zur Ermittlung der Erddruck-Verteilung heranzuziehen⁹⁾, wovon im nächsten Abschnitt V die Rede sein wird.

⁶⁾ Vgl. auch K r e y, Erddruck, Erdwiderstand, 3. bis 5. Aufl. Berlin 1926, 1932 u. 1936, Wilh. Ernst & Sohn.

⁷⁾ Hierzu ausführlichere Darlegungen in Bautechn. 16 (1938), Heft 53/54, S. 756 und im Abschnitt XIII.

⁸⁾ Vgl. hierin Müller-Breslau, Erddruck auf Stützmauern. Stuttgart 1947, Alfred Kröner Verlag und Krey nach Anm. 5.

⁹⁾ Es wird zuweilen mit einer gewissen Berechtigung darauf hingewiesen, daß die Gleitflächen für E_a nicht sehr stark von Ebenen abweichen. Dies rechtfertigt nach Vorstehendem jedoch nicht so ohne weiteres die Anwendung der einfachen ebenen Gleitflächen. Erst wenn — wie im vorliegenden Falle — die Bedingung (9) hinzukommen darf, können die klassischen Verfahren mit ebenen Gleitflächen zu ihrem vollen Rechte kommen.

Besonders einfache Verhältnisse liegen vor bei ebener Wand und ebenem Gelände sowie gleichbleibendem Neigungswinkel δ der Wandpressungen, denn dann ist offenbar das Kräftebild für einen von oben her gerechneten Teilbereich des Gleitkörpers dem Kräftebild des ganzen Gleitkörpers ähnlich. Da infolgedessen sowohl das Gleitkörpergewicht G als auch der Erddruck E quadratisch mit der Wandhöhe zunehmen, so muß die Erddruckung σ nach (9) linear mit der Wandhöhe anwachsen, d. h. der Erddruck ist dann dreieckförmig verteilt (sowohl für E_a als auch für E_p).

Als nächster Sonderfall sei eine gleichmäßig (parallel) verschobene Stützwand betrachtet. Dann wird wahrscheinlich zunächst eine ebene Gleitfläche vorhanden sein, und infolgedessen können sich Zwischengleitflächen zunächst nicht ausbilden. Das hat nun wieder zur Folge, daß im oberen Bereich der Stützwand

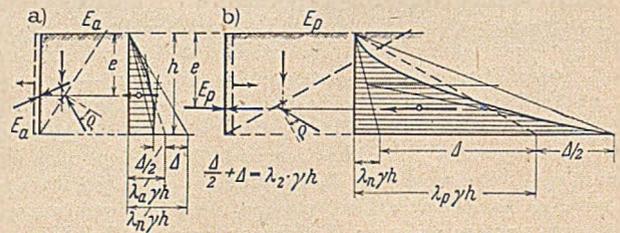


Abb. 35. Parabolische Erddruck-Verteilung für eine parallel verschobene Wand.

das Bestreben zur Erreichung der Erddruck-Grenzwerte nur in geringem Maße vorhanden ist, so daß hier der Erddruck wahrscheinlich bei einer nachgebenden Stützwand (E_a) größer ist als der untere Grenzwert und bei einer gewaltsam vordrängenden Wand (E_p) kleiner als der obere Grenzwert. Da der Erddruck auf die ganze Wand jedoch wegen der ebenen Gleitfläche dem Coulombschen Werte (E_a oder E_p) entsprechen muß, der Inhalt der Erddruck-Verteilungsfläche also gleich E_a bzw. E_p ist, so wird der Erddruck wahrscheinlich kurvenförmig verteilt sein, etwa nach Abb. 35. Gehen wir von der — wahrscheinlich zu einseitigen — Annahme aus, daß der zunächst vorhandene natürliche Erddruck im oberen Bereich der Wand erhalten bleibt, so können wir die Erddruckverteilung folgendermaßen angenähert berechnen. Die Erddruckverteilungslinie kann genügend genau als Parabel angenommen werden. Mit den Bezeichnungen nach Abb. 35 hat man dann für die unbekanntenen Werte λ_2 und e/h folgende 2 Bedingungen:

a) für den aktiven Erddruck:

$$E_{a_w} = \lambda_a \cdot \gamma \frac{h^2}{2} = \lambda_n \cdot \gamma \frac{h^2}{2} - \lambda_2 \cdot \gamma \frac{h^2}{3}$$

$$\text{oder } 3 \lambda_n = 3 \lambda_a - 2 \lambda_2$$

$$e \cdot E_{a_w} = e \cdot \lambda_a \cdot \gamma \frac{h^2}{2} = \lambda_n \cdot \gamma \frac{h^2}{2} \cdot \frac{2}{3} h - \lambda_2 \cdot \gamma \frac{h^2}{4}$$

$$\text{oder } \frac{e}{h} \cdot \lambda_a = \frac{2}{3} \lambda_n - \frac{1}{2} \lambda_2,$$

woraus folgt: $\lambda_2 = \frac{2}{3} (\lambda_n - \lambda_a)$ und $e/h = \frac{1}{12} \left[9 - \frac{\lambda_n}{\lambda_a} \right]$, (10)

b) für den passiven Erddruck:

$$E_{p_w} = \lambda_p \cdot \gamma \frac{h^2}{2} = \lambda_n \cdot \gamma \frac{h^2}{2} + \lambda_2 \cdot \gamma \frac{h^2}{3}$$

$$\text{oder } 3 \lambda_p = 3 \lambda_n + 2 \lambda_2$$

$$e \cdot E_{p_w} = e \cdot \lambda_p \cdot \gamma \frac{h^2}{2} = \lambda_n \cdot \gamma \frac{h^2}{2} \cdot \frac{2}{3} h + \lambda_2 \cdot \gamma \frac{h^2}{4}$$

$$\text{oder } \frac{e}{h} \cdot \lambda_p = \frac{2}{3} \lambda_n + \frac{1}{2} \lambda_2,$$

woraus folgt: $\lambda_2 = \frac{3}{2} (\lambda_p - \lambda_n)$ und $e/h = \frac{1}{12} \left[9 - \frac{\lambda_n}{\lambda_p} \right]$. (11)

Indessen muß hierzu doch bemerkt werden, daß die Grundlage dieser Berechnungen noch unsicher ist, solange die gefundenen Verteilungslinien noch nicht durch Erddruck-Versuche bestätigt sind. Eine genauere Berechnung der Erddruckverteilung für parallel ver-

schobene Wände scheint auf Grund der Gleitflächenlehre allein nicht möglich zu sein; man muß die im Abschnitt X behandelten Formänderungs-Berechnungen zu Hilfe nehmen, worauf hier aber noch nicht eingegangen werden kann.

Außerdem ist noch folgendes zu bedenken¹⁰⁾: Wenn der Erddruck nach Abb. 35 irgendwie kurvenförmig verteilt ist, so kann eine ebene Gleitfläche im allgemeinen nicht die genaue Lösung der Aufgabe sein, denn zu einer ebenen Gleitfläche gehört nach der Kötterschen Gleichung für den Pressungsverlauf in der Gleitfläche¹¹⁾ eine nach einem Dreieck zunehmende Gleitflächenpressung und damit eine bestimmte Schwerpunktslage für den Erddruck, die je nach der Richtung des Erddruckes nur wenig oder gar nicht von der Schwerpunktslage des Dreiecks abweicht. Umgekehrt gehört zu einer Erddruckverteilung, die stärker von der Dreieckverteilung abweicht, auch eine stärker von der — vielfach ebenen — Normalform abweichende Gleitfläche, für den aktiven Druck also fast immer eine stärker gekrümmte Gleitfläche (Abb. 36). Eine solche Gleitfläche bewirkt aber neben der Verschiebung auch eine gewisse Drehung des nachgleitenden oder beiseitegedrückten Erdkörpers, wodurch die Wandverschiebung sich relativ zum Erdgleitkörper nicht als reine Parallelverschiebung auswirkt, sondern zum Teil als Drehung um einen unten liegenden Punkt. Damit wird aber die Annahme unzulässig, daß im oberen Wandbereich noch der natürliche Erddruck vorhanden sein könne. Vielmehr wird wahrscheinlich mit zunehmender Verschiebung allmählich die Dreieckverteilung des Erddruckes erreicht werden. Auch in dieser Hinsicht werden sorgfältig durchgeführte Versuche Klarheit schaffen können.

Eine eingehende Betrachtung wird erforderlich für eine steife Wand, die sich um einen oberen Punkt dreht (Abb. 37). In diesem Fall kann sich die unterste Gleitfläche nicht mehr ungenutzt ausbilden, und Zwischengleitflächen können überhaupt nicht mehr vorhanden sein. Es liegt auf der Hand, daß sich dadurch sowohl das Gleitflächen- als auch das Spannungsbild grundlegend ändert. Wie man unschwer erkennt, ist ein Nachgleiten (E_a) oder Fortschieben (E_p) des Erdkörpers nur auf einer annähernd kreisrunden Gleitfläche möglich, deren Drehpunkt auf der Winkelrechten zur Wand durch den Drehpunkt der Wand liegt (Abb. 37). Solange zwischen Wand und Erdreich keine Verschiebung (durch Überwindung der Reibung) eintritt, fällt der Gleitkreis-Mittelpunkt mit dem Wanddrehpunkt zusammen (die Wand muß in diesem Falle die lotrechte Verschiebung des Erdgleitkörpers mitmachen). Nur so kann nämlich der Erdkörper beim Verschieben der Wand derart nachrutschen oder fortgedrückt werden, daß er überall längs der Wand anliegt.

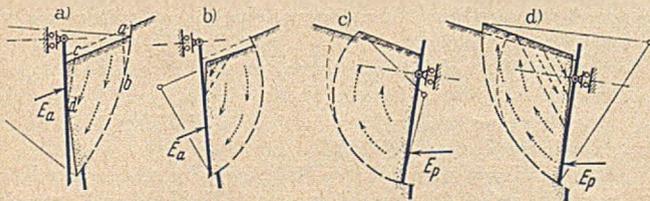


Abb. 38. Veranschaulichung der Gründe für den Gleitflächen-Verlauf nach Abb. 37.

Zur näheren Begründung betrachten wir zunächst die Verhältnisse beim aktiven Erddruck E_a . Würde die Gleitfläche in diesem Fall nach Abb. 38a oben schräg nach erdwärts auslaufen (wie bei ebenen Gleitflächen), so könnte ein Nachrutschen des Erdkörpers nicht eintreten, weil dieser sich oben wie ein Keil festklemmen

würde. Ein solches Aufhängen kann natürlich nicht stattfinden, weil der Erdkörper längs der Lotrechten $a - b$ oder der Schrägen $c - d$ herabgleiten kann. Im Hinblick auf Abb. 37 erkennt man, daß solange immer noch ein Festklemmen des Rutschkörpers möglich ist, wie der Gleitflächenmittelpunkt höher liegt, als er in Abb. 37 angegeben ist. Würde andererseits der Gleitkreismittelpunkt tiefer liegen als in Abb. 37, so wäre die Gleitfläche im Geländepunkt stärker nach vorn überhängend geneigt (Abb. 38b), und der Gleitkörper würde sich bei der Abwärtsbewegung im oberen Teil von der Wand entfernen müssen. Der in Abb. 38b gezeichnete obere Spalt würde sich für sandiges Erdreich zwar nicht halten können, weil die Erde — wie in Abb. 38b angedeutet — entsprechend nachgleiten würde. Jedoch müßte dann oben hinter der Wand die untere Grenze des Gleichgewichtes erreicht sein. Nun zeigt aber die Zahlenrechnung, daß dieses nicht möglich ist. Die Gleichgewichtsbedingungen lassen sich nämlich nur erfüllen, wenn der Erddruck auf den oberen Teil der Wand bedeutend größer angesetzt wird als der untere Grenzwert¹²⁾. Eine oben stärker nach vorn geneigte Gleitfläche ist daher ebenfalls nicht möglich; es kann demnach nur noch die in Abb. 37a dargestellte Gleitflächen-Bedingung maßgebend sein.

Ähnlich ist die Beweisführung beim Erddruck E_p . Hier würde nach Abb. 38c ein Festklemmen des fortgedrückten Erdkörpers eintreten, wenn die Gleitfläche stärker gekrümmt wäre als nach Abb. 37b. Wäre dagegen die Gleitfläche nach Abb. 38d weniger stark gekrümmt als nach Abb. 37b, so würde sich der Gleitkörper oben von der drückenden Wand entfernen müssen, so daß hier bis zu einer bestimmten Tiefe der aktive Erddruck wirken müßte. Damit würde jedoch der Drehpunkt tiefer liegen, als er vorausgesetzt wurde, was keinesfalls eintreten darf. Infolgedessen kommt auch für E_p nur die Gleitflächen-Bedingung nach Abb. 37 in Betracht.

Nachdem vorstehend schon gefunden wurde, daß der Mittelpunkt der kreisrunden Gleitfläche auf einer bestimmten Linie liegen muß (Abb. 37), ist jetzt noch die genauere Lage des Gleitkreis-Mittelpunktes zu bestimmen. Ähnlich wie bei ebenen Gleitflächen bildet sich offenbar die Gleitfläche dort aus, wo der größte Widerstand zur Sicherung des Gleichgewichtes verlangt wird. Nun hat der Erddruck in jedem Falle eine bestimmte Größe und einen bestimmten Angriffspunkt. Nimmt man diese beiden Stücke zunächst als gegeben an, so kann man für jede angenommene Gleitfläche (die die Bedingung nach Abb. 37 erfüllt) den Erddruck E mit dem Gleitkörpergewicht G zur Mittelkraft Q' zusammensetzen, die mit der Mittelkraft Q aller Gleitflächenspannungen im Gleichgewicht sein muß (Abb. 39). Auf diese Weise kann man für jede angenom-

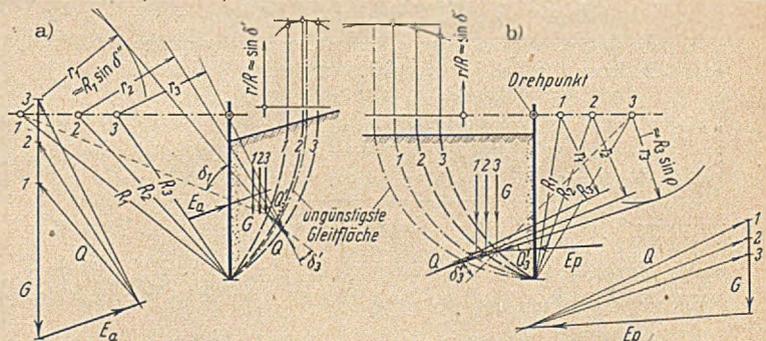


Abb. 39. Ermittlung der ungünstigsten Gleitfläche für oberen Drehpunkt.

mene Gleitfläche eine zugehörige Mittelkraft Q finden, der eine bestimmte Spannungsneigung δ' zugeordnet ist¹³⁾. Offenbar bildet sich die Gleitfläche nun dort wirklich aus, wo δ' seinen größten Wert erreicht, und zwar den Reibungswinkel ρ . Die Gleitfläche ist demnach jeweils durch die Bedingung $\delta' = \max = \rho$ gegeben¹⁴⁾. Auf Anwendungen dieser Regel kommen wir im Abschnitt VI zurück.

Um die vorliegende Aufgabe befriedigend zu lösen, müssen wir auch auf den Spannungsverlauf längs der Gleitfläche und der Wand noch ausführlich eingehen. Dabei zeigt

¹⁰⁾ Vgl. Bautechn. 16 (1938), Heft 37, S. 482 u. 484—486 und Abschnitt VI dieser Aufsatzreihe.

¹¹⁾ Hier ist mit Krey näherungsweise angenommen, daß Q den $R \cdot \sin \delta'$ — Kreis berührt, den auch die Gleitflächenpressungen σ berühren. Ein genaueres Verfahren wird im Abschnitt VI angegeben.

¹²⁾ In Bautechn. 16 (1938), Heft 37, S. 480—486, habe ich die ungünstigste Gleitfläche mittels der Bedingung $E_a = \max$ ermittelt. Mit Recht bemerkt L. Rendulic in Bautechn. 18 (1940), Heft 13/14, S. 147, dazu, ein solches Vorgehen wäre „nicht einwandfrei“. Der dadurch verursachte Fehler ist jedoch gering, worauf wir unter VI u. XIV noch zurückkommen.

¹⁰⁾ Vgl. auch Bautechn. 16 (1938), Heft 53/54, S. 753 u. 754.

¹¹⁾ Vgl. Bautechn. 16 (1938), Heft 19, S. 242, Heft 37, S. 480 u. Heft 53/54, S. 758.

sich, daß die unter dem Reibungswinkel ϱ wirksamen Schrägspannungen $\bar{\sigma}$ längs der Gleitfläche nach einer Kurve verteilt sind, etwa wie in Abb. 40 angegeben ist. Entsprechend weicht auch die Erddruckverteilung von einem Dreieck ab, und zwar greift E_a höher und E_p tiefer an als im unteren Drittelpunkt. Zum Nachweis dieser Ergebnisse sind folgende 3 Bedingungen zu beachten:

1. Der Druckverlauf im Geländepunkt C der Gleitfläche,
2. Das Kräftegleichgewicht für den ganzen Gleitkörper und
3. Das Spannungsgleichgewicht für den untersten Punkt A.

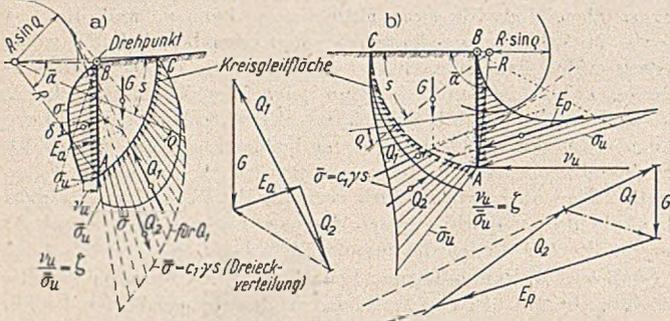


Abb. 40. Spannungsverteilung und Kräftegleichgewicht für Wände mit oberem Drehpunkt.

Sehr merkwürdig und zugleich grundlegend wichtig ist die zuerst genannte Forderung eines bestimmten Spannungszustandes in der Nachbarschaft des Geländepunktes C der Gleitfläche. Betrachten wir vom Punkt C aus abwärts ein kurzes Stück der Gleitfläche, so können wir dieses Gleitflächenstück genügend genau als ebenflächig ansehen. Der Erddruck auf dieses erste Stück der Gleitfläche entspricht dann für E_a von der Wandseite her dem Sonderfall $\delta = +\varrho$ und erdseits dem Sonderfall $\delta = -\varrho$. Natürlich muß der Erddruck beiderseits den gleichen Wert haben, d. h. es wird sich der größere der beiden Erddruckwerte wirklich einstellen, und das ist der Wert für $\delta = -\varrho$, denn dieser größere Erddruck für $\delta = -\varrho$ muß als ein unterer Grenzwert mindestens vorhanden sein. Umgekehrt wird sich für das obere Stück der Erdwiderstands-Gleitfläche der kleinere Wert der Widerstände zu beiden Seiten der Gleitfläche einstellen, nämlich der Wert für $\delta = +\varrho$. Bezeichnen wir mit s die Länge der Gleitlinie vom Punkt C aus, so können wir für die Gleitflächen-Schrägpressungen σ in der Nachbarschaft des Geländepunktes C allgemein ansprechen (für Erdreich ohne innere Festigkeit):

$$\bar{\sigma} = c_1 \gamma s \mp \gamma [c_2 s^2 + \text{höhere Glieder}] \dots (12)$$

Für unseren Sonderfall $\delta = -\varrho$ liefert die bereits erwähnte Köttersche Gleichung für den Spannungsverlauf in der Gleitfläche¹⁵⁾:

$$c_1 = \sin(\vartheta \mp \varrho), \dots (13)$$

wenn das obere Vorzeichen für E_a und das untere Vorzeichen für E_p gilt. Denselben Wert für c_1 erhält man auch mit Hilfe der vom Verfasser abgeleiteten Erddruckformel für ebene Gleitflächen:

$$\frac{1 \pm \mu a}{\sqrt{\lambda}} = \sqrt{1 + \mu^2} \pm \sqrt{(\mu \pm m)(\mu \mp b)} \frac{1 + a^2}{(1 + ab)(1 - ma)}, \quad (14)$$

wobei Vorzeichen und Bedeutung von m , a und b aus Abb. 41 hervorgehen. Setzt man in dieser Formel $m = \mu$ und $a = -\cotg \vartheta$ ein,

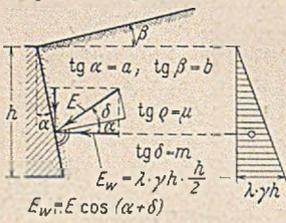


Abb. 41. Bezeichnungen für Erddruckformeln.

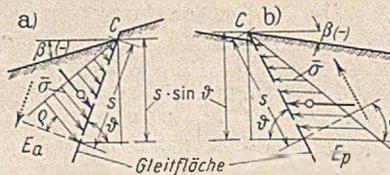


Abb. 42. Obere Ausmündung der Gleitfläche.

(weil „Wand“ und Gleitfläche zusammenfallen), so fällt der 2. Wurzelausdruck fort, und es ist zunächst:

$$\lambda = (1 \mp \mu \cotg \vartheta)^2 / (1 + \mu^2).$$

Da der λ -Wert für die waagerechte Teilkraft E_w des Erddruckes gilt, so ist unter Beachtung von (12) und Abb. 42 anzuschreiben:

$$\lambda \cdot \gamma \frac{s^2 \sin^2 \vartheta}{2} \frac{1}{\sin(\vartheta \mp \varrho)} = \frac{c_1 \gamma s^2}{2} \quad \text{oder} \quad c_1 = \lambda \frac{\sin^2 \vartheta}{\sin(\vartheta \mp \varrho)},$$

¹⁵⁾ Näheres über die Köttersche Gleichung s. unter V u. VI.

welcher Wert nach dem Einsetzen von λ und kurzer Zwischenrechnung tatsächlich auf Gl. (13) führt.

Daß der Erddruck in der Nachbarschaft des Punktes C zunächst dreieckförmig zunehmen muß (falls, wie vorausgesetzt, keine Geländebelastung vorhanden ist), ist eigentlich selbstverständlich, da jede andere Möglichkeit ausscheidet. Insofern besteht Gl. (12) von vornherein zu Recht. Es fragt sich nur, wie groß die Konstanten c_1 und c_2 usw. anzusetzen sind. Nun haben wir aber vorstehend für c_1 bereits den Wert nach Gl. (13) gefunden und damit die unter 1. genannte Bedingung in der Nachbarschaft des Punktes C erfüllt. Wir können uns also der 2. Bedingung, dem Nachweis des Rutschkörper-Gleichgewichtes, zuwenden. Um hierbei möglicherweise c_2 bzw. den ungefähren Verlauf der Schrägpressungen $\bar{\sigma}$ längs der Gleitfläche zu erhalten, teilen wir diese Pressungen $\bar{\sigma}$ nach (12) auf in den Anteil $c_1 \gamma s$ (dreieckförmig zunehmend) und in den restlichen Anteil, der mindestens mit dem Quadrat der Gleitlinie s evtl. aber noch mit einer höheren Potenz von s zunehmen wird. Die entsprechenden Mittelkräfte Q_1 und Q_2 dieser beiden Anteile sind in Abb. 40 sowohl für E_a als auch für E_p aufgetragen; sie müssen mit dem Gleitkörpergewicht G und dem Erddruck E_a bzw. E_p im Gleichgewicht sein, wodurch die Größe von Q_2 und der Angriffspunkt des Erddruckes festgelegt werden, da Q_1 als Mittelkraft der Dreieckspannungen $c_1 \gamma s$ von vornherein festliegt. Wie ersichtlich, ergibt sich Q_2 für E_a als Zugkraft und für E_p als Druckkraft, wodurch sich die Wahl der Vorzeichen in Gl. (12) nachträglich als richtig erweist. — Wir kommen damit zur 3. Bedingung, dem Spannungsgleichgewicht im untersten Wandpunkt, für welches angeschrieben werden kann:

$$v_u / \bar{\sigma}_u = \zeta, \dots (15)$$

d. h. die Normalpressung v_u im untersten Wandpunkt muß zur Gleitflächen-Spannung $\bar{\sigma}_u$ im gleichen Punkte in einem gegebenen Verhältnis ζ stehen, welches nach der Lehre vom Spannungsgleichgewicht nur von der Erddruckrichtung und dem Reibungsbeiwert abhängig ist¹⁶⁾. Um auch diese Bedingung erfüllen zu können, müssen wir uns noch mit der (kurvenförmigen) Erddruck-Verteilung beschäftigen, was vom Standpunkte einer befriedigenden Lösung der Aufgabe ohnein erwünscht ist. Da Inhalt und Schwerpunkt der Erddruck-Verteilungsfläche mit der Größe und dem Angriffspunkt des Erddruckes übereinstimmen müssen und der Erddruck oben mit Dreieck-Anstieg beginnen muß, wobei oben weder E_p überschritten noch E_a unterschritten werden darf, so liegt die Erddruckverteilungslinie dadurch schon ungefähr fest, etwa wie in Abb. 40 gezeichnet. In ähnlicher Weise können wir aus der Größe von Q_2 den ungefähren Verlauf der Gleitflächen-Pressungen $\bar{\sigma}$ finden und damit die Größe der untersten Pressung $\bar{\sigma}_u$. Der Vergleich von $v_u / \bar{\sigma}_u$ mit dem Sollwert ζ zeigt dann, in welcher Weise etwa die Q_2 -Verteilung und die E -Verteilung noch abgeändert werden müssen, um auch die 3. Bedingung zu erfüllen. Dabei handelt es sich fast immer nur noch um geringfügige Änderungen des Spannungsbildes im unteren Bereich; die Mittelkräfte Q_2 und E werden dadurch kaum noch beeinflusst. — Überblicken wir schließlich nochmals das gesamte Bild der Spannungsverteilung, so erkennen wir, daß c_1 nach Gl. (13) letzten Endes die Ursache ist für die erhaltene nichtlineare Erddruck-Verteilung. Weil c_1 für den Erddruck nach Abb. 40a erheblich größer ausfällt als der normale λ_a -Wert und für den Erdwiderstand erheblich geringer ist als der normale λ_p -Wert, kommt die erhaltene Druckverlagerung bzw. Abweichung von der Dreieckverteilung zwangsläufig zustande.

Durch diese Betrachtungen ist für den Fall des oben liegenden Drehpunktes im ganzen folgendes nachgewiesen:

- a) Der Mittelpunkt der kreisförmigen Gleitfläche liegt auf der Wandnormalen nach Abb. 37.
- b) Der Erddruck ist nicht geradlinig, sondern nach einer Kurve verteilt, wobei der Angriffspunkt des Erddruckes E_a merklich höher und der Angriffspunkt des Erdwiderstandes E_p tiefer liegt als der untere Drittelpunkt der Wand.

Die entsprechende Zahlenrechnung im Abschnitt VI wird außerdem noch zeigen, daß der Erddruck E_a größer und der Erdwiderstand E_p geringer ausfällt als für den Normalfall mit Dreieckverteilung. Dort ist auch noch eine gewisse Veränderung des c_1 -Wertes betrachtet, worauf hier der Kürze halber nicht weiter eingegangen wurde, da sich an der Beweisführung dadurch nichts Wesentliches ändert.

¹⁶⁾ Näheres vgl. Abschnitt VI.

Die Hebung des 6. Flutbogens der Kanalüberführung über die Weser in Minden.

Von Regierungsbaurat Rolf Schwarze, Minden.

Durch den Einsturz der beiden Strombögen der Kanalüberführung über die Weser in Minden infolge der Sprengung am 4. April 1945 wich der Übergangspfeiler zwischen dem westlichen Strombogen und dem benachbarten 6. Flutbogen nach Osten aus, wodurch der Flutbogen im Mittel 18 cm im Scheitel absank.

Die Hebung dieses Bogens in seine alte Lage stellte einen besonders schwierigen technischen Vorgang im Rahmen der gesamten Wiederherstellung der Kanalüberführung dar und führte zu Überlegungen und Baumaßnahmen nicht alltäglicher Art, die hier beschrieben werden sollen.

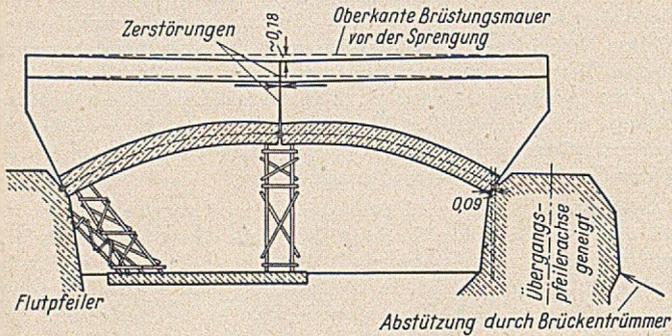


Bild 1. Schematische Darstellung des abgesackten Brückenbogens.

Um die hohen Kosten der Hebung zu sparen, lag zunächst der Gedanke nahe, nicht nur die geringe Schräglage des Übergangspfeilers — etwa 9 cm Abweichung von der vertikalen Pfeilerachse in Höhe des Kämpfergelenks und etwa 15 cm in Leinpfadhöhe — in Kauf zu nehmen, sondern auch den Flutbogen in seinem abgesackten Zustande zu belassen und den deutlich sichtbaren Knick in den Gesimsen und allen durchlaufenden Kanten des Brückenzugs durch geeignete architektonische Maßnahmen zu beseitigen. Diese Lösung war aber bei näherer Untersuchung des Bogens nicht möglich, da sich, wie im folgenden begründet wird, herausstellte, daß statische Gesichtspunkte zur Hebung des Bogens zwangen.

Durch die Senkung des Bogens hatte sich oberhalb des Scheitelgelenks die Gelenkfuge in den Trogseitenwänden, den Leinpfadplatten und -brüstungen geschlossen (Bild 1). Zerstörungerscheinungen an diesen Bauwerksteilen ließen erkennen, daß nicht unerhebliche Horizontalkräfte über dem Scheitelgelenk durch die Trogseitenwände und Leinpfadplatten übertragen wurden. Die anteilige Größe der Kräfte, welche das Gelenk einersits und die Seitenwände und Leinpfade andererseits aufnahmen, d. h. das Maß der Verlagerung der resultierenden Stütze im Scheitelgelenk nach oben, war aber nicht bekannt und auch nicht zu ermitteln. Die Wiederherstellung klarer Kräfteverhältnisse und einer einwandfreien Gelenkwirkung im Scheitel, die durch die Mitwirkung der Trogseitenwände und Leinpfadteile an der Übertragung des Horizontalschubes nicht mehr gegeben war,

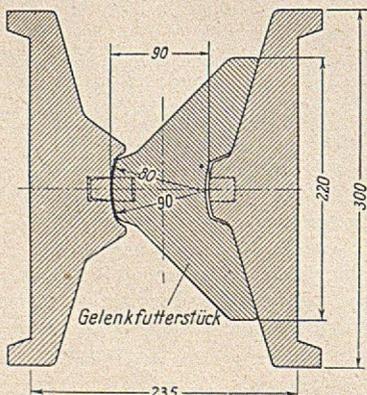


Bild 2. Vorschlag zur Einschaltung besonderer Futterstücke im Scheitelgelenk des Bogens.

war also der entscheidende Grund dafür, daß die Hebung durchgeführt werden mußte.

Voraussetzung für die Inangriffnahme war die vorherige Wiederherstellung des gerissenen und geneigten Übergangspfeilers, die an anderer Stelle beschrieben ist, sowie eine Wiederbelastung durch den neuen Strombogen in einem solchen Maße, daß ein weiteres Ausweichen unmöglich war¹⁾.

Da der Übergangspfeiler in seiner Schräglage festgelegt wurde, war damit auch die Vergrößerung der Spannweite des Flutbogens, die zu seinem Absacken geführt hatte, unabänderlich geworden. Der nach dem Heben zu erwartende Spalt im Scheitel von 9 cm mußte also wieder geschlossen werden.

Die Einschaltung besonderer Stahlguß-Stücke zwischen die beiden Gelenkschalen etwa nach Bild 2 erschien nicht zweckmäßig, weil der Bogen zum Einbringen dieser Stücke hätte über das Sollmaß hinaus gehoben und nach dem Einbringen wieder abgesenkt werden müssen. Außerdem war er auf der Südseite durch die Sprengung etwa 6 cm tiefer abgesunken als auf der Nordseite, so daß nach der Hebung kein gleichmäßig breiter Spalt über die ganze Bogenbreite zu erwarten war. Der Einbau der Gelenkstecke hätte daher zu ungleichmäßiger Beanspruchung der einzelnen Gelenkteile und damit des ganzen Bogens geführt.

Die Schließung des Spaltes sollte deshalb durch Verschieben der Gelenke und Hinterfüllen der Hohlräume mit Beton erreicht werden. Zur Vereinfachung dieses Vorgangs erschien es zulässig, nur die eine Gelenkplattenhälfte zu lösen, sie fest gegen die andere vorzurücken und den hinter ihr entstandenen Spalt mit Beton zu verfüllen, da die hierdurch bedingte geringe Unsymmetrie des Bogens in statischer Hinsicht belanglos war.

Für die Hebung selbst waren eingehende Überlegungen und Berechnungen angestellt worden, die zu dem Schluß führten, daß an dem vorhandenen Kräfteverlauf und seiner Verteilung im Bogen wenig geändert werden durfte, d. h. daß die zur Hebung nötigen Kräfte so anzusetzen waren, daß die Stütze im Bogen möglichst unverändert blieb. Aus diesen Gründen wurde von der zunächst naheliegenden Hebung von unten her abgesehen, obwohl das als Sicherung schon vorhandene starke Holzgerüst unter dem Bogenscheitel hierzu hätte mit verwendet werden können (s. Bild 1). Die alleinige Hebung im Scheitel von unten ergab eine Beanspruchung der Bogenhälften als Balken auf zwei Stützen und damit Bruchgefahr. Es wäre also eine völlige Einrüstung des ganzen Bogens notwendig gewesen. Die vertikale Hebung hätte aber auch die gänzliche Aufhebung des Horizontalschubes des Bogens zur Folge gehabt und dadurch den durch das Schräggerüst nur zur Sicherung des derzeitigen Zustandes abgestützten Flutbogenpfeiler und den weiteren

¹⁾ Baudtch. 28 (1951), Heft 8, S. 185 ff.

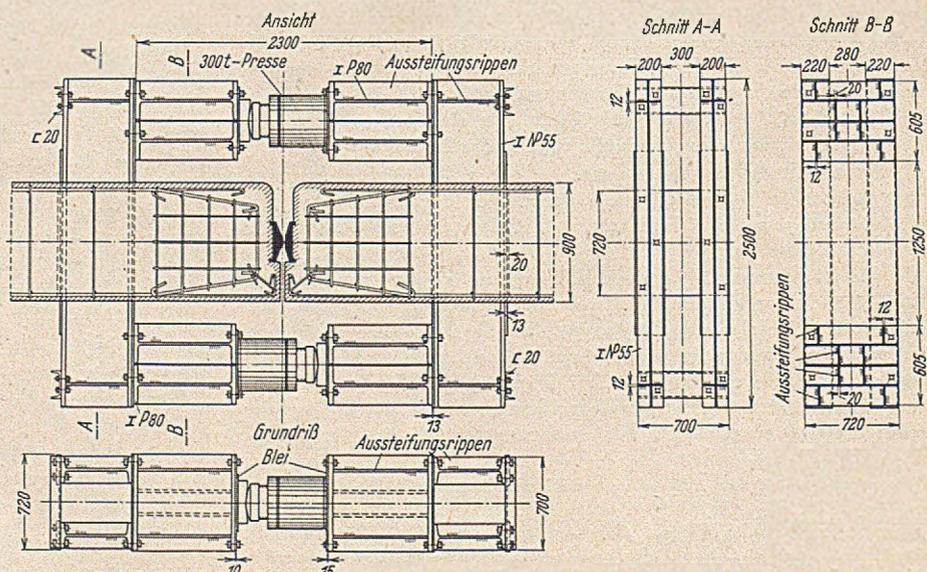


Bild 3. Anordnung der Pressen und ihrer Hilfskonstruktionen im Bogenscheitel.

Flutbrückenteil bis zum Gruppenpfeiler in der Mitte der Flutbrücke gefährdet. Da deshalb das Gelingen dieser Art der Bogenhebung in Frage gestellt war, wurde die Hebung durch waagerechte Scheitelpressung beschlossen, die ungleich schwieriger, aber statisch einwandfrei war.

Nach einem Vorschlag der ausführenden Baufirma wurde der in der schmalen Scheitelfuge nicht ausreichende Ansatzpunkt für die Pressen dadurch geschaffen, daß beiderseits dieser Fuge lotrechte Traversen aus I-Trägern angeordnet wurden, die den Pressendruck in den Bogen überleiten sollten (Bild 3). Sie wurden durch aufgeschweißte Gurtplatten und Rippen ausreichend verstärkt. Die so in der Werkstatt vorbereiteten, 2,50 m langen Traversen wurden durch ausgestemte Löcher in den im Scheitel 0,90 m starken Bogen hindurchgesteckt und einbetoniert, so daß sie oben und unten je 0,80 m aus dem Bogen herausragten. Wegen der starken Bewehrung des Bogens unmittelbar hinter den Gelenkplatten mußten die Löcher für die Traversen 1,15 m von der Gelenkfuge entfernt angeordnet werden. Der dadurch zwischen den Traversen entstandene Abstand von 2,30 m, der für den Ansatz der Pressen zu groß war, wurde durch kurze Peiner-Trägerstücke Profil 80 und Unterlagsplatten auf das erforderliche Maß verringert.

Im ganzen waren 30 Pressen — je 15 über und unter dem Bogen — mit je 300 t Druckkraft vorgesehen (Bild 4). Sie waren erfahrungsgemäß mit rd. 80 v.H., also mit 240 t ausnutzbar. Der Kolbenhub betrug 150 bis 200 mm und der Kolbendurchmesser 300 mm. Es wurde besonders darauf geachtet, daß sämtliche von verschiedenen Stahl- und Brückenbaufirmen ausgeliehenen Pressen mit Stellringen versehen waren, eine Forderung, die für die Sicherheit des ganzen Hebungsvorganges von besonderer Bedeutung war, worauf später noch näher eingegangen wird.

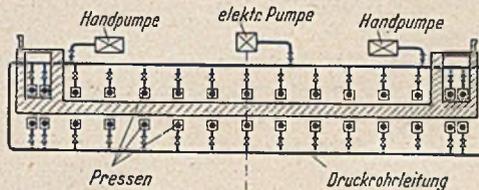


Bild 4. Anordnung der Pressen, der Druckrohrleitung und der Pumpen über die ganze Brückenbreite (schematisch dargestellt).

Die 15 Traversenpaare wurden über die Bogenbreite von 30,70 m annähernd gleichmäßig verteilt. Nur in den beiden äußeren Bogenanteilen wurde der Abstand etwas geringer gewählt, weil hier wegen des durch die Trogseitenwände und Leinpfadkonstruktionen vergrößerten Gewichtes auch größere Kräfte zu übertragen waren. Außerdem mußte darauf geachtet werden, daß die Traversen nicht in einer Arbeitsfuge zwischen den einzelnen Längslamellen betonierten Teilen des Bogens angeordnet wurden.

Sämtliche Pressen waren an einer Ringleitung angeschlossen und einzeln abschaltbar. Dadurch bestand zwar eine gewisse Gefahr für den Bogen beim Bruch der Leitung oder eines ihrer Verbindungsteile; die Anordnung hatte aber den Vorteil einer besseren Überwachung und Regelung des Pressendrucks und vor allem einer gleichmäßigen Druckübertragung und Beanspruchung aller Hebe- und Bauwerksteile. Dies schien besonders wichtig im Hinblick auf die oben erwähnten Längslamellen, deren Arbeitsfugen bei ungleichmäßiger Kraftübertragung unter Umständen hätten aufreißen können.

Zum Pumpen waren eine einfache 4-kW-Kolbenpumpe mit rd. 150 Liter Preßleistung je Stunde und zur Reserve zwei 4-Mann-Handpumpen angeschlossen. Als Druckflüssigkeit wurde Rohöl gewählt.

Aus Bild 5 sind die Stützweite und Pfeilhöhe des Flutbogens und die rechnerisch vorhandenen Gewichte und Kräfte vor Beginn der Hebung ersichtlich. Danach betrug die allein zur Überwindung des Eigengewichts des Bogens erforderliche waagerechte Kraft H

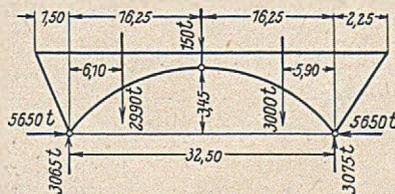


Bild 5. Hauptabmessungen und statische Werte des Bogens vor der Hebung.

im Scheitel unter Berücksichtigung eines zusätzlichen Gewichtes von etwa 150 t für die Pressen und Hebekonstruktion rd. 5650 t. Das entsprach einem Druck je Presse von $\frac{5650}{30} = 188 \text{ t}$ oder $\frac{5650000 \cdot 4}{2 \cdot \pi} = 265 \text{ atü}$.

Zur Verringerung des Eigengewichtes des Brückenüberbaues wurde die Sohlenabdeckung im Trog, bestehend aus Schugbeton-Platten, einer Tonschicht und der Bleidichtung, vor der Hebung entfernt.

Bei dem vorstehend errechneten Pressendruck war noch nicht ein zusätzlich aufzuwendender Druck zur Überwindung der Lagerreibung in den Kämpfergelenken und einer Reibung oder Klemmung in den Bewegungsfugen zwischen den Außenwänden der Brücke und den Wänden der Turm- bzw. Erkervorbauten an den Kämpfern berücksichtigt. Wenn auch versucht wurde, diese Reibungswiderstände dadurch möglichst klein zu halten, daß der Bitumenvergüß an den Kämpfergelenkplatten nach vorheriger Erwärmung durch elektrische Heizschlangen entfernt wurde und vorspringende Mauerwerksteile und einzelne eingeklemmte Steine an den Bewegungsfugen so weit wie möglich beseitigt wurden, so mußte doch mit einer gewissen Größe dieser Widerstände beim Heben gerechnet werden. Berücksichtigt werden mußte auch eine mögliche Abweichung des tatsächlichen vom rechnerischen Eigengewicht mit eventueller Verlagerung des Schwerpunktes beider Bogenhälften zum Scheitel hin, die eine weitere Erhöhung des Horizontalschubes bewirken konnte.

In den Sicherheitsgrad mußten ferner zusätzliche Spannungen in den Traversen durch das Hebungs- und Senkungsmaß des Scheitels aus Temperaturschwankungen während der 3 bis 4 Tage eingerechnet werden, an denen die gehobene Brücke programmäßig bis zur Erhärtung des neuen Lagervergüßbetons auf den Pressen ruhen sollte. Die Berechnung ergab eine Druckumlagerung in den Pressenpaaren und Traversen von oben nach unten bzw. umgekehrt von rd. 3 t bei 1 Grad Temperaturänderung.

Durch vorsichtige Schätzungen wurde überschläglich ermittelt, daß diese zusätzlichen Reibungs- und Belastungswerte den oben genannten Pressendruck von 265 atü bis auf 330 atü oder 210 t je Presse steigern konnten. Für diese Beanspruchung wurde deshalb die Traversenkonstruktion bemessen und nachgewiesen, daß die Spannung unter der für diesen Belastungsfall zulässigen Grenze von $\sigma_E = 1850 \text{ kg/cm}^2$ blieb, und daß die Sicherheit gegen Beulen in den hohen Stegen der I-Träger größer war als die nach der BE verlangte von $\nu = 1,3$. Die rechnerische mittlere Spannung des Bogenbetons unmittelbar hinter den Stahlträgern betrug bei diesem Pressendruck 83 kg/cm^2 und wurde für den über 35 Jahre alten Beton und unter Berücksichtigung der Streifenbelastung als zulässig erachtet.

Die durch eine Belastung von 330 atü in den Stahlteilen und im Bogenbeton tatsächlich auftretenden Spitzenspannungen waren bei der Unsicherheit des Einspannungsgrades der Traversen und der zweifellos ungleichmäßigen Lastübertragung auf den Bogenbeton ebenso wie alle oben erwähnten zusätzlichen Reibungs- und sonstigen Belastungswerte rechnerisch nicht einwandfrei erfassbar. Diese Sachlage ließ es daher angeraten erscheinen, die Rechnungsannahmen und Tragfähigkeit aller Hebeteile durch Versuche nachzuprüfen.

Zu diesem Zweck wurden alle eingebauten Traversen bzw. Pressenpaare einzeln im Ruhezustand der Brücke abgedrückt, und zwar aus Sicherheitsgründen mit einer Beanspruchung von 400 atü, was etwa 283 t Druck je Presse entspricht. Durch Beobachtung und Feinmeßapparate wurde dabei festgestellt, daß eine Überbeanspruchung des Betons oder des Stahls nicht eintrat, und daß die tatsächliche Durchbiegung der Traversen der rechnerischen nahekam. Nach der Entlastung ging die Durchbiegung wieder vollständig zurück, wodurch erwiesen war, daß die Traversen-Spannungen in jedem Einzelfalle im elastischen Bereich blieben.

Außer der Nachprüfung jedes einzelnen Traversen- bzw. Pressenpaares wurde auch noch der Einfluß von Temperaturschwankungen und von Leuchtungsundichtigkeiten und -brüchen während bzw. nach dem Heben praktisch untersucht.

Durch Abstellen einzelner, unter hohem Druck stehender Pressen auf die Stellringe wurde festgestellt, daß Temperaturschwankungen von 5 bis 6 Grad, die während der Nacht eintraten, keine am Manometer meßbaren Druckverlagerungen in den Pressen verursachten. Trotzdem erschien es ratsam, zur Verkürzung der Dauer des Zustandes, bei dem der gesamte Scheiteldruck auf den Pressen lagerte und diese den Temperaturspannungen aus dem Bogen ausgesetzt waren, schon vor Beginn der Hebung möglichst viele der vorzuschiebenden Gelenkplattenhälften auszubauen. Ohne Überlastung der verbleibenden Platten und des Bogenbetons konnte die Hälfte aller Platten ausgebaut werden.

Der Einfluß eines plötzlichen Leitungsbruchs wurde durch ruckweises Öffnen eines Druckleitungsventils nachgeprüft. Es stellte sich

heraus, daß bei fortfallendem Druck in der Leitung 90 bis 95 v. H. des Drucks auf die Stellringe übergingen. Die Versuche zeigten aber ebenso deutlich, daß dieser Wert bei einem weniger sorgfältigen Anziehen der Stellringe erheblich sank, daß also die Stellringe unter allen Umständen beim Heben stets stark angezogen gehalten werden mußten, falls nicht eine Leitungsstörung oder sogar ein Leitungsbruch sich während des Hebens in einen gefährlichen Stoß auf den Brückenbogen auswirken sollte. Dieser Bedeutung entsprechend wurde daher angeordnet, daß bei Durchführung der Hebung jeder Stellring für sich von einem Arbeiter bedient werden sollte, der zum scharfen Nachziehen eine etwa 1 m lange eiserne Hebelstange in dem jeweiligen Drehloch des Ringes anzusetzen hatte.

Besondere Sicherheitsvorkehrungen wurden an den Hebekonstruktionen selbst und zusätzlich an dem Bogen für erforderlich erachtet. Der mit fortschreitender Hebung größer werdende Drehwinkel der beiden Bogenhälften, den auch die fest einbetonierte Traversen mitmachten und der bei diesen infolge ihrer Durchbiegung unter dem Druck der Pressen noch vergrößert wurde, konnte eine exzentrische Beanspruchung und dadurch eine Klemmung der Pressen zur Folge haben. Um sie auszuschließen oder zumindest zu verringern, wurden nach Bild 6 Gelenkfutterplatten zwischen den Pressen und Traversen eingeschaltet,

deren gegenseitige Berührungsfächen kugelförmig als Kopf und Pfanne ausgedreht waren. Die Radien waren mit 50 bzw. 57 cm so gewählt worden, daß einerseits beim Abrollen der Druckflächen gegeneinander die Exzentrizität von der Pressenachse möglichst klein blieb, und daß andererseits die zulässige Beanspruchung in den Berührungsfächen nicht überschritten wurde. Außerdem erhielten der Pressenfuß und die Kugelplatte Unterlagen aus Bleiplatten, die keilförmig so ausgebildet waren, daß der Anlaufwinkel der Keile halb so groß war wie der Drehwinkel des Bogens vom Beginn bis zur Beendigung der Hebung. Die Kugelflächen mußten also über die Längsachse der Pressen abrollen, wodurch die Exzentrizität und damit die Gefahr der Klemmung weiter verringert werden sollte.

Ganz besonders beachtet werden mußten die im Scheitelgelenk bzw. in dem gelenkviereckartigen Gebilde der Pressenpaare und Traversen möglicherweise entstehenden Querkräfte. Solche für den Hebungsvorgang gefährlichen Kräfte konnten durch verschiedenes Eigengewicht beider Bogenhälften und durch das Auftreten möglicher ungleichmäßiger Reibungswiderstände verursacht werden. Rechnerisch wurde ihr Größtwert zu 1,5 v. H. des waagerechten Scheiteldrucks, d. h. zu 85 t ermittelt, Sicherheitshalber wurden aber bei der Bemessung der zur Aufnahme dieser Kräfte bestimmten Vorrichtungen 120 t zugrunde gelegt, zumal jede beginnende vertikale Verschiebung der beiden Bogenhälften gegeneinander automatisch zusätzliche Scherkräfte mit sich gebracht hätte.

Zum Zwecke der gleichmäßigen Hebung beider Bogenhälften wurden 12 stählerne Waagebalken paarweise auf jeder Seite der Scheitelgelenkfuge angeordnet (Bild 7). Die Balkenpaare waren mit den einbetonierte Traversen der einen Bogenhälfte durch kurze C-Stähle fest verbunden, während sie mit einem kurzen Hebelarm auf die andere Bogenhälfte hinübertagten, gegen die sie sich durch zunächst nur lose angezogene Holzkeile legten. Der längere Hebelarm war gleichfalls am Ende unterteilt. Die 12 Waagebalken der Gegenseite waren in gleicher Weise angeordnet.

Aufgabe dieser Waagebalken sollte es sein, Querkräfte, die zum Voreilen einer Bogenhälfte führten, mit ihrem kurzen Hebelarm abzufangen und so über die Traversen in die andere Bogenhälfte überzuleiten, daß eine gleichmäßige Bewegung des ganzen Bogens sichergestellt wurde. Durch Nachkeilen der Balkenenden über der vorcilenden Bogenhälfte sollte die gleiche Höhenlage wiederhergestellt werden.

Als zusätzliche Sicherung gegen die Gefahr des Voreilens waren außerdem Vertikalpressen und vertikale Zuganker vorgesehen. Die Vertikalpressen wurden auf dem Holzgerüst unter dem Scheitel des Bogens aufgestellt, und zwar unter jeder Bogenhälfte 3 Stück. Sie sollten kraftschlüssig, jedoch ohne Druckausübung dem Hebungsvorgang folgen und nur dann in Aktion treten, wenn wider Erwarten die gleichmäßige Bewegung beider Bogenhälften durch das Nachkeilen der Waagebalken nicht erreicht werden konnte.

Die Zuganker mit einem Durchmesser von $2\frac{1}{2}$ " , ebenfalls je 3 Stück seitlich des Scheitelgelenks, waren oben im Bogen und unten im Fundamentbeton des Holzgerüsts befestigt und durch eine Zwischenkonstruktion mit Hilfe von Schraubenmutter nach Art eines Spannschlusses in ihrer Länge veränderlich. Sie hatten die Aufgabe, eine beim Heben etwa voreilende Bogenhälfte sofort festzuhalten, stellten also eine weitere Zusatzticherung dar.

Für die Durchführung der Hebung wurde ein besonderer Plan aufgestellt, der die einzelnen Hebungszustände festlegte, mögliche Zwischenfälle und daraufhin zu treffende Maßnahmen erörterte sowie die Aufgaben eines jeden an der Hebung Beteiligten bestimmte.

Von besonderer Wichtigkeit war es, die Bewegungen des zu hebenden Bogens und seiner Hebanlagen, aber auch die benachbarten Bögen und Pfeiler jederzeit beobachten zu können, um daraus sofort Rückschlüsse auf eventuell eintretende Unregelmäßigkeiten zu ziehen. Zu diesem Zweck waren folgende Meßvorrichtungen eingebaut bzw. aufgestellt:

a) Je ein Nivellierinstrument westlich und östlich des zu hebenden Bogens zur laufenden Beobachtung der absoluten NN.-Höhe der Trogsohle mit Hilfe von 24 Festpunkten.

b) Sechs besonders konstruierte Bewegungsmesser unter dem zu hebenden Bogen, die durch Rollen- und Hebelübertragung mit einem Übersetzungsverhältnis von 1 : 20 die Bewegungen selbständig aufzeichneten und Bruchteile von Millimetern erkennen ließen.

c) Je ein Pendelmesser in der Scheitelfuge der nördlichen und südlichen Trogseitenwand des zu hebenden Bogens zur Messung etwaiger Ungleichmäßigkeiten bei der Bewegung der beiden Bogenhälften.

d) Kommunizierende Röhren und Schneiden an der Scheitelfuge in Leinpfadhöhe zu dem gleichen Zweck wie bei c). Das eine Ende jeder Röhre war dabei fest mit einem Punkt außerhalb des Bauwerks (Holzpfahl des Gerüsts unter dem Bogen) verbunden, während das andere Ende an dem zu hebenden Bogen angebracht war.

e) Messung der Durchbiegung der Traversen durch zwischengespannte Drähte mit eingebauten Rollenmessern. Abweichungen von den errechneten Durchbiegungen sollten auf Überbeanspruchung hinweisen und den Ausfall einzelner Pressen anzeigen.

f) Gipsbänder quer über die Scheitelfuge des zu hebenden Bogens hinweg, und zwar 2 über dem Leinpfad und 2 in der Trogsohle.

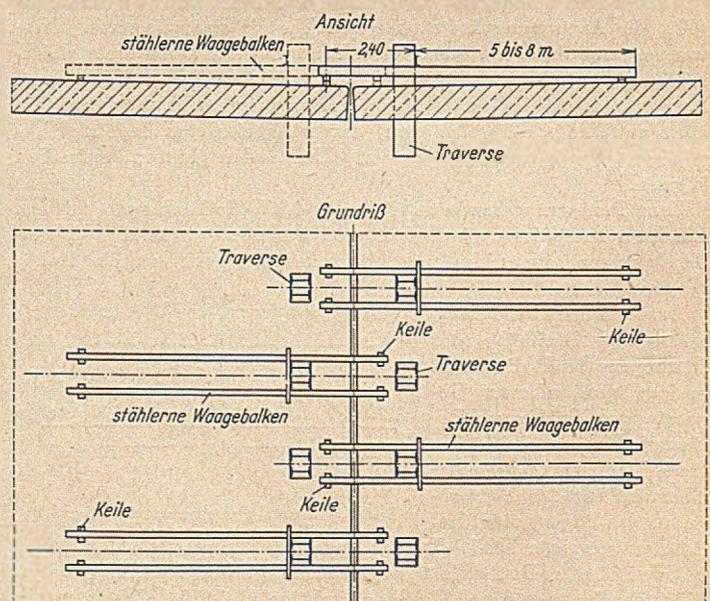


Bild 7. Sicherung der Bogenhälften gegen ungleichmäßige Hebung.

Weitere Gipsbänder wurden unter dem Bogen quer über die Kämpferfugen gelegt sowie auch an einzelnen Punkten der Bogenlaibung über die Arbeitsfugen, die vom damaligen Betonieren des Bogens in einzelnen Längslamellen herrührten.

Fernsprechleitungen zwischen den wichtigsten Meß- und Beobachtungspunkten und einer besonders eingerichteten Zentralstelle, in welcher der Hebungsvorgang tabellarisch und graphisch aufgetragen wurde, erleichterten die sofortige Übermittlung der Bewegungen und besonderer Beobachtungen sowie die Entgegennahme und Weiterleitung von Anweisungen.

Der erste Abschnitt des Hebungsplanes, der die Zeit der Drucksteigerung im Ruhestande, also vor Einsetzen der Bewegung, umfaßte und die Nachprüfung des reibungslosen Arbeitens des ganzen Systems zum Ziel hatte, wurde einige Tage vor der Hebung gewissermaßen als Generalprobe für alle beteiligten Mannschaften und Geräte durchgeführt. Hierbei zeigten sich keine wesentlichen Mängel, jedoch wurde jeder einzelne nochmals auf die Wichtigkeit der genauen Beachtung aller Anweisungen der Bauleitung und auf die schwerwiegenden Folgen eigenmächtiger Handlungen hingewiesen.

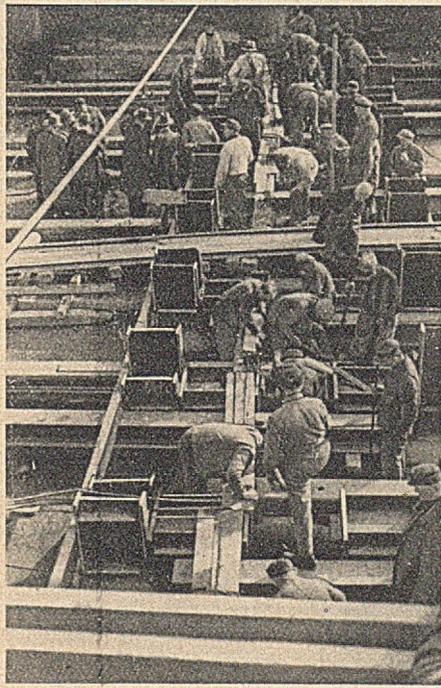


Bild 8. Blick in den Brückentrog während der Hebung mit Anordnung der Hebevorrichtungen.



Bild 9. Die Stirnseite des Bogens mit teilweise geöffneter Scheitelgelenkfuge und die Bedienung des Stellrings der äußersten Presse unter dem Bogen.

nung gesetzten Reibungskräfte sowohl in den Pressen als auch im Bogen selbst zunächst nicht die erwartete Höhe erreichten. Da die Loslösung der beiden Bogenhälften im Scheitel gleichmäßig und ohne Störung verlief, wurde entgegen dem Programm weiterhin die Maschinenpumpe beibehalten. Die damit erzielte lotrechte Hebung des Scheitels betrug 30 bis 35 mm in der Stunde, eine Geschwindigkeit, die es zuließ, laufend die nötigen Kontrollmessungen und Sicherheitsmaßnahmen durchzuführen.

Im weiteren Verlauf der Hebung machte sich ein geringes Voreilen der östlichen vor der westlichen Bogenhälfte bemerkbar. Als die lotrechte Verschiebung der beiden Bogenhälften gegeneinander auf der Nordseite der Brücke das Maß von 1 cm überschritt, wurde der Hebungsvorgang unterbrochen und der auf die östliche Bogenhälfte überkragende kurze Hebelarm der Waagehaken scharf unterteilt mit der Wirkung, daß das Maß des Voreilens wieder kleiner wurde und die beiden Bogenteile sich fast gleichmäßig

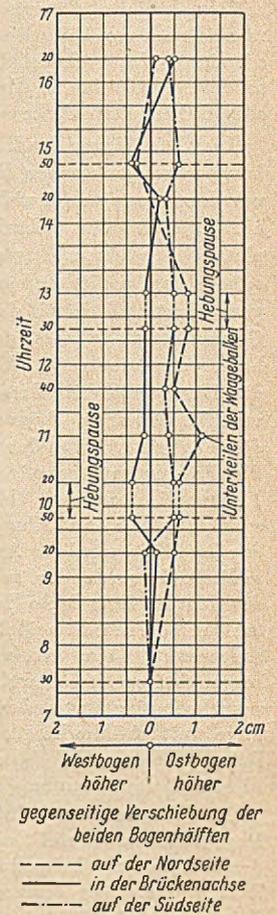


Bild 10.

Nachdem alle beschriebenen Vorbereitungen getroffen waren, wurde die Hebung auf den 13. Oktober 1948 angesetzt.

In der ersten Hebungsphase wurde der Druck mit der Maschinenpumpe langsam bis auf 200 atü gesteigert. Nach Zwischenbeobachtung der Meßinstrumente und aller Hebevorrichtungen schloß sich der 2. Hebungsabschnitt an, der bis zum Erreichen eines Druckes von 270 atü gehen sollte. Diese Grenze lag schon dicht unterhalb des voraussichtlichen Beginns des eigentlichen Hebevorganges, der etwa zwischen 280 und 300 atü erwartet wurde. Auch hier wurde noch die Maschinenpumpe verwendet, die im kritischen Bereich durch 2 Handpumpen ersetzt werden sollte, weil eine Verlangsamung des Hebevorganges während der Loslösung der beiden Bogenhälften mit Rücksicht auf dann mögliche ruckartige Bewegungen notwendig erschienen.

Die beiden Gipsbänder über der Scheitelfuge am nördlichen und südlichen Leinpfad rissen ziemlich gleichzeitig schon bei 250 atü und zeigten damit die beginnende Rückbildung der elastischen Formänderung der hier zusammengepreßten Scheitelfuge an. Bei der Erreichung der 270-atü-Grenze rissen auch die Gipsbänder über der Scheitelfuge in der Trogsohle. Da sich der Druck nicht mehr steigerte, hatte damit offensichtlich der Hebungsvorgang schon eingesetzt.

Es war also schon klar zu erkennen, daß sich die Bewegung ziemlich gleichmäßig über die ganze Bogenbreite von 30 m erstreckte, und daß die zusätzlich zu den eigentlichen Gewichtskräften in Rech-

hoben, nachdem die Pumpe wieder in Tätigkeit gesetzt war (Bild 8 u. 9).

Die Größe der gegenseitigen Vertikalverschiebungen während der ganzen Hebungszeit ist auf Bild 10 graphisch dargestellt. Es ist daraus zu erkennen, daß beispielsweise um 11 Uhr die östliche Bogenhälfte auf der Nordseite der Brücke 1,1 cm höher war als die westliche, daß dieses Maß in der Brückenachse 0,4 cm betrug, während auf der Südseite der Brücke die westliche Bogenhälfte 0,1 cm höher war als die östliche. Da die Verschiebungen in der Folgezeit in vertretbaren Grenzen blieben, brauchten die zur Sicherung eingesetzten Vertikalpressen auf dem Holzgerüst unter dem Bogen nicht in Anspruch genommen zu werden. Auch die Zuganker wurden während der ganzen Hebung mit etwa 3 bis 5 mm Spiel durch Drehung der Schraubenmutter an den Enden spannungslos gehalten und brauchten nicht in Tätigkeit zu treten. Unter diesen Umständen wurde das ursprüngliche Hebeprogramm, das eine Unterteilung in vier Hebephasen vorsah, vollständig verlassen und der ganze Vorgang nur dann unterbrochen, wenn es zur Kontrolle der Bewegungsmaße oder aus Gründen der Sicherheit für notwendig gehalten wurde. Dieser Fall trat mehrfach dadurch ein, daß sich die Stellringe gar nicht oder nur schwer anziehen ließen und erst durch Klopfen wieder betriebsfähig gemacht werden mußten. Auffallend war im weiteren Hebungsverlauf ein am Manometer sichtbarer stetiger Druckanstieg, der sich nur dadurch erklären ließ, daß die Reibung in den Pressen

beim Heraustreten der Preßkolben aus den Zylindern und bei zunehmendem Verkanten der Kolben anwuchs. Eine Presse hatte sich so festgeklemmt, daß sie gänzlich ausfiel.

Nach 7 Stunden war die alte Höhenlage des Bogens, der um 18 cm gehoben war, erreicht, so daß der Scheiteldruck auf die Stellringe abgesetzt werden konnte. Der Druck in der Ringleitung war zu diesem Zeitpunkt bis auf 330 atü angestiegen. Da hiervon rd. 10 atü auf den Ausfall einer Presse zurückgeführt werden mußten, hatte

sich der Wirkungsgrad der Pressen im Verhältnis $\frac{270}{330 - 10}$ auf rd. 85 v. H. verringert, eine Tatsache, die zwar wertmäßig von vornherein in Rechnung gesetzt war, deren zeitlicher Ablauf sich aber anders abspielte, als erwartet wurde. Der als Höchstwert angenommene Druck von 330 atü wurde also nicht durch Reibung oder Überschreitung des rechnerischen Gewichtes der Brückenteile erreicht, sondern durch eine in diesem Umfang nicht vorauszusehende, trotz aller Sicherheitsvorkehrungen eingetretene Pressenreibung.

Nach Beendigung des Hebungsvorganges wurden die vor der Hebung noch nicht herausgestemten Gelenkplatten der einen Fugenseite sofort gelöst und so vorgerückt, daß sie mit den Gegenplatten in richtiger Lage zusammentrafen. Da die Platten nicht im Beton verankert waren, konnte diese Arbeit trotz des durch die Pressen und sonstigen Hebevorrichtungen beschränkten Raums schnell durchgeführt werden. Anschließend wurde der von den Platten freigelegte Beton mit Preßluftmeißeln aufgeraut, ein vorher hergerichteter Stahlbewehrungskorb eingelegt und die Fuge mit frühhochfestem Beton vergossen. Am Abend des der Hebung folgenden Tages waren diese Arbeiten beendet (Bild 11).

Die Witterungsverhältnisse waren während dieser Zeit günstig. Regenfälle traten nicht ein, so daß die vorbereitete Überspannung des Baufeldes mit Zeltplanen nicht vorgenommen zu werden brauchte. Zum Ausgleich der Temperaturschwankungen im Bogen während der Zeit, in der die Brücke auf den Stellringen ruhte, wurde der Raum unter dem Bogen durch große Zeltplanen, die beiderseits von den Stirnwänden herabhiengen, abgeschlossen und des Nachts mit Koks-

öfen beheizt. Durch diese Maßnahme konnte von dem ursprünglich vorgesehenen zwischenzeitlichen Abheben der Brücke von den Stellringen zum Ausgleich der Temperaturspannungen in den Traversen Abstand genommen werden.

Nachdem der Vergußbeton nach etwa 52 Stunden eine Festigkeit von 360 kg/cm² erreicht hatte, wurde die Brücke am 18. Oktober auf die Gelenkplatten abgesetzt, wobei sich der Scheitel um 3 mm senkte. Hierbei mußte besonders vorsichtig verfahren werden, weil einerseits der volle Scheiteldruck zunächst wieder in die Pressen geleitet werden mußte, um die Stellringe lösen zu können, andererseits die Gefahr bestand, daß jeder zusätzliche Druck zu einer weiteren Hebung und damit zum Aufreißen des Betons in der neuen Scheitelfuge führen würde. Es hatte sich nämlich schon beim Heben gezeigt, daß die Haftfestigkeit des Betons an den Rückflächen der Gelenkplatten vielfach geringer war als die Reibung an den Zentrierholzen, mit denen die beiden Gelenkplattenhälften verbunden waren. Auch beim Wiederaufsetzen auf die Pressen zeigte sich ein kurzer Haarriß an der Rückseite einer Gelenkplatte. Er wurde dadurch hervorgerufen, daß der Stellring einer in diesem Bereich stehenden Presse sich schwerer lösen ließ als bei den übrigen Pressen, so daß der Druck noch etwas gesteigert werden mußte. Bezeichnend für die Wirkungsweise der Pressen war übrigens die Tatsache, daß der beim Abschluß des Hebevorganges erreichte Druck von 330 atü diesmal nicht notwendig war. Die Stellringe ließen sich schon bei etwa 300 atü wieder lösen, ein Zeichen dafür, daß die Verkantung der Pressen offenbar während der viertägigen Ruhe wieder etwas nachgelassen hatte.

Nach Beendigung aller Arbeiten wurden die Traversen etwa 5 cm innerhalb der Bogenaußenflächen abgebrannt und die Hohlräume mit Beton ausgefüllt.

Zusammenfassend kann gesagt werden, daß der glatte Verlauf der Brückenhebung die vorgesehene Art der Hebung als richtig erwiesen hat. Die Anwendung der Traversen war nicht störend und hat den großen Vorteil ergeben, daß sämtliche alten Gelenkteile wieder vollkommen gleichmäßig auf Kraftschluß gebracht werden konnten, so daß praktisch der alte Zustand vollständig und einwandfrei wiederhergestellt werden konnte.

Die Arbeiten wurden unter der Bauleitung des Wasserstraßenamts II Minden von der Firma Dyckerhoff & Widmann KG., Hamburg, die auch wesentlich an der Ausarbeitung des Gesamthebungsplanes beteiligt war, durchgeführt. Die Firma war wegen des nicht vorauszusehenden Umfangs und der Schwierigkeiten der Arbeiten von dem Risiko des Gesamterfolges entbunden und führte die Arbeiten im Selbstkostenerstattungsvertrag durch. Da diese zum Teil in die Zeit vor dem Währungsschnitt und zum Teil in die Zeit danach fielen, können die Kosten nicht einwandfrei angegeben werden. Sie belaufen sich auf etwa DM 200 000.— und stehen damit in keinem Verhältnis zu den Kosten, die im anderen Falle für den Abbruch und Wiederaufbau dieses beschädigten Brückenbogens hätten aufgewendet werden müssen.

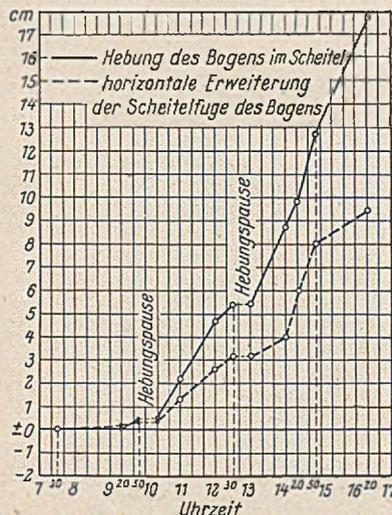


Bild 11. Zeitlicher Verlauf der Hebung und der horizontalen Erweiterung der Scheitelfuge des Bogens.

Neuere Talsperrenbauten in Italien.

Von Regierungsbaumeister a. D. Harald Link, Innsbruck.

(Schluß aus Heft 11.)

Staudämme.

Staudämme sind in Italien bisher auf Anlagen bescheideneren Ausmaßes beschränkt geblieben, da die Talsperrenvorschriften sie in der Regel nur zulassen, wenn Mauern nicht möglich sind und die Stauhöhe 25 m für Erddämme, 30 m für Steindämme in Trockenmauerwerk nicht überschreitet.

Zu den 16 älteren Trockenmauerdämmen, deren bedeutendste Vertreter bisher der 39 m hohe Hone (oder Piana dei Greci)-Damm in Sizilien und der 35 m hohe Damm auf der Alpe Cavalli (Tocegebiet) waren, sind zwei neue größere hinzugekommen. In Sizilien wurde 1948 der 42 m hohe Gela-Damm vollendet, und in den Alpen (ob. Noce) steht der Staudamm Pian Palù im Bau, der eine Höhe von 52 m erreichen soll.

Der Staudamm Gela [22, 30] schafft im Disueri-Fluß (Einzugsgebiet 239 km²) einen Speicher von 14 hm³ für Bewässerungszwecke. Den Baugrund bilden Kalksteinbänke, die in Tonmergel (Miocän) eingebettet sind. Diesem inhomogenen Baugrund war der Steindamm besser angemessen als eine ebenfalls studierte Gewichtstaumauer. Sie hätte (Bild 22a) dem Verlauf der Felsbänke genau folgen und

dadurch eine größere Länge und tiefere Gründung erhalten müssen und wäre um 50% teurer gewesen als der gewählte Dammtyp. Der Steindamm mit gekrümmtem Grundriß ist 286 m lang und hat eine Kubatur von 382 000 m³. Sein Querschnitt (Bild 22b) hat Böschungen von i. M. 1 : 0,8 wasserseitig und 1 : 1 luftseitig bei 6,0 m Kronenbreite. Nach den Talsperrenvorschriften soll ein solcher Damm die doppelte Breite seiner Höhe aufweisen. Der Dammkörper ruht auf einer entwässerten Betonplatte. Die bewehrte Dichtungsplatte liegt auf Unterbeton, in dem sie mit schwalbenschwanzförmigen Verstärkungen verankert ist, und ihre Zwischenfuge ist in 3 Prüfgänge entwässert. Sie weist 0,42 m gleichbleibende Dicke und 13,6 m mittlere Breite auf. Der gekrümmte Teil ist entsprechend den senkrechten Fugen als Vieleck gestaltet mit Trapezform der einzelnen Felder.

Der Steindamm Pian Palù [21] staut in 1800 m Mh einen verlandeten Seeboden zu einem Speicher von 16,7 hm³ ein. An der engen Sperrstelle besteht der rechte steile Hang, in dem alle Entnahme- und Entleerungsanlagen angeordnet sind, aus gesundem Gneis; den linken Hang dagegen bildet ein Bergrutsch, und in der

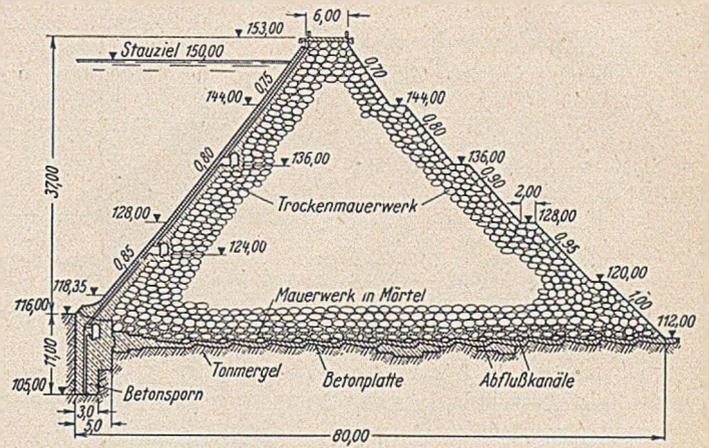
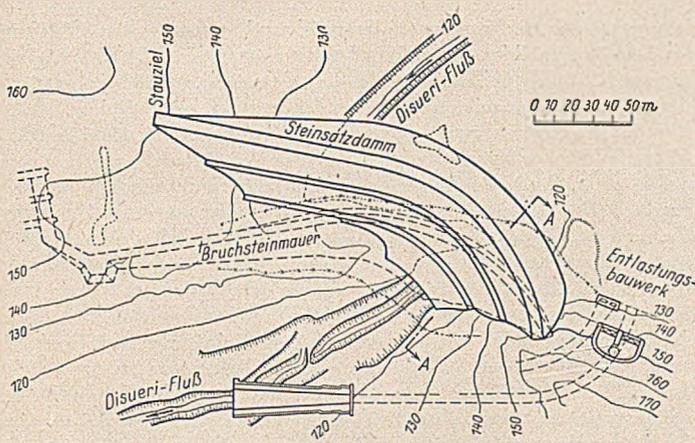


Bild 22a, b. Steinsaydamme Gela. Lageplan und Dammquerschnitt.

Talsole lieg gesunder Fels sehr tief. Hier ist zur ausreichenden Dichtung eine bis 25 bzw. 40 m tief in die Talsole und Flanke eingreifende Betonschürze auszuführen. Längs- und Querschnitt des geradlinigen, 175 m langen Dammes sind aus Bild 23 zu sehen. Das Trockenmauerwerk, für das ein zulässiger Hohlraumgehalt von 20% an der Wasserseite bis 30% an der Luftseite vorgeschrieben ist, ruht in einem Betonbett. Die Unterlage der Stahlbeton-Dichtungsplatte ist eine Schicht Bruchsteinmauerwerk, die von einem Netz von Dränlöchern durchbohrt ist. Die Dichtungsplatte ist durch Fugen in Tafeln 12 x 11 m (oberste Reihe 12 x 8 m) unterteilt. Der Damm soll in 3 Schritten errichtet werden, zunächst nur 27 m hoch, und jede Erhöhung erst nach der Erprobung des vorhergehenden Ausbaustandes und etwa notwendigen zusätzlichen Dichtungsmaßnahmen erfolgen.

Monate mehrerer Sommer vermag der Bach beträchtliche Bodenmassen wegzutragen. Dieses Verfahren haben die italienischen Ingenieure schon bei mehreren natürlichen Seen, namentlich im Adamello, mit Erfolg angewandt.

Unter den italienischen Erddämmen war bisher der 25 m hohe und 280 m lange Arvo a Nocelle-Damm (Kalabrien) mit 67,5 hm³ Nutraum der bedeutendste. Ihn übertrifft der 1950 vollendete Staudamm St. Valentin, der im obersten Etschtal den Reschen- und Mittersee zu einem Speicher von 110 hm³ Nutraum aufstaut. Der 31,5 m hohe, 447 m lange Damm ist vor allem dadurch bemerkenswert, daß seine Dichtung nicht an undurchlässige Schichten angeschlossen werden konnte, da den Untergrund bis in große Tiefe Schwemmkegel- und Moränenmassen bilden. Nur am rechten Hang war Anschluß an Fels möglich. Der Dammquerschnitt (Bild 24) weist

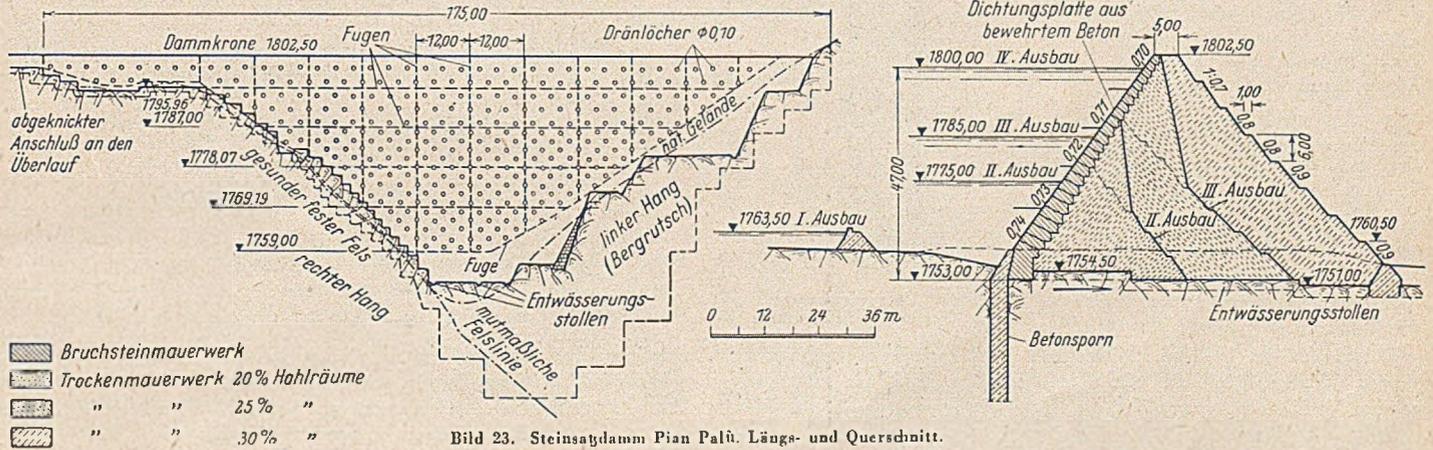


Bild 23. Steinsaydamme Pian Palù. Längs- und Querschnitt.

Beim Pian Palù-Speicher wird auch auf interessante Art mit geringem Aufwand eine Vermehrung des Stauraumes um etwa 2,5 hm³ durchgeführt. Ein Stollen wurde tief unter den verlandeten Seeboden vorgetrieben, und durch ihn spült man nun mit Hilfe der rückschreitenden Erosion unter der eigenen Kraft des Wildbaches, unterstützt durch Abspülen der Böschungen mittels Druckwasserspritzern und wiederholtes Verlegen des Bachlaufes im Boden, die abgelagerten feineren Sedimente heraus. Während der wasserreichen

einen senkrechten Kern aus dichtem Boden auf. In den Untergrund ist dieser Kern durch eine 2,5 m dicke Herdmauer aus Beton fortgesetzt, die in Talmitte 25 m tief hinabgreift und am linken Hang auf 10 m Tiefe abnimmt.

Zuerst wollte man diese Herdmauer aus Senkbrunnen herstellen, konnte aber nach Niederbringen einzelner Kästen auf gewöhnliches Abteufen von Schächten übergehen. In den Stirnseiten der einzelnen Betonkörper sind Fugenschächte ausgespart, die teils nach Beendi-

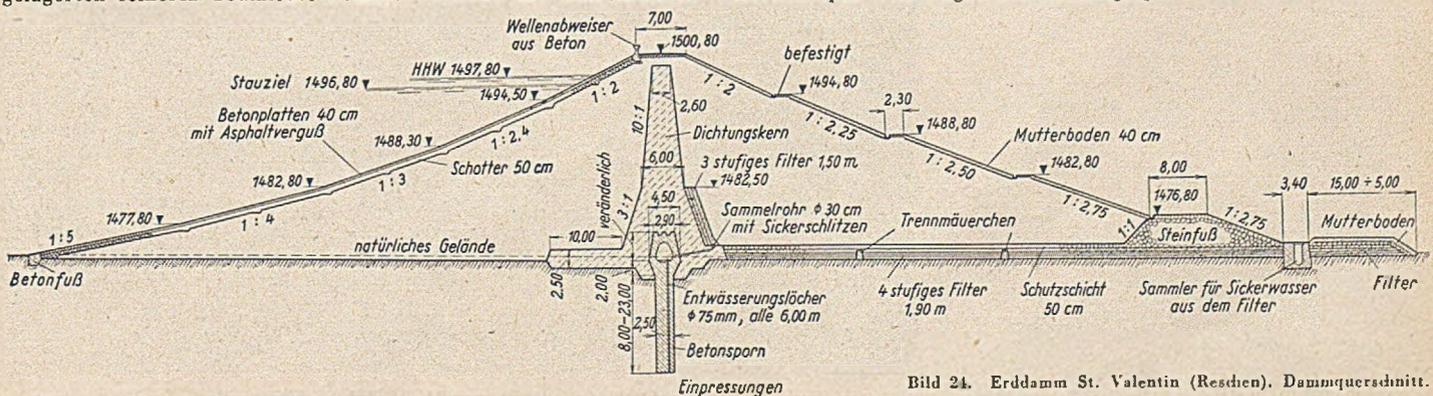


Bild 24. Erdamm St. Valentin (Reschen). Dammquerschnitt.

gung des Schwindens ausbetoniert und ausgepreßt, teils als bleibende „plastische“ Fugen (Abstand 11 bis 19 m) mit Dichtungsboden ausgefüllt wurden. An der Einbindung in den rechtsufrigen Fels wurden die üblichen Zementeinpressungen ausgeführt, auf der freien Länge der Herdmauer auf 10 bis 12 m Tiefe der Boden mit einer Mischung von Seeschlamm und Bentonit injiziert. Außerdem wurden Zementeinpressungen dicht neben den Wänden ausgeführt, um eine satte Verbindung mit dem Erdreich als Vorsorge gegen horizontale Setzungen der Mauer unter dem Wasserdruck zu schaffen. Im Körper der Herdmauer wurde ein Netz von Löchern zur Entwässerung, Beobachtung des Grundwasserstandes und etwaigen späteren Wiederholung von Einpressungen gebohrt.

Der Dichtungskern im Dammkörper besteht aus Feinboden mit Steinen bis 60 mm, der aus der Hauptgewinnung ausgesiebt wurde, mit Zusatz von Bentonit. Zum Schutz gegen die rückschreitende Erosion durch Sickerwasser ist luftseitig sowohl im unteren Teil des Kerns wie auf der ganzen Dammaufsatzfläche ein umgekehrtes Filter eingebaut. Letzteres ist durch Betonmauerchen in Felder eingeteilt, um die Herkunft von Sickerwasser feststellen zu können. Die Längsmauern enthalten begehbare Kanäle. Der Hauptkanal in Talmitte, der auch als Zugang zum Prüfgang dient, führt in 3 getrennten Rinnen die Sickerwässer aus den Dränagen, dem senkrechten Filter und den angrenzenden Mittelfeldern des Horizontalfilters ab.

Der Damm ist 1947/50 gleislos mit amerikanischen Großgeräten gebaut worden. Die Hauptdamnteile wurden aus Erde mit Korngrößen bis 150 mm hergestellt, die in Schichten von lose 20 cm Höhe eingebaut und mit Schafffußwalzen verdichtet wurden. Zu große Steine wurden nach dem Ausbreiten von Hand auf Lastwagen verladen und der Steinschüttung am Dammfuß zugeführt. Der Kernboden wurde in 15-cm-Schichten mit dem Bestwert des Wassergehaltes eingebaut. Der gesamte Dammkörper enthält 600 000 m³.

Die Talsperre ist mit sehr reichlichen Entlastungseinrichtungen ausgestattet. Sie bestehen aus dem Grundablaß, der aus dem Entnahmestollen ϕ 3,3 m abzweigt, zwei Ent-

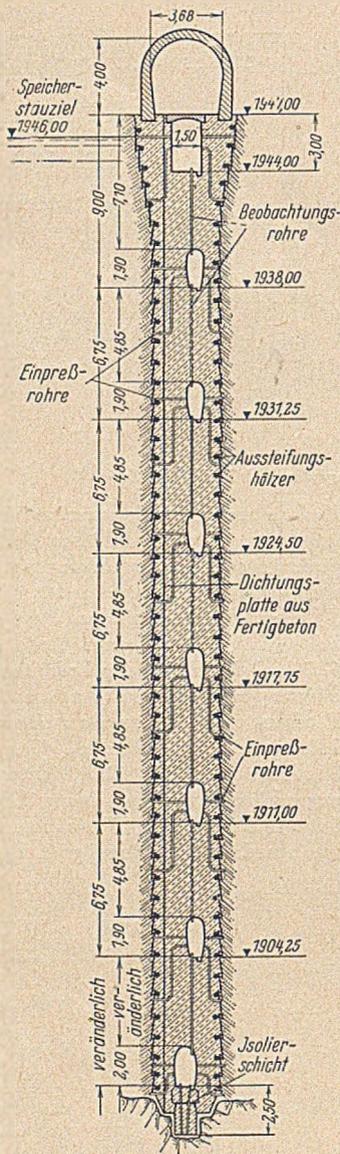


Bild 25. Untergrundsperr S. Giacomo di Fraele.

lastungsauslässen 25 m unter Stauziel und einem freien Überlauf im Stauziel, gebildet durch 11 allseitig angeströmte Becher mit zusammen 233 m Überlaufänge in drei Gruppen, von denen zwei an den größeren, eine an den kleineren Entlastungsauslaß-Stollen (ϕ 7,0 bzw. 5,5 m) angeschlossen sind. Die Leistung der Auslässe beträgt 370 m³/s, die der Überläufe bei 1 m Überstau 430 m³/s.

Ein ganz ähnlicher Damm, ebenfalls ohne Felsanschluß im Talgrund, steht im inneren Schnalstal (ob. Etschgebiet) im Bau. Der Vernagt (Vernago)-Damm wird auf 1674 m Mh durch Einstau eines verlandeten Sees einen Speicher von 25 hm³ schaffen. Die Dammhöhe über Gelände ist 40 m, die Schüttmasse 1,2 hm³. Eine 3 m dicke Herdmauer greift 25 m tief. Unter ihr werden noch 15 m durch Einpressungen eines Gemisches von Lehm, Bentonit und Zement verdichtet. Der Lehmkern, mit 3% Bentonitzusatz, ist an der Sohle 20 m breit. Auch hier ist ein Vertikal- und Horizontalfilter angeordnet. An der rechten steilen Talflanke muß der Betonsporu bis 67 m waagerecht gemessen eine Schuttauflagerung abriegeln. Er wird hier von 3 Stollen aus in 15 m breiten Abschnitten in Schachtauweise hergestellt und erhält an seiner Sohle einen luftseitig angebauten Prüfgang.

In diesem Zusammenhang verdienen auch die selbständigen Betondichtungsschürzen Erwähnung, die mitunter zur Abriegelung durchlässiger Bereiche der Staubeckenumrahmung notwendig werden. So staut der oben erwähnte Speicher S. Giacomo di Fraele [11] die Paßhöhe gegen das Spöltal an, die von Moräne und Gehängeschutt gebildet wird. Hier wurde zum dichten Anschluß an den Felsen ein Betondiaphragma bis 40 m Tiefe hergestellt (Bild 25). Von der Paßhöhe wurde ein horizontaler Stollen gegen den Berghang vorgetrieben und von diesem aus senkrechte Schächte abgeteufelt. Nachdem diese ausbetoniert waren und der Stollen auf sie abgestützt, wurden die Zwischenstücke von 13 m Länge ausgehoben und ausbetoniert. Wasserseits wurden Dichtungsplatten aus hoch-

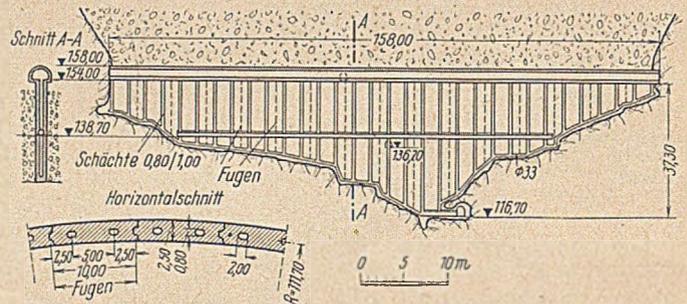


Bild 26. Untergrundsperr Sottosella. Längs- und Horizontalschnitt.

wertigem Rüttelbeton eingelegt. Am Felsen ist durch einen eingelassenen kräftigen Zapfen ein gelenkartiger Anschluß hergestellt. Von den zahlreichen Prüfgängen aus wurde die beiderseitige Kontaktzone durch Zementeinpressungen verfestigt.

Ähnlich wurde bei der Isonzosperre Sottosella [5] auf der rechten Talseite ein unter Schotter verborgenes epigenetisches Flußtal auf

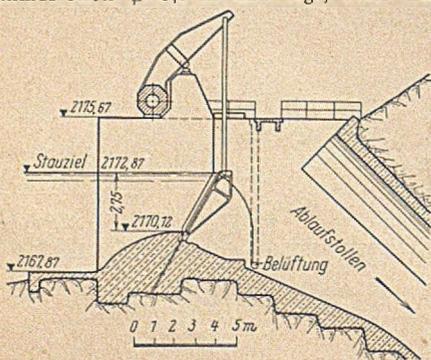


Bild 27. HW-Überlauf mit Stauklappe (Vanniuo).

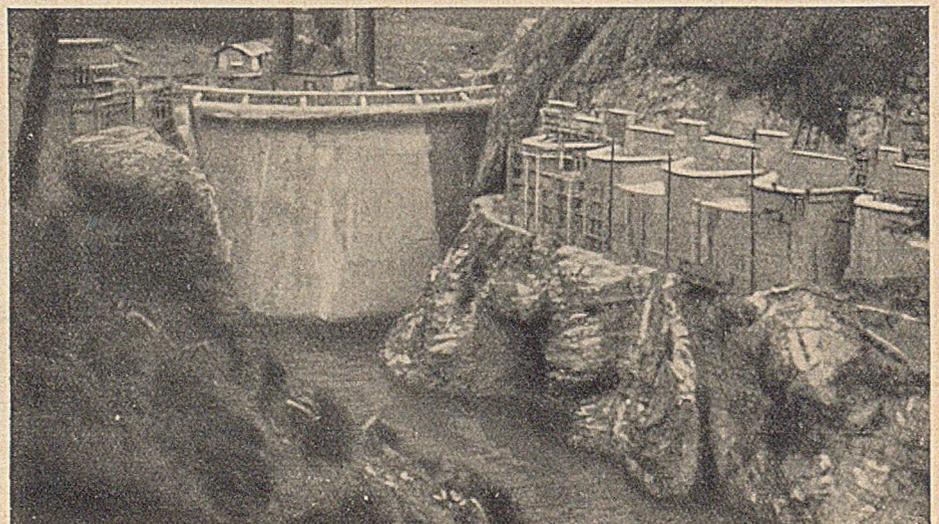


Bild 28. HW-Überlauf mit Becherguppen (Franzensfeste).

CHAMBRE DE COMMERCE DU HAVRE
CONSTRUCTION DU PONT DE TANCARVILLE SUR LA SEINE

AVIS D'OUVERTURE DE CONCOURS

Un concours doit être ouvert pour la construction en un seul lot du pont de Tancarville sur la Seine à 25 kilomètres environ en amont du Havre. Les travaux comprennent l'exécution: d'une travée du type suspendu de 600 m. de portée environ audessus de la Seine. de viaducs d'accès de 70 m. de longueur environ sur la rive droite et de 660 m. de longueur environ sur la rive gauche. de travaux de terrassement et de voirie.

Une notice sommaire précisant l'objet du concours sera adressée aux concurrents qui en feront la demande.

CONDITIONS PRINCIPALES DU CONCOURS

I - Demandes d'admission - Les concurrents qui désirent prendre part à ce concours doivent en adresser la demande par lettre recommandée à M. le Président de la Chambre de Commerce du Havre, et joindre à cette demande les pièces définies par l'annexe à l'article 8 bis du Cahier des Clauses et Conditions Générales imposées aux entrepreneurs des travaux des Ponts et Chaussées.

II - Instruction des demandes - La liste des entreprises admises à concourir sera arrêtée par M. le Ministre des Travaux Publics, des Transports et du Tourisme, sur la proposition de la Chambre de Commerce du Havre, après avis d'une Commission locale.

Les entreprises admises à prendre part au concours seront avisées ultérieurement et directement par lettre recommandée de leur admission et recevront à ce moment le devis-programme de concours.

Les pièces remises par les entreprises non admises leur seront renvoyées avec l'avis que leur demande n'a pas été retenue.

III - Délai d'inscription - Les demandes, avec les pièces annexées, devront parvenir au Président de la Chambre de Commerce du Havre avant le 28 Décembre 1951 à 16 heures, terme de rigueur. Les demandes qui parviendront postérieurement à l'expiration de ce délai ne seront pas admises.

Französischer Wettbewerb

für eine Hängebrücke von 600 m Spannweite über die Seine, unweit von Le Havre. Teilnehmersuche sind bis zum 28. Dezember 1951 an M. Le Président de la Chambre de Commerce du Havre in Le Havre, Frankreich, zu richten.

Zeitschriftenschau*)

Bearbeitet von

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

Ih. Berichte über fachwiss. Tagungen, Kongresse usw. 16 / Bowman, W. G.: Letter from India-Progress (western style) hecons (Indischer Brief über Fortschritte (westlicher Art). ENGNG. NEWS-REC. 146 (1951), H. 7, S. 39—41, 3 Abb. — Beachtlicher Bericht über die Internationale Ingenieur-Ausstellung, die letzthin in New-Delhi stattfand, und gleichzeitig über die in Indien durchgeführten Zusammenkünfte der Weltkraftkonferenz, der Internationalen Kommission für große Talsperren und der Internationalen Konferenz für Bewässerungs- und Kanalanlagen.

Ii. Schrifttum. Bibliographisches. 4 / CAHIERS DU CENTRE SCIENT. ET TECHN. DU BATIMENT 3 (1950), Mappe 9, H. 89—95 u. Mappe 10, H. 97—105. Enthalten u. a. Dokumentation: Kurzberichte über in- und ausländische Zeitschriften-Aufsätze aus dem Bauwesen.

Iia. Arbeits- und Betriebsuntersuchungen. 1 / Dressel, G.: Gedanken eines Arbeitswissenschaftlers. BAUWIRTSCHAFT 5 (1951), H. 2, S. 5—7. — Zur allgemeinen Einführung des Leistungslohns wird ein neutrales Gremium vorgeschlagen, in dem Vertreter der Vertragspartner und Arbeitswissenschaftler die Grundlagen für die Vorgabezeiten bestimmen. Voraussetzungen für die Durchführung von Bauarbeiten im Leistungslohn.

Iia. Aufbereitungsmaschinen. 10 / Lenhart, W. B.: Producing gravel for Mc. Nary Dam (Herstellung von Kiessand für die Mc. Nary Sperre). ROCK PROD. 53 (1950), H. 11, S. 66—70 u. 94, 13 Abb., 2 Taf. — Mc. Nary-Sperre im Columbia-Flußbecken mit 2220 m Länge, davon 1240 m Sand- und Felsschüttung, der Rest Betonstau-

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

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

Zeitschriftenschaufordrucke 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, Hohenzollern-damm 169.

mauer. Eingehender Bericht über die Fertigstellung zwischen Fangedämmen, insbesondere die Aufbereitungsanlage mit Symons-Kegelbrechern und Siebanlagen.

IIf. Förderbänder, Becherwerke. 8 / Green, N. D.: Recent developments in earth moving equipment (Neuere Entwicklungsrichtungen bei Erdbewegungsgesetzen). MUCK SHIFTER 8 (1950), H. 6, S. 229—240, H. 7, S. 279—288, H. 8, S. 323—332, H. 9, S. 375—385, H. 10, S. 421—431, 9 (1951), H. 1, S. 5—15 u. H. 4, S. 131—140, 90 Abb., 3 Taf. — S. II b. Bagger, Absetzgeräte. 16.

IIp. Preßluftgerät u. -arbeiten. 5 / Garbotz, G.: Anwendungsgebiete der Druckluft in der Bau- und Baustoff-Industrie. BAUWIRTSCHAFT 4 (1950), H. 49, S. 11—17 u. H. 50, S. 11—14, 32 Abb. — Umfassender Überblick über die Anwendungsgebiete der Druckluft beim Stollen- und Grundbau sowie zum Antrieb von Werkzeugen aller Art: als Transportmittel und zur Steuerung von Arbeitsbewegungen der verschiedenen Maschinenelemente: Druckluftherzeuger, Druckluftwerkzeuge, Stoßbohrmaschine, Hartmetallschneiden, Drucklufthammer, Druckluftlokomotiven und pneumatische Fördergeräte.

IIIr. Rost u. -schutz, Korrosion. 7 / Kalpers, H.: Das Entzundern und Entrosten von Stahlbauteilen durch preßluftloses Sandstrahlen. STAHLBAU 20 (1951), H. 9, S. 116, 1 Abb. — Neues Verfahren der preßluftfreien Sandstrahlbehandlung durch Schleuderwirkung besonderer Wurfwerkzeuge, die den Sand unmittelbar, ohne Benutzung von Rohrleitungen, auf das Behandlungsgut schleudern. Betriebsmittel: Quarz- oder Stahlsand.

Vt. Tunnelbau. 19 / Stini, J.: Neuere und ältere Vorschläge zur Abschätzung des Gebirgsdruckes im Tunnelbau. ÖST. BAUZEITSCHR. 5 (1950), H. 9, S. 143—149 u. H. 10, S. 171—174, 32 Abb. — Vorschläge zur Schätzung des Gebirgsdruckes vom baugelogeischen Standpunkt aus, teils von Terzaghi, teils vom Verfasser entwickelt. Schätzung des Überlagerungsdruckes, des Wanderdruckes, des echten Gebirgsdruckes und des Auflockerungsdruckes. Druckerscheinungen im gefalteten Gebirge und im Bruchgebirge. Schwellendruck und seine Schätzung.

Vt. Tunnelbau. 20 / Yassin, I. B. u. L. Gain: Le tunnel routier sous-marin Washburn près de Houston, Texas (Der Unterwasser-Verkehrstunnel bei Washburn, Texas). TECHN. D. TRAV. 27 (1951), H. 3/4, S. 113—118, 9 Abb. — Herstellung des Unterwassertunnels im Mittelstück aus Stahlrohren, beiderseits aus Stahlbeton-

rohren mit anschließenden Ein- bzw. Ausfahrtsrampen. Herstellung der einzelnen Rohre in 100 m Länge auf Helliggen, Transport über 300 km Seeweg, Einbringung in vorbereiteten Graben und Ausbau.

VI v. Fertigbauteile. 21 / CAHIERS DU CENTRE SCIENT. ET TECHN. DU BATIMENT 3 (1950), Mappe 8, H. 97—105. Bringt u. a. Ausführungen über Fertigteile für Kanalisationen.

VII a. Al-Brücken. 7 / Specifications for heavy duty structures of high strength aluminium alloy. — Progress Report of the Committee of the Structural Division on design in lightweight structural alloys (Anweisungen für stark beanspruchte Bauten aus hochwertiger Aluminiumbronze). — PROC. AMER. SOC. CIV. ENG., Structural Division, N-Y 76 (1950), Sonderh. 22, S. 1—30, 9 Abb., 7 Taf. — Amerikanische Vorschriften für die Verwendung hochwertiger, überwiegend mit Kupferzusatz hergestellter Aluminium-Legierungen: Zulässige Beanspruchungen, Nietverbindungen, Werkstättenarbeiten für Erwärmung, Schneiden, Bohren, Nieten und Anstrich; Schweißverbot.

VII b. Bogenbrücken. 10 / ANN. DE L'INSTITUT TECHN. DU BATIMENT ET DES TRAV. PUBL. (1950), Oktober, Service A. — Die Mappe bringt u. a. L e g r a n d, M. u. M. H o u d i n: Die Stahlbeton-Bogenbrücke über die Oise.

VII b. Brückenkanäle, Rohrbrücken. 2 / J e n s e n, W.: Die Wiederherstellung der Überführung des Mittellandkanals über die Weser bei Minden in den Jahren 1945 bis 1949. BAUTECHN. 28 (1951), H. 6, S. 121—125, H. 8, S. 181—189 u. H. 10, S. 232—236, 39 Abb., 1 Taf. — Nach Schilderung der Zerstörungen und der Sofortmaßnahmen zur Sicherung der noch erhalten gebliebenen Bauwerksteile, werden zunächst der Bau des Umflutkanals und die Trümmerräumung besprochen; die Wiederherstellung der Überführung erfolgte nach einem von Dyckerhoff & Widmann ausgearbeiteten Entwurf durch eine Stahlbeton-Dreigelenkbogenbrücke unter Verwendung von Stahlbeton-Fertigteilen. Ausführliche Schilderung der Konstruktion des Kanaltrogges mit kreuzweise bewehrter Stahlbetonplatte als Sohle. Bauausführung und Isolierungsarbeiten.

VII e. Stahlbrücken, allgemeines. 46 / L o c k w o o d, R.: Ingenuity and heavy equipment combine to build 4,3 mile Chesapeake Bay Bridge (Ingenieurtechnik und hochgradige Baustelleneinrichtung vereinen sich beim Bau der Chesapeake-Bay-Brücke). CIV. ENGN. 21 (1951), H. 5, S. 48—51, 17 Abb. — S. XI p. Pfeilergründungen. 2.

VII e. Stahlbrücken, allgemeines. 47 / N e u f f e r, H.: Einbetonierte Walzträger in Verbundbauweise. EISENBAHNBAU 4 (1951), H. 3, S. 65—67, 4 Abb. — Es werden die verschiedenen Möglichkeiten der Ausführung einbetonierter Walzträger in Verbundbauweise erörtert. Verwendung von Normalprofilen und Walzträgern, auch Stahlträgern aus zusammengesetzten Blechen und Profilleisen. Schubsicherungen durch aufgeschweißte Rundeisen an den Flanschen der einbetonierten Träger.

VII h. Hängebrücken. 23 / Suspension bridge vibration formulas (Hängebrücken-Schwingungsformeln). ENGN. NEWS-REC. 146 (1951), H. 2, S. 32—34, 2 Abb. — S. XVIII s. Stoßwirkung, Schwingungen usw. 6.

VII r. Rahmenbrücken. 2 / S o u t t e r, P.: Schiefe Straßenunterführung bei Koblenz. SCHWEIZ. BAUTZG. 68 (1950), H. 50, S. 694 bis 703, 22 Abb. — S. XVIII m. Mechanische Berechnungs- u. Modellverfahren. 2.

VII v. Veränderungen: Abbruch usw., Wiederherstellungen. 48 / V e i t, O.: Die Hebung der Autobahnbrücke über die Saalach bei Bad Reichenhall. BAUINGENIEUR 26 (1951), H. 1, S. 1—3, 5 Abb. — Durchführung der Hebung der beiden Teile der Bogenseiben durch Zug an den ausladenden Flügeln. Zugvorrichtung aus 4 hydraulischen Pressen, die zwischen kräftigen Querhäuptern eingebaut wurden und auf geschmierten Gleitbahnen aus I-Trägern ruhten.

VIII l. Luftbildmessung. 2 / L e m, D. Y.: De luchtphotogrammetrische kaartering van het Zuid-Westelijke Gedeelte van Leiden (Luftbildvermessung des SW-Teils von Leiden). PUBL. WERKEN 19 (1951), H. 3, S. 29—38, 17 Abb. — Besprochen werden das Prinzip der Luftvermessung mit Überlappung, Flugbasis, Kontrolle der Flughöhe, Stellung der Aufnahmekamera, Aufnahmeintervalle und Aufnahmebedingungen, Kartenherstellung unter Einfügung der Luftaufnahmen, Übertragung des Bildes auf die Zeichnung mit Koordinatennetz. Entzerrung.

IX b. Bauausführungen. 7 / H ö h e r, E.: Die Stahlkonstruktion der Europahalle der Deutschen Industrie-Messe Hannover. STAHLBAU 20 (1951), H. 8, S. 93—97, 11 Abb. — Vollwandiges Tragwerk der Europahalle mit Zweigelenrahmen in Binderform. Auf die Hallenlänge 7 Binder in je 20 m Abstand. Dacheindeckung auf hölzerner Schalung. Konstruktive Anordnung der Stahlkonstruktion ohne Dehnungsfugen. Berechnung und Montage.

(Fortsetzung s. S. VII.)

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

Heft 12/Dezember 1951 bringt:

L e o n h a r d t, S t ö h r u. G a s s: Neckarkanalbrücke Obere Badstraße, Heilbronn. — N e u f f e r: Stahlbeton im Ausland (Schluß). — K r a u s c h e: Zur Berechnung des zweistieligen symmetrischen Stockwerkrahmens und des horizontalsymmetrischen Vierendeelträgers. — S c h w a r z: Beeinflussung der Horizontalschübe vorgespannter Stahlbeton-Rahmen- und Bogenbrücken durch besondere Anordnung und Formgebung der Spannanker. — Richtlinien für das Verdichten von Beton mittels Rütteltischen. — Prof. Dr.-Ing. Kurt Beyer, Dresden, 70 Jahre. — Ein amerikanisches Herstellungsverfahren für Stahlbetonrohre. — Bücherschau.

Nachstehende Teile einer

Röntgenanlage preiswert zu verkaufen:

- 1) 250 KV-Anlagen - R. Seifert: 1 Anode, 1 Kathode, 1 Gehäuse für Röhre, 1 Schalttisch, 1 Ölpumpe.
- 2) 300 KV-Anlagen - R. Seifert: 1 Anode, Einzelteile von einer Kathode.

Angebote unter **CD 901 WERBEG**, Annoncen-Exp. Dortmund, Burgwall 24.

STELLENGESUCHE

Bauingenieur (Fach- und Hochschule, Schweißfach-Ing.)

32 Jahre, erfahrener Statiker und Konstrukteur im Industrie-, Hallen- und Hochbau. **sucht ab 1. 1. 52 neuen Wirkungskreis in Mittel-, Süd- oder Westdeutschland.** Angebot unter **28127** an die Anzeigenverwaltung „Die Bautechnik“ Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169 erbeten.

STELLENANGEBOTE

Stahlbau-Anstalt im Rhein-Main-Gebiet sucht zum baldigen Eintritt für die Abteilungen:

Stahlhoch- u. Brückenbau, Behälter- u. Apparatebau

erste Konstrukteure.

Es können nur vollständige Bewerbungen berücksichtigt werden von Herren, die auf Grund langjähriger Erfahrung in der Stahlbau-Industrie in der Lage sind, große Objekte selbständig zu bearbeiten und zu führen. Angebote sind zu richten unter Chiffre **28135** an die Anz.-Verw. „Die Bautechnik“ Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169.

Diplom-Ingenieur

mit langjähriger Erfahrung bei größeren Firmen im Entwurf, Kalkulation, Abrechnung sowie Baustellenerfahrung von Stahlbeton- und Tiefbauten für ausbaufähige Stellung von alter, angesehener Baufirma im Bezirk Westfalen gesucht.

Bauingenieur

mit HTL-Abschluß und längerer Firmenpraxis für Tief- und Betonbau gesucht.

Bauingenieur

verantwortungsbewußt für Abrechnung und Rechnungsprüfung mit nachweisbaren Erfahrungen gesucht.

Bewerbungen mit Lebenslauf, Foto, Gehaltsansprüchen und Eintrittstermin unt. **28138** an die Anz.-Verw. „Die Bautechnik“, Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169, erbeten.

IX v. Verbundkonstruktionen. 12 / Neuffer, H.: Einbetonierte Walzträger in Verbundbauweise. EISENBAHNBAU 4 (1951), H. 3, S. 65—67, 4 Abb. — S. VII e. Stahlbrücken. 47.

IX v. Verbundkonstruktionen. 13 / Busemann, R.: Berechnung von Verbundträgern nach dem Kriechfaserverfahren. Tabellen zur Spannungsermittlung sowie zur Berechnung statisch unbestimmter Systeme. STAHLBAU 20 (1951), H. 9, S. 105—109, 13 Abb., 2 Taf. — Durch das Kriechfaserverfahren wird die Berechnung von Verbundquerschnitten auf Biegung und Druck in die Berechnung von zentrisch belasteten Stahlbetonsäulen verwandelt, deren Untersuchung durch die wiedergegebenen 2 gebrauchsfertigen Zahlentafeln erheblich vereinfacht wird. Im 2. Abschnitt Anwendung des Kriechfaserverfahrens bei statisch unbestimmten Systemen und Berechnung des Verbundquerschnittes auf Schwinden.

X m. Maschinen für Straßenbau. 15 / Garbotz, G.: Entwicklungsrichtlinien im maschinellen Nachkriegs-Straßenbau. BRÜCKE U. STRASSE 3 (1951), H. 4/5, S. 74—77, 25 Abb. — Einsichtige Herstellung im Betondeckenbau mit leichteren Geräten zur Verdichtung und Fertigung. Abnahmeregeln für Betonmischmaschinen. Schwarzdeckenbau-Geräte amerikanischer Herkunft für das Mix-in-place-Verfahren. Bodenvermörtelungsgerät und Erdbaugeräte mit geländegängigen Transportfahrzeugen mit luftbereiften Rädern.

X s. Straßenbau, allgemeines. 20 / Grandinetti, A.: La mostra della ricostruzione delle strade statali d'Italia (Überblick über den Wiederaufbau der italienischen Staatsstraßen). STRADE 30 (1950), H. 11, S. 273—276, 9 Abb. — Wiederherstellungsarbeiten an 7200 km Straßendecken, 3000 Brücken und 26 km Tunnelbauten unter besonderer Berücksichtigung der Arbeiten in Oberitalien mit Kunstbauten der Po-, Etsch- und Tagliamento-Überführungen.

X s. Straßenbau, allgemeines (Entwurf, Berechnung usw.) 21 / Krebs, G.: Der Übergangsbogen im Straßenbau (Anwendungsbeispiele). BAUTECHN. 28 (1951), H. 9, S. 207—212, 5 Abb., 2 Taf. — Im Anschluß an die frühere Arbeit (vgl. Nr. 15) werden verschiedene Anwendungsbeispiele besprochen: Hauptbogen mit großem Zentriwinkel als Übergangsbogen an beiderseits anschließende gerade Strecken, der gleiche Fall mit minimalem Zentriwinkel; Autobahnkreuzung, Kehre einer Hochgebirgsstraße und Übergangsbogen zwischen 2 Kreishogen.

XI p. Pfeilergründungen. 2 / Lockwood, R.: Ingenuity and heavy equipment combine to build 4,3-mile Chesapeake Bay Bridge (Ingenieurtechnik und hochgradige Baustelleneinrichtung vereinen sich beim Bau der Chesapeake-Bay-Brücke). CIV. ENGRG. N. Y. 21 (1951), H. 5, S. 48—51, 17 Abb. — Beachtlicher Bericht über die Pfeilergründungen der 7 km langen Stahlbrücke über die Chesapeake-Bay: Beschreibung des besonderen Gründungsverfahrens für die 24 Flußpfeiler unter Verwendung von H-Stahlpfählen, die von schwimmenden Rammen in den sandigen Untergrund gerammt werden und auf die jeweils zwei 30 m hohe Stahlurmpfeiler aufgebaut werden, die bis über Wasser reichen und auf die dann die Betonrahmen der Überwasserpfeiler aufgesetzt werden. Vgl. auch: Topani, R.: Le pont de la Baie de Ch. — Techn. Mod. Construction 5 (1950), H. 12, S. 373/379.

XI u. Unterfangungen. 1 / Siebert, B.: Schwierige Unterfangung eines Seehafen-Getreidesilos. BAUTECHN. 28 (1951), H. 9, S. 201—203, 7 Abb. — Zur Unterfangung des Getreidesilos von 10 000 t Fassungsvermögen wurden 27 Preßrohrpfähle eingebracht, wobei jeder Pfahl mit 120 t abgedrückt und die vorhandenen Stahlbetonpfähle völlig entlastet wurden. Länge der Preßrohrpfähle 11,5 m, bestehend aus einzelnen Schüssen von 1,5 m Länge mit 344 mm ϕ .

XII h. Hallenbauten. 18 / Höber, E.: Die Stahlkonstruktion der Europahalle der Deutschen Industrie-Messe Hannover. STAHLBAU 20 (1951), H. 8, S. 93—97, 11 Abb. — S. IX b. Bauausführungen. 7.

XIII c. Hochbauten in Holz. 5 / Ferrier, E.: Eidgen. Getreidemagazin- und Siloanlage D in Brig. SCHWEIZ. BAUTZG. 69 (1951), H. 5, S. 51—66, 36 Abb. — S. XII h. Hallenbauten. 17.

XVII e. Erddruck, Bodenmechanik, Bodenpressung. 22 / Blum, H.: Vereinfachte Ermittlung der Erddruckbeiwerte. BAUTECHN. 28 (1951), H. 8, S. 180—184, 5 Abb., 3 Taf. — Vereinfachtes Verfahren zur Ermittlung der Erddruck-Beiwerte mit Hilfe von Negtafeln auf Grundlage der Annahme ebener Gleitflächen.

XVIII m. Mechanische Berechnungs- u. Modellverfahren. 2 / Soutter, P.: Schiefe Straßenunderführung bei Koblenz. SCHWEIZ. BAUTZG. 68 (1950), H. 50, S. 694—703, 22 Abb. — Dimensionierung der Stahlbetonkonstruktion der Rahmenbrücke auf Grund eingehender Modellstudien und Modellmessungen. Probebelastungen nach Fertigstellung und Feststellung, daß Durchbiegungen und Drehungen von Modell und Bauwerk einander gut entsprachen. Schrifttum.



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

Schenk, DER RAMMPFAHL

NEUE ERKENNTNISSE AUS THEORIE UND PRAXIS

Mit Anhang: **Rammpfahltabellen**

DIN A5, 120 Seiten mit 80 Textabbildungen und 20 Tabellen
Geheftet DM 11.— Ganzleinen DM 13.50

Spundwandverankerungen

aller Art bis 4 1/2''

Maschinenfabrik

JULIUS SCHROEDER

Dortmund/Brackel — Telefon 5 25 00

Linde
DRUCKLUFTWERKZEUGE
FÜR BAU- U. ABRUCHUNTERNEHMUNGEN

ABBAU- U. AUFRUCHTHAMMER
FÜR BETON-, MAUERWERK-
UND ERDARBEITEN

SPATENHAMMER
FÜR ERD-, LEHM-
U. TORFARBEITEN

NIETKOPFABSCHERHAMMER
ZUM ABSCHLAGEN VON
NIETKOPFEN BIS 40 mm ϕ

sowie alle für einen störungsfreien Druckluftbetrieb erforderlichen Armaturen

Verlangen Sie unverbindliche Angebote und kostenlose Vorführung

MASCHINENFABRIK SÜRTH
SÜRTH BEI KÖLN

XVIII s. Stoßwirkung, Schwingungen usw. 6 / Suspension bridge vibration formulas (Hängebrücken-Schwingungsformeln). ENGNG. NEWS-REC. 146 (1951), H. 2, S. 32—34, 2 Abb. — Die Untersuchungen, die auf Grund des Tacoma-Zusammenbruchs durchgeführt wurden, erstreckten sich auf Messung der Frequenzen, der Bewegungsfaktoren und der auftretenden Kräfte. Die Windtunnel-Untersuchungen der Universität Washington erwiesen das Hinzutreten von Torsionskräften. Wiedergegeben werden die auf Grund der Untersuchungen entwickelten Formeln über die Hängebrücken-Schwingungen.

XVIII s. Stützen, Säulen, Maste. 9 / Buscman, R.: Berechnung von Verbundträgern nach dem Kriechfaserverfahren. Tabellen zur Spannungsermittlung sowie zur Berechnung statisch unbestimmter Systeme. STAHLBAU 20 (1951), H. 9, S. 105—109, 13 Abb., 2 Taf. — S. IX v. Verbundkonstruktionen. 13.

XIX a. Allgemeines. 2 / Feyerabend, A.: Die Arbeiten der Wasserbauverwaltung des Bundes im Jahre 1950. BAUTECHN. 28 (1951), H. 7, S. 152—157 u. H. 9, S. 213—216, 27 Abb. — Zusammenfassender Bericht: Arbeiten an den Bundeswasserstraßen, im Seezeichenwesen, im Küsten- und Inselnschutz, im Elbe-, Weser- und Ems-Gebiet, im Nordostsee-Kanal, ferner in den Binnenwasserstraßen, die Arbeiten an den Kanälen und die Wasserführung in den Flüssen Donau, Main und Ems. Forschungsaufgaben.

XIX d. Dämme u. Deiche. 7 / Carp, H.: Deichbau im Emschergebiet. BAUTECHN. 28 (1951), H. 8, S. 192—197, 16 Abb. — Interessanter Überblick über den Deichbau der Emscher Genossenschaft an der Emscher, deren Nebenbächen und am Rheindeich. Regelquerschnitte der Deiche mit mind. 2,5 m breiter Krone, Deichboden-Beschaffung aus Aushubmassen und Haldenmassen, Erzielung der Wasserdichtigkeit durch Dichtungsboden-Auftrag. Ausführungsbeispiele.

XIX h. Hydraulik. 6 / Dumas, J.: Le laboratoire national d'hydraulique de Chatou (Das Staats-Laboratorium für Hydraulik von Chatou). GENIE CIV. 128 (1951), H. 1, S. 1—6 u. H. 2, S. 21—26, 15 Abb. — Versuchshallen und hydraulisches Laboratorium auf einem Gebiet von 10 000 m² mit 2 kleineren und einem 155 m langen Kanal mit regulierbarem Gefälle und Breitenverstellung. Meßapparate, Photo- und Kino-Einrichtungen. Glaswände und Beobachtungsschächte; Versuchsausführungen und Messungen verschiedenster Art; Modellbauten.

XIX k. Kanäle. 17 / Feyerabend, A.: Die Arbeiten der Wasserbauverwaltung des Bundes im Jahre 1950. BAUTECHN. 28 (1951), H. 7, S. 152—157 u. H. 9, S. 213—216, 27 Abb. — S. XIX a. Allgemeines. 2.

XIX s. Schleusen. 13 / Eckoldt, M.: Die Entwicklung der Kammerschleuse. WASSERWIRTSCHAFT 40 (1949/50), H. 9, S. 255 bis 260 u. H. 10, S. 290—295, 18 Abb. — Die historische Entwicklung der Kammerschleuse wird von ihren ersten Anfängen an (1438) ausführlich beschrieben: Stenmtore, Stauschleusen, Überwindung der Mühlwehre und schließlich Entwicklung der Schleusenammer. Ältere und neuere Bauarten der Kammerschleuse. Füll- und Entleer-Vorrichtungen, Ausrüstung größerer Schleusen mit Sparkammern. Schrifttum.

XIX w. Wasserkraftanlagen, allgemeines. 70 / Kuntzen, F.: Die Ausbaumöglichkeiten der Schweizerischen Wasserkräfte. SCHWEIZ. BAUTG. 68 (1950), H. 40, S. 549—552, H. 41, S. 572 bis 574 u. H. 42, S. 577—580, 10 Abb. — Überblick über die weiteren Ausbaumöglichkeiten in den Hochalpen, an Rhone und Rhein zwischen Bodensee und Basel. Geschätzte Gesamtenergie 144 Mrd. kWh im Jahr, ausbaufähig 20%, davon ausgebaut rd. 12 Mrd. Geschätzte Kosten für Gesamtausbau 6—7 Mrd. sfs.

XIX w. Wasserkraftanlagen. 71 / Angelini, A. M.: Impianti idroelettrici per servizio di integrazione, di accumulazione e di punta (Wasserkraftanlagen, betrieben als Großspeicher-, Pumpspeicher und Spitzenwerke). ENERGIA ELETTRICA 25 (1950), H. 8, S. 485—497, 9 Abb. — Grundlagen für die Verbundwirtschaft zwischen den beiden wichtigsten italienischen Stromerzeugungsgebieten, den Alpen und dem Apennin: Großspeicher sammeln das Wasser in Zeiten des Überflusses zur Deckung des Spitzenbedarfs, Pumpspeicherwerke sind wirtschaftlich, wenn das Wasser auch noch in tiefer gelegenen Werken ausgenutzt wird.

XIX w. Werften u. Hellinge. 1 / Scheibe, E.: Wiederherstellung und Verlängerung der Ablaufbahn bei List auf Sylt. BAUTECHN. 28 (1951), H. 9, S. 203—207, 13 Abb. — Eingehender Baubericht über die Verlängerung der Ablaufbahn zur Herstellung eines größeren Tiefganges von min. 3,20 m im mittleren Hochwasser. Bau in geschlossener Baugrube unter Wasserhaltung.

Bautenschutzmittel

Dichtungsmittel für Mörtel und Beton / Abbindebeschleuniger, Frostschutzmittel / Schutz- und Farb-anstriche / Belagmassen und Fugenkitt / Konservierungs- und Imprägnierungsmittel / Sika-Keramik



Sika G.m.b.H., Chemische Fabrik
Dürmersheim b. Karlsruhe, Fernruf 14

Ihr Jahrgang 1951

DIE BAUTECHNIK

gewinnt an Wert in der

Einbanddecke

Ganzleinen DM 3.50

und Postgeld

Bestellen Sie bitte rechtzeitig

bei Ihrer Buchhandlung oder bei der
Gropius'schen Buchhandlung
Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 168

Großfabrikation
von

Bleimennige
FÜR GRUNDANSTRICH

Bleiweiß
MARKE „WARTBURG“
FÜR DECKANSTRICH



G. SIEGLE & CO. GM
BH.

Farbenfabriken · Stuttgart-Feuerbach 354

158 m Länge und 38 m Tiefe durch eine leicht gekrümmte, 2,5 m dicke Herdmauer (Bild 26) abgeriegelt, die in Schachthauweise von einem oberen geräumigen Stollen aus hergestellt wurde.

Entlastungs- und Entnahmeanlagen.

Die jüngeren italienischen Talsperren weisen durchweg sehr reichliche Entlastungsanlagen auf. In der Bemessung des Hochwasser-Abfuhrvermögens ist man sehr vorsichtig, seit 1935 die Orba-Talsperre (Zerbino) im ligurischen Apennin infolge Überflutung durch ein Hochwasser brach, das weit über das für möglich gehaltene Maß hinausging. Aus 141 km² flossen damals 16 m³/s · km² ab⁵⁾. Seitdem sind an vielen bestehenden Talsperren die Hochwasserüberläufe vergrößert worden. Die Rücksicht auf Kriegseinwirkungen hat Veranlassung gegeben, auch — je nach Größe und Lage des Speichers und Art des Sperrbauwerks — sehr leistungsfähige Grundablässe und Entlastungsauslässe in halber Höhe vorzusehen, um im Gefahrfall rasch den Stau auf ein Maß absenken zu können, bei dem eine Gefährdung der Unterlieger vermieden wird. Die Wahl des Talsperrentyps erfolgt jedoch allgemein, im Gegensatz zu der jüngsten Entwicklung in der Schweiz¹⁾, nur gegenüber den natürlichen Kräften nach technisch-wirtschaftlichen Gründen.

Gemäß den italienischen Talsperrenvorschriften werden die Entnahme- und Entleerungsanlagen vorzugsweise außerhalb des Sperrbauwerks angeordnet, namentlich bei den Hochgebirgssperren, u. a. um zur Verbesserung der Wetterbeständigkeit Vereisung der Überlaufflächen zu vermeiden. Ausgedehnte Stollenanlagen in den Talflanken in verschiedenen Höhen, horizontal und als schräge Ablaufschächte mit Schieberkammern im Berginnern, zugänglich durch Stollen oder Schächte, sind daher kennzeichnend (Bilder 10, 12a, 15a). Die Überläufe im Stauziel werden häufig mit selbsttätigen Stauklappen mit Obergewicht ausgestattet. Bild 27 zeigt die typische Ausführung, die die früher öfters angewandten Heber (z. B. bei den Staumauern Campliccioli, Cardenello, Ceresole Reale, Zerbino) nahezu verdrängt hat. Solche Klappen besitzen z. B. die Sperren Castello, Vannino, Alpe Cavalli, Salerno, Poggia, Venina, Chiavenna. Bei großen Einzugsgebieten finden sich auch Schütten (Sottosella, S. Giustina) oder Segmentverschlüsse (Turano, Bau Muggeris, Bild 7). Eine Besonderheit der festen Überlaufschwelle sind die den Trichtern von Entlastungsschächten verwandten Bechergruppen zur Verlängerung der Überlaufänge (Franzensfeste, Bild 28, Reschen).

Als Verschlüsse für die großen Querschnitte von Entlastungsauslässen haben in den letzten Jahren zunehmend Gleitschütten mit Druckölantrieb Anwendung gefunden, die doppelt, eng hintereinander, eingebaut werden. Bild 29 zeigt die typische Ausbildung bei den drei Auslässen der Lumiei-Staumauer. Die Schieberkammern sind zugänglich durch einen senkrechten Schacht, der Leitern, einen Aufzug, die Belüftungs- und Steuerleitungen enthält. Die Betätigung

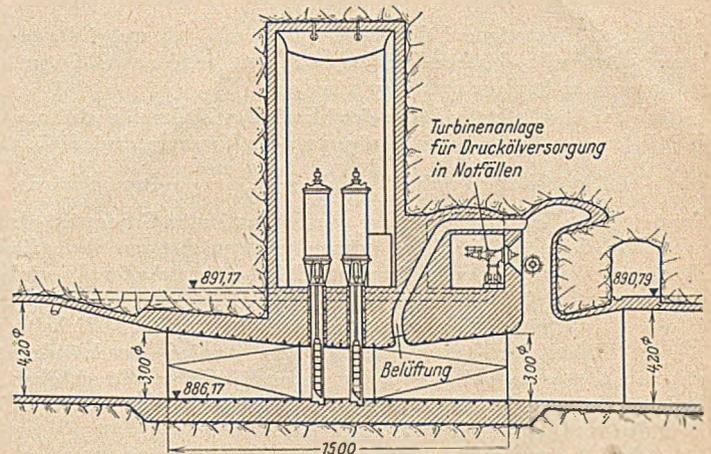


Bild 29. Grundablaßverschuß mit Gleitschütten (Lumiei).

erfolgt zentral von einer Warte über dem Schacht in Höhe des Stauziels (Bild 10). Gleichartige oder ähnliche Anordnungen finden sich bei den Talsperren Pieve di Cadore, Gallina, S. Giustina, Reschen, Auciapa.

Schlussbetrachtungen.

Wie schon eingangs die Übersichtstafel erkennen ließ, zeigt der genauere Überblick über die jüngeren italienischen Talsperren gerade bei den wichtigeren eine Abkehr von der massiven Gewichtstaumauer zugunsten der Pfeiler- und Gewölbemauer, und auch die Staudämme gewinnen an Bedeutung. Führende italienische Talsperrenfachleute vertreten die Meinung, daß künftig die Gewichtstaumauer nur gewählt werden sollte, wenn die statisch klareren und wirtschaftlicheren Bauweisen nicht anwendbar sind oder keine befriedigenden Lösungen zulassen. Die topographische, geologische und morphologische Eigenart einer Sperrenstelle sollte auf den ihr angemessenen günstigsten Entwurf führen. Im Streben, größte Wirtschaftlichkeit mit voller Sicherheit zu verbinden, sind die Bauweisen weiterentwickelt und gestaltungs- und ausführungsmäßig fortschrittliche und vorbildliche Werke geschaffen worden. Dabei zeigt sich der dem Italiener angeborene Bausinn und die gute Anpassungsfähigkeit an die Gegebenheiten der Natur, die sich nicht zuletzt in der geschickten Art der stets individuell gelösten Baustelleneinrichtungen äußert. Die umfassende Prüfung aller Fragen beim Entwurf unter Auswertung reicher Erfahrungen und die sorgfältige Bauvorbereitung verdienen volle Hochachtung, wie Baubetrieb und Güte der Ausführung durchweg einen vorzüglichen Eindruck machen. Auch alle Fragen der Betontechnik finden starke Förderung. Die großen Fortschritte, die im Talsperrenbau seit der Vorkriegszeit zu verzeichnen sind, werden ihren Niederschlag in einer Neubearbeitung der italienischen Talsperrenvorschriften, des „Regolamento dighe“, finden, die derzeit in Beratung steht.

⁵⁾ Wasserkr. u. Wasserwirtsch. 30 (1935), Heft 19; 31 (1936), Heft 15, S. 189, u. Heft 24, S. 313.

Bautechnische Möglichkeiten, einen schnell fließenden Wasserstrom möglichst verlustfrei in langsam fließendes Wasser überzuleiten.

Von o. Professor Dr.-Ing. Richard Winkel, Braunschweig.

Über die Vorgänge bei der Einleitung eines schnell fließenden Wasserstromes in langsam fließendes Wasser, wie es z. B. Bild 1 — im Grundriß — darstellt, bestehen oft unzutreffende Auffassungen. Ist in dem engen Kanale von der Breite b und der Tiefe t die Fließgeschwindigkeit $v_1 = q/bt$, so vermindert sich in dem nachfolgenden, gleich tiefen, aber B breiten Kanale die Fließgeschwindigkeit auf $v_2 = q/Bt$, es ist also $v_2 < v_1$. Nun besteht zuweilen die Ansicht, daß die Geschwindigkeit sich von v_1 auf v_2 schon in der Grenzlinie 1...3 bzw. 5...6 verringert. Wenn das zutreffen sollte, müßte aber das Wasser von 1 nach 5 und von 3 nach 6, also

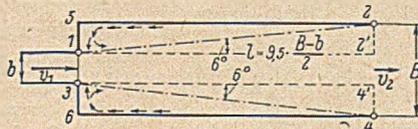


Bild 1.

ungefähr 6° von der Fließachsenrichtung ab; oder, was auf dasselbe hinauskommt, die Linien 1...2 (bzw. 3...4) haben zur Achsenrichtung (z. B. 1...2' und 3...4') eine Neigung 1:9,5. Daher ist die Entfernung 1...2' und 3...4' = $t = 9,5 \frac{B-b}{2}$.

Der in Bild 1 skizzierte Strömungs-Vorgang ist nun aber noch nicht frei von Druckhöhen-Verlusten (vgl. hierzu unter ¹⁾ die Darlegungen auf S. 86), weil in den Wasserräumen hinter den Linien 1...2 und 3...4 Gegenströmungen auftreten, die von 2 an 5 vorbei nach 1 sowie von 4 an 6 vorbei

bei nach 3 gerichtet sind, wo sie zum Teil wieder in die ursprüngliche Strömung zwischen 1 und 3, aber quer zu dieser zurückkehren. Diese Gegenströmungen lassen sich nun dadurch vermeiden, daß von 1 nach 2 und von 3 nach 4 feste Wände, die den Wasserstrom führen und auch seitlich begrenzen, gezogen werden, wie es Bild 2 darstellt. Die Wassergeschwindigkeit nimmt von 1...2

um Ecken herum, fließen können, was indessen nicht möglich ist. Der b breite Wasserstrom verbreitert sich vielmehr, nachdem er die Grenzlinie 1...3 erreicht hatte, allmählich von 1 nach 2 und von 3 nach 4. Diese Linien weichen nach den Forschungsergebnissen¹⁾ um

¹⁾ Winkel, Angewandte Hydromechanik im Wasserbau, 3. Aufl., S. 86, Abb. 51. Berlin 1950, Wilh. Ernst & Sohn.

nach 2...4 hin stetig und allmählich von v_1 auf v_2 ab, wobei die zuvor erörterten Druckhöhen-Verluste vermieden werden, weil Gegenströmungen nicht mehr auftreten können.

Nach der überlieferten Lehre der klassischen Hydraulik wird nun aber behauptet, daß bei der Verzögerung der Wassergeschwindigkeit von v_1 auf v_2 ein „Stoßverlust“ gleich $\frac{(v_1 - v_2)^2}{2g}$ auftreten würde. Zur kritischen Nachprüfung dieser von Generation zu Generation als unumstößlich geltenden These müssen wir zunächst uns über die Herleitung des vorstehenden Ausdrucks Klarheit verschaffen. Es wird vorausgesetzt, daß M die in der Zeiteinheit (1 sec) bewegte Masse, F eine durchströmte Querschnittsfläche, $w = 1 \text{ t/m}^3$ das Einheitsgewicht (Wichte) des Wassers sei. Der hydrodynamische Druck ändere sich von $p_1 = w \cdot z_1$ auf $p_2 = w \cdot z_2$, wobei die z -Werte Druckhöhen sind. Die sekundliche Abflußmenge sei ferner $q = F \cdot v$. Mit diesen Begriffen wird jetzt der Impulsatz gebildet:

$$F(p_2 - p_1) = \frac{M}{1} (v_1 - v_2) \quad \text{und} \quad [F = F_2 \text{ gewählt}]$$

$$\text{mit } M = \frac{w}{g} \cdot F_2 \cdot v_2 \quad \text{auch,} \quad \text{da } w = 1 \text{ ist,}$$

$$p_2 - p_1 = \frac{v_2}{g} (v_1 - v_2) \quad \dots \dots \dots (1)$$

Führt man die Geschwindigkeitshöhen $z_1 = \frac{v_1^2}{2g}$ sowie $z_2 = \frac{v_2^2}{2g}$ ein,

also $p_1 = w \cdot \frac{v_1^2}{2g}$ und $p_2 = w \cdot \frac{v_2^2}{2g}$, so ist ferner nach dem Bernoulli-Satze¹⁾

$$p_2' - p_1 = \frac{v_1^2 - v_2^2}{2g} \quad \dots \dots \dots (2)$$

Da die Gleichungen (1) und (2) nicht denselben Wert ergeben, ist der Unterschied anscheinend ein Druckverlust als Folge der angenommenen Stoßwirkung

$$(p_2' - p_1) - (p_2 - p_1) = \frac{1}{2g} [(v_1^2 - v_2^2) - 2v_2(v_1 - v_2)] = \\ = \frac{1}{2g} [v_1^2 - v_2^2 - 2v_1v_2 + 2v_2^2],$$

$$\text{mithin} \quad p_2' - p_2 = \frac{(v_1 - v_2)^2}{2g} \quad \dots \dots \dots (3)$$

Rein mathematisch ist alles durchaus einwandfrei, und doch liegt in hydromechanischer Hinsicht ein grundsätzlicher Irrtum und Fehlschluß vor, insbesondere ist nicht berücksichtigt worden, daß die einzelnen Wasserteile bei der Verzögerung auch seitwärts, quer zur Fließachsen-Richtung, ausweichen. Ferner treffen infolge dieses letz-

genannten Verhaltens niemals die Wasserteile mit der Geschwindigkeit v_1 unmittelbar auf Wasserteile, die die Endgeschwindigkeit v_2 erhalten haben; es liegt zwischen beiden stets eine Wegstrecke $l = 9,5 \cdot \frac{B-b}{2}$, wie es die Bilder 1 und 2 erkennen lassen. Für eine Wegstrecke l ergibt sich nach der Gl. (3) ein Druckhöhenunterschied $d p = \frac{[v - (v - dv)]^2}{2g} = \frac{(dv)^2}{2g}$ oder $dp \rightarrow 0$.

Im Sonderfalle, daß das Wasser auf einen ortsfesten starren Körper auftrifft, wird mit $v_2 = 0$ nach der Gl. (3) $\Delta p = \frac{v_1^2}{2g}$, was bekanntlich bei Stauröhren zur Messung der Wassergeschwindigkeit benutzt wird, bei denen die Bewegungs-Energie des Wassers in Druck-Energie umgewandelt wird¹⁾.

Die in Bild 1 dargestellten und eingangs besprochenen Strömungsvorgänge treten in derselben Art und gleichfalls mit seitlichen Gegenströmungen auch bei der Einleitung eines Vorfluters in freies, offenes Wasser, z. B. in einen See, auf. Da nun hier die Leitwände nicht (wie bei Bild 2) in das freie Wasser hineingebaut werden können, muß die Linie 2...4 in die Ausmündungs-Stelle zurückverlegt werden, d. h. der Zubringer-Kanal muß schon im Abstände $l = 9,5 \cdot \frac{B-b}{2}$ vor der Mündung beiderseits um je 6° seitlich verbreitert werden.

Eine andere Möglichkeit, diese Strecke l wesentlich zu verkürzen, zeigt Bild 3, das eine Ausmündung in freies, offenes Wasser darstellt. Durch gekrümmte Leitwände wird der ankommende Strom in einzelne Stromfäden aufgeteilt, die (abgesehen von dem in der Fließachse liegenden Teilstrom) seitlich durch die Leitwände auf die Breite B auseinandergezogen und schräg nach den Seiten abgelenkt werden. Solche bautechnischen Maßnahmen sind schon wiederholt mit Erfolg benutzt worden, um die an den Ausmündungs-Stellen vorbeifahrenden Schiffahrtswege frei von Störungen durch das aus einem seitlichen Vorfluter einströmende Wasser zu halten.

Zum Schlusse sei noch einmal hervorgehoben, daß die bisher gebräuchliche Berechnung eines sogenannten „Stoßverlustes“ auf unzutreffenden Voraussetzungen aufgebaut und deshalb völlig unzutreffend ist.

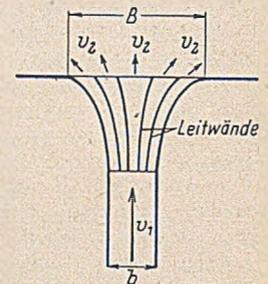


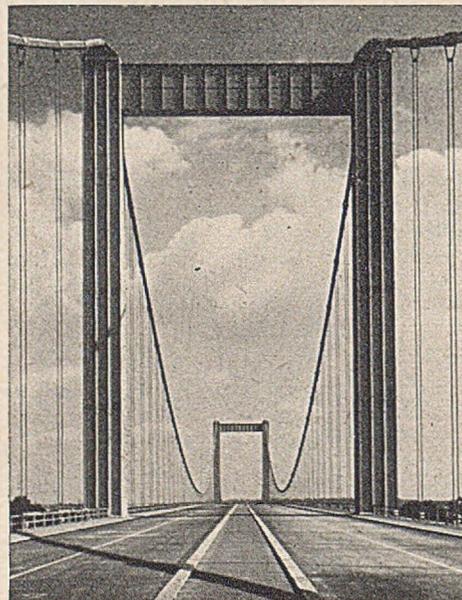
Bild 3.

Die Autobahnbrücke über den Rhein bei Köln-Rodenkirchen.

Berichtet von Dr.-Ing. Fritz Leonhardt, Stuttgart.
(Schluß aus Heft 11.)

5. Die Verformungen der Hängebrücke bei der Herstellung der Fahrbahnplatte und die geeignete Betonierfolge*).

Die Form des Kabels einer Hängebrücke ändert sich stark, wenn auf kurzen Strecken neue Lasten angehängt werden. Sie nähert sich der Parabelform erst wieder, wenn die neuen Lasten gleichmäßig auf die ganze Brückenlänge aufgebracht sind. Eine Fahrbahnplatte kann nur Feld um Feld betoniert werden; während also einzelne Felder belastet werden, bleiben andere zunächst unbelastet. An den belasteten Feldern verstärken sich die Knickwinkel des Kabelpolygons, das Kabel senkt sich; über den unbelasteten Feldern streckt sich das Kabel nach oben, die Knickwinkel werden kleiner. Entsprechend entstehen in der Fahrbahn Knicke nach unten oder oben, für die Fugen vorgesehen werden müssen. Die angehängten Stahlträger des Fahrbahngerippes müssen diesen Formänderungen ohne Schaden folgen können.



Die Knicke werden um so größer, je schwerer die neue Belastung G_{neu} im Vergleich zu der schon hängenden Last G_{alt} ist. Es kommt nun darauf an, wo die Drehpunkte oder Gelenkstellen in bezug auf die Fahrbahnplatte liegen. Durch Anordnung des Gelenkes in oder nahe der Höhe der Fahrbahn können die Verschiebungen an den Plattenfugen klein gehalten werden (Abb. 199).

Am einfachsten sind die Verformungen der Stahlkonstruktion beim Betonieren der Fahrbahnplatte zu bewältigen, wenn die Längsträgerstränge an jedem Querträger unterbrochen und längsverschieblich wie auch drehbar gelagert sind, die Fahrbahnplatte unmittelbar auf den Längsträgern liegt und wenn außerdem die Versteifungsträger erst nach dem Betonieren der Fahrbahn eingebaut werden. Zur Sicherung der Querträgerabstände sind dann unter beiden Kabeln in Fahrbahnhöhe Gelenkstabketten einzubauen. Diese Bauweise setzt Aufhängung am Querträger voraus.

*) Mitverfasser für den Teil E ist Dipl.-Ing. Hermann Meier, Stuttgart-Kornthal. Es ist leider vergessen worden, dies im Heft 11 bei Teil E mit anzugeben.

Werden, wie hier, die Versteifungsträger vor dem Betonieren der Fahrbahnplatte eingehängt, so müssen ihre Stöße für die Knickwinkel ausgebildet werden.

Man kann dabei mit Gelenken am Obergurt auskommen oder die Gelenke vom Obergurt zum Untergurt je nach Knickrichtung wechseln. Die Auswechslung erfolgt, solange der Wendepunkt der Verformungslinie, der sich bei fortschreitender Fahrbelastung verschiebt, an der Gelenksstelle liegt.

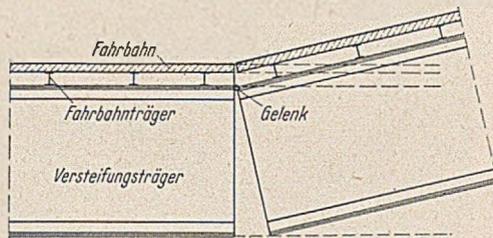


Abb. 199. Knickwinkel beim Aufbringen der Betonfahrbahn.

Besondere Vorsicht ist geboten, wenn, wie hier, das Plattenende im benachbarten Feld gelagert ist und durch die Knickwinkel Senkungen oder Hebungen am Plattenende entstehen (Abb. 200). Die Platte wird dann bei falscher Höhenlage der Endstütze betoniert, was zu erheblichen zusätzlichen Momenten oder zu Rissen führen kann.

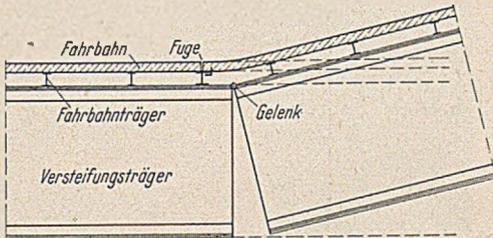


Abb. 200. Gefährliche Biegung am Plattenende.

Dies kann nur vermieden werden, wenn der Versteifungsträger dort zunächst ohne Knick biegesteif verschraubt wird und die Verformungen auf benachbarte Gelenkpunkte verlagert werden. Da an der Gelenksstelle die Platte nicht betoniert werden kann, werden also zwei Betoniergänge nötig.

Verschraubt man nur jeden zweiten Stoß, so muß beim ersten Betoniergang jedes zweite Feld frei bleiben. Beim Beginn des zweiten Betonierganges ist also nur die halbe Last aufgebracht und die Abweichung der Fahrbahnlinie von der endgültigen Höhenlage noch recht beträchtlich, so daß die Gelenke nicht geschlossen werden können und beim Betonieren der Zwischenfelder die schädliche Hebung oder Senkung der Plattenrandstütze, wenn auch in kleinerem Maß, noch vorhanden ist.

Es war deshalb zweckmäßiger, mehrere Stöße hintereinander zu verschrauben und nur wenige Gelenkstellen einzuschalten, über denen die Felder beim ersten Betoniergang nicht betoniert werden. Beim zweiten Betoniergang sind die restlichen Verformungen unschädlich klein. Man kann nur so viele aufeinanderfolgende Stöße verschrauben, daß die durch die Fahrbahnlast entstehenden Biegemomente im Versteifungsträgerabschnitt in mäßigen Grenzen bleiben. Diese Biegemomente müssen nach dem Fertigstellen der Fahrbahn durch nochmaliges Öffnen der Stöße ausgeschaltet werden, damit alle Hänger gleiche Last bekommen und das Kabel seine richtige Form annimmt.

Das Verschrauben der zunächst mit Knick nach oben hängenden Versteifungsträgerstöße ist nur möglich, wenn die Knicke durch Belastung beseitigt sind. Am einfachsten geschieht dies durch eine geeignete Belastung mit den Fahrbahnplatten selbst.

Wenn man von einer Seite her betoniert, so entsteht vor dem Laststreifen ein Wendepunkt in der Verformungslinie, in dessen Bereich die Stöße vor der fortschreitenden Betonierung her verschraubt werden können. Im belasteten Teil entsteht eine Senkungswelle, deren größte Neigung in den ersten Feldern hinter dem Pylon für das Betonieren beachtet werden mußte.

Ähnliche Verhältnisse werden erzielt, wenn man gleichzeitig von beiden Seiten nach der Mitte zu betoniert, also in derselben Weise vorgeht wie beim Anhängen der Stahlträger. Dabei entsteht gegen Schluß eine stark nach oben gekrümmte Welle in der noch unbelasteten Brückenmitte. Die Längsneigung beim Betonieren der ersten Felder hinter den Pylonen wird dabei günstiger als bei einseitiger Arbeitsweise.

Ganz allgemein bleiben die Verformungen am kleinsten, wenn möglichst kleine Abschnitte der Fahrbahnplatte, gleichmäßig über die Brückenlänge verteilt, betoniert werden. Für die Unterteilung

sind Längsfugen geeigneter als Quersfugen, noch günstiger wäre eine Fahrbahnplatte aus mehreren nacheinander einzubauenden Schichten.

Bei der Rheinbrücke Rodenkirchen war das Gewicht der Fahrbahnplatte etwa gleich dem Gewicht der Stahlkonstruktion. Die Unterteilung in Längsstreifen war durch die Herstellungsweise gegeben: die Stahlbetonplatten unter den Geh- und Radwegen wurden zuerst, die Fahrbahn danach betoniert. So entstand für die erste Belastung durch das Betonieren ein Verhältnis

$$G_{\text{alt}} : G_{\text{neu}} = 7,1 \text{ t/m} : 1,95 \text{ t/m} = 1 : 0,275$$

und beim zweiten Arbeitsgang

$$G_{\text{alt}} : G_{\text{neu}} = 9,05 \text{ t/m} : 4,34 \text{ t/m} = 1 : 0,48.$$

Die beim Freivorbau der Stahlkonstruktion gewählten Federgelenke (verschraubte Gurtplatten) im Obergurt der Versteifungsträger werden beibehalten. Für die nach oben gerichteten Knicke reichte der Abstand der Stege und Untergurte am Stoß von 10 mm bei weitem nicht aus, deshalb mußten zusätzlich einige entsprechende Federgelenke im Untergurt eingeschaltet werden.

Aus wirtschaftlichen Gründen mußte eine Betonierfolge gesucht werden, die bei den gegebenen Verformungsmöglichkeiten der Stahlkonstruktion erlaubte, mehrere Felder hintereinander zügig herzustellen, damit der Einsatz eines Fertigers lohnte und das zeitraubende Umsetzen der Fertigermaschine und der Schutzdächer nicht allzu oft vorgenommen werden mußte. Auch die Zahl der unteren Federgelenke sollte möglichst klein bleiben.

Die Stahlkonstruktion lag in den Seitenöffnungen noch auf Gerüst. Dort konnte also die Fahrbahn betoniert werden, ohne Verformungen im Kabel hervorzurufen.

Um nun ein Bild über die auftretenden Formänderungen bei verschiedenen Betonierfolgen zu bekommen, wurden an einem einfachen Drahtmodell 1:50 Messungen gemacht. Dabei wurden bewußt manche hauliche Tatsachen außer acht gelassen. Die Messungen haben also nur Wert als Vergleich der untersuchten Betonierfolgen, wobei die Mittelöffnung allein betrachtet wurde, zumal nicht bekannt war, in welcher Weise sich die Seitenöffnungen von den Gerüsten abheben würden. Ein Straßenfertiger mit 12 t Gewicht wurde berücksichtigt. Der jeweilige Stand der Schalung und Bewehrung blieb vernachlässigt, obwohl ihr Gewicht von 0,065 t/m² gegenüber dem Fertig-Gewicht der Fahrbahnplatte von 0,50 t/m² merklichen Einfluß hat.

Zunächst wurde untersucht, die Gehwege und den Mittelstreifen auf die ganze Brückenlänge zu betonieren und dann gleichzeitig, von beiden Widerlagern aus beginnend, je eine Fahrbahn gegen die Brückenmitte hin vorzutreiben. Dies hätte den Einsatz von zwei Fertigern bedingt, aber den Vorzug eines zügigen Arbeitens gehabt. In Abb. 201 sind die dabei auftretenden Verformungslinien der Fahrbahn unter einem Kabel dargestellt, unter dem anderen Kabel verlaufen die Linien spiegelbildlich. Es entsteht also beim Belastungszustand 2 eine Querneigung der Fahrbahn von 1,30 m im Punkt 17, was einem Gefälle von $\text{rund } 5 \times 1,5 = 7,5\%$ entspricht. Bei dieser Neigung wäre ein Nachsacken des Betons beim Betonieren nicht zu vermeiden gewesen. Auch hätten die Hängelaschen unter den Hängkörpern große zusätzliche Biegespannungen erfahren.

Es wurde nun versucht, die Querneigung dadurch herabzusetzen, daß nur bis Punkt 13 bzw. 13' und dann in der Mitte ein Stück von Punkt 24 über 27 bis 22' bzw. von Punkt 24' über 27 nach Punkt 22 betoniert wird. Die Querneigung ermäßigte sich auf $1,7 + 1,5 = 3,2\%$.

Die Querneigung fällt weg, wenn auf beiden Fahrbahnen gleichmäßig betoniert wird. Wird dabei sprungweise mit je fünf zusammenhängenden Feldern unter Auslassung von sieben Feldern gearbeitet, so entstehen die in Abb. 202 gezeigten Verformungslinien mit verhältnismäßig starken, wechselnden Krümmungen, die ein wiederholtes Auswechseln der Gelenke vom Ober- zum Untergurt und umgekehrt bedingt hätten.

Schließlich wurde nach mehreren anderen Versuchen eine Betonierfolge untersucht, die das Betonieren aller Fahrbahnanteile von einer Widerlagerseite her vorsieht. Geh- und Radwege werden im ersten Arbeitsgang ganz durchgeführt, danach werden die beiden Fahrbahnen ohne größere Unterbrechungen vorgetrieben, wobei die in Abb. 203 gezeigten Verformungslinien entstehen. Die Krümmungen sind im Vergleich zu anderen Betonierfolgen mäßig, merkliche Knicke nach oben treten nur in einer Hälfte der Mittelöffnung auf,

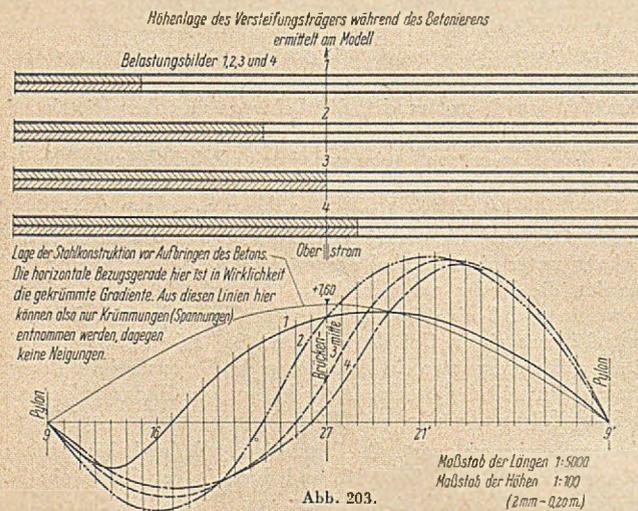
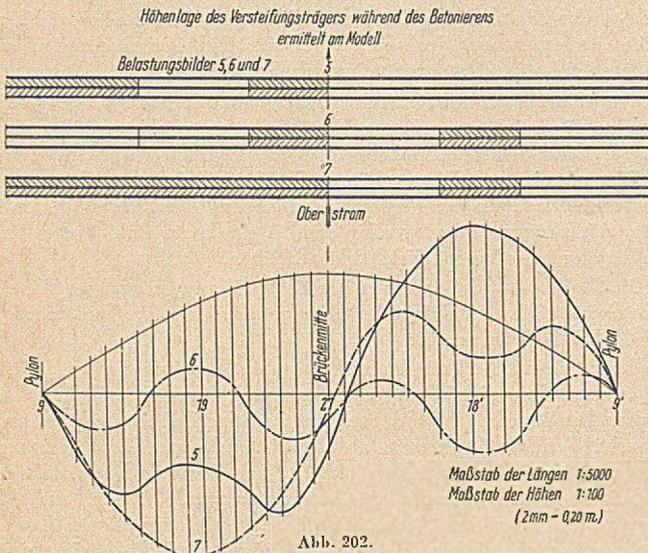
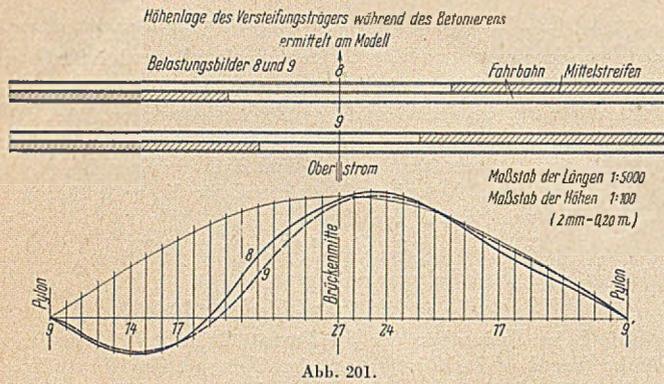


Abb. 201 bis 203. Verformungslinien der Mittelöffnung für verschiedene Betonierfolgen.

so daß nur dort Untergurtgelenke eingeschaltet werden müssen. Ein Wechsel der Gelenke von unten nach oben ist nur in Brückenmitte notwendig. Die Längsneigung der Fahrbahn beim Betonieren der ersten Felder hinter dem Pylon ist 2,1‰. Wegen der Querneigung darf eine Fahrbahn nur um höchstens 4 Felder vorausseilen; der Fertiger muß also mehrmals umgesetzt werden.

Aus wirtschaftlichen Gründen sollte nur eine Aufbereitungsanlage für den Beton errichtet werden, aus zeitlichen Gründen mußte die Herstellung der Fahrbahn schon begonnen werden, solange der Freivorbau in der Mittelöffnung noch im Gang war. Auch diese Gesichtspunkte sprachen für die beschriebene einseitige Betonierfolge.

6. Bauausführung der Fahrbahnplatte.

An zwei aufeinanderfolgenden Tagen sollten je 4 Fahrbahnfelder betoniert werden. An jedem dritten Tag sollte der Fertiger um-



Abb. 204. Blick vom Pylon auf die Fahrbahn während des Betonierens der Fahrbahnplatte.

gesetzt werden, während die Betonierkolonne die Gehwege und den Mittelstreifen weiterbetonierte. Die Leistung für Schalung und Bewehren war dafür vorgesehen. Als Schalfrist waren 10 Tage angenommen (Abb. 204).

Der Beton wurde in je 2 bis 3 fertigen Mischungen mit einer Diesellok auf der Brücke zur Einbaustelle gefahren. Der bis zu 650 m weite Transport war unbedenklich, weil mit erdfreudiger, kaum plastischer Konsistenz gearbeitet wurde. Mit Drehscheibe und Quergleisen wurden die Mischungen auf der Fahrbahn verteilt. Zunächst wurde Beton mit folgender Zusammensetzung verarbeitet:

Rheinsand	0/3 :	506 kg/m ³	Beton	Trockengewicht
Rheinsand	3/7 :	445 kg/m ³	"	"
Rheinkies	7/40:	789 kg/m ³	"	"
Basaltsplitt	7/15:	80 kg/m ³	"	"
Basaltsplitt	15/25:	120 kg/m ³	"	"
Traß		80 kg/m ³	"	"
Zement		325 kg/m ³	"	"

Der Beton für die Gehwege und Mittelstreifen wurde ohne den teuren Basaltsplitt hergestellt.

Mit Rücksicht auf die enge Bewehrung wurde der Beton zunächst mit einem Ausbreitmaß von 38 bis 39 cm eingebracht. In den Gehwegen und im Mittelstreifen wurde mit Losenhausen Tauchrüttlern von 3000 Schwingungen/Minute verdichtet, die in Abständen von etwa 40 cm eingetaucht wurden.

Der Fahrbahnbeton wurde mit einem Autobahn-Vögele-Hochschwingungsfertiger verdichtet, der von 7,50 m auf 8,65 m Breite umgebaut worden war. Die Rüttelhohle hatte eine Schwingungszahl von 3600 pro Minute. Gerüttelt wurde in 2 Durchgängen, wobei der 2. Durchgang mit kleinerer Geschwindigkeit gefahren wurde, um jedes Hochwerfen von Mörtel hinter der Rüttelhohle zu vermeiden. Wegen der Bewehrung sollte ursprünglich der Beton mit Tauchrüttlern verdichtet werden. Der geschmeidige Beton konnte jedoch mit dem Fertiger allein verdichtet werden; nur entlang den Rändern der Platten wurden die Tauchrüttler vorweg benützt. Die Deckenunterseite wurde einwandfrei, nur oben zeigte sich eine Mörtelanreiche-

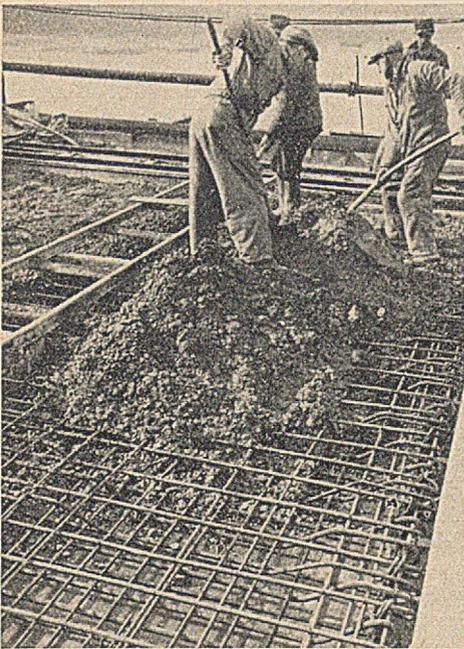


Abb. 205. So steif muß Rüttelbeton für unmittelbar befahrene Fahrbahnplatten trotz der dichten Bewehrung sein!

Rheinsand	0/3 :	485 kg/m ³	Trockengewicht
Rheinsand	3/7 :	425 kg/m ³	"
Rheinkies	7/40:	870 kg/m ³	"
Basaltplitt	7/15:	80 kg/m ³	"
Basaltplitt	15/25:	120 kg/m ³	"
Traß		40—60 kg/m ³	} je nach Beschaffenheit des Sandes 0/3
Zement		325 kg/m ³	

Mit diesem Beton, dessen Konsistenz aus Abb. 205 zu erkennen ist, wurde die Fahrbahnplatte fehlerfrei. Man erkennt, welche Sorgfalt für die richtige Zusammensetzung nötig ist.

Die Fugen waren mit besonders angefertigten, in Bitumen getauchten Wieland-Fugeneisen hergestellt, die auf die ganze Fugenhöhe von 20 cm durchgehen und von den an der Bewehrung festgeschraubten Flachstählen des Dichtungsbleches gehalten werden (Abb. 170a).

Die Nacharbeiten an den Fugen wurden unter einem hohen Arbeitszelt vorgenommen. Niedrige fahrbare Dächer schützten den frischen Beton vor Sonne, Wind und Regen. Die übrige Nachbehandlung erfolgte durch häufiges Anfeuchten der mit Rupfen abgedeckten Felder.

Die Würfelfestigkeiten des Betons lagen im Mittel bei $W_{28} = 350$ kg/cm² bzw. $W_{56} = 455$ kg/cm² mit dem niedrigsten Wert bei 327 und dem höchsten Wert bei 513 kg/cm².

F. Baustoffe, Bauzeiten, Kosten und Unternehmer.

Für die Stahlkonstruktion wurden insgesamt 12 400 t Stahl eingebaut. Diese Menge gliedert sich wie folgt auf:

Versteifungsträger und Fahrbahngerippe	rund	6 100 t
Pylonen	"	2 950 t
Verankerungsträger im Widerlager	"	340 t
Kabel	"	2 100 t
Hängeseile	"	140 t
Stahlguß	"	770 t

Mit der Montage der Stahlkonstruktion wurde im Mai 1939 begonnen. Das letzte Trägerstück der Hauptöffnung wurde 1940 am 11. 11. um 11 Uhr eingesetzt. Die Einweihung der Brücke fand am 20. 9. 1941 statt, wobei auch der Anstrich bereits fertiggestellt war.

Die Kosten der Stahlkonstruktion betragen rund RM 8 158 000, die Kosten der Fahrbahnplatte RM 550 000.

Mit den Kosten der Gründung von RM 5 187 000 ergaben sich somit Gesamtkosten ohne soziale Lasten und ohne Verwaltungskosten des Bauherrn von rd. RM 13 900 000.

Die Herstellung und Montage der Stahlkonstruktion war der Firma Aug. Klönne, Dortmund, übertragen worden. Das Technische

Büro dieser Firma unter Leitung von Direktor C. Winterkamp, Obering. Max Schneider und Dr.-Ing. E. Nickel und den übrigen im Titel genannten Mitarbeitern hat bei der Aufstellung der umfangreichen statischen Untersuchungen, insbesondere für die Montagezustände, bei den Werkstattzeichnungen und bei der Ausarbeitung der Hilfseinrichtungen für die Montage, die Obering. Th. Siemers durchführte, ganz vorzügliche Arbeit geleistet. Die Werkstattarbeit wurde unter Leitung von Obering. H. Heil und H. Schürmann tadellos abgewickelt. Die für Deutschland erstmalige schwierige und kühne Montage wurde im technischen Büro unter Mitwirkung von Reg.-Baumeister F. Medicus so sorgfältig durchgearbeitet, daß an der Baustelle unter Leitung von Reg.-Baumeister Medicus und Oberleitmeister M. Swennen alles glatt ablief. Bei den Leistungen der Montagearbeiter ist hervorzuheben, daß sie in einer Zeit vollbracht wurden, in der man in Köln fast jede Nacht mehrere Stunden im Luftschuttkeller zubringen mußte. Die Zusammenarbeit aller Beteiligten war so gut, daß sich jeder gerne und ungetrübt an die Bauzeit dieser hervorragenden Brücke erinnert.

An der Lieferung von untergeordneten Stahlkonstruktionsteilen für Fahrbahn und Geländer waren die Firmen Klöckner-Humboldt, Abteilung Stahlbau, Köln-Deutz, Stahlbau A. Liesegang, Köln-Kalk, und Stahlbau Schwarze-Söhne, Köln, beteiligt.

Die Herstellung der Fahrbahnplatte war der Firma Ed. Zühlin u. Cie. AG., Frankfurt a. M., übertragen worden, die trotz dem damals durch die Kriegsverhältnisse bedingten Einsatz von Fremdarbeitern tadellose Arbeit geleistet hat.

Bei den zahlreichen Versuchen haben sich Prof. O. Graf und seine Mitarbeiter Obering. H. Brenner und O. Kaufmann große Verdienste erworben.

Die schwierigen Vermessungsarbeiten, insbesondere für die richtige Höhenlage der Kabelleile, wurden von Vermessungsrat Gude mit beachtlich gutem Ergebnis durchgeführt.

Schließlich seien an dieser Stelle auch anerkennende Worte für die Mitarbeiter der behördlichen Bauabteilung, Dipl.-Ing. L. Wintergerst, Dipl.-Ing. H. Maier, Ing. H. Mangold und Ing. Schönemann, erlaubt, die die Prüfung der Berechnungen, die Betreuung und Durchführung von Versuchen und die verantwortungsvolle Bauaufsicht mit Hingabe und Eifer durchgeführt haben.

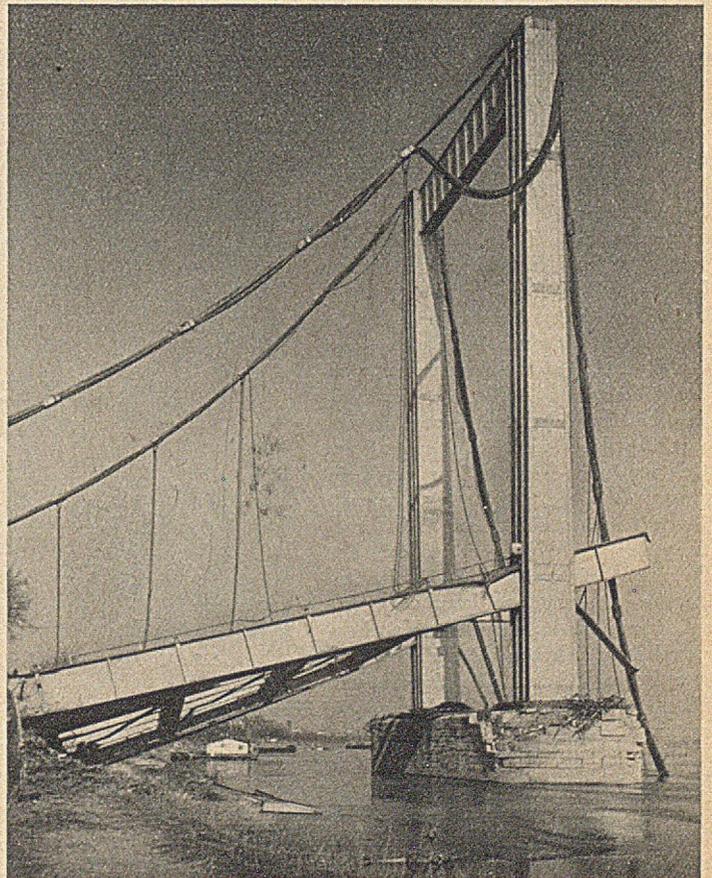


Abb. 206. Das schreckliche Bild der Zerstörung 1945.

VI. Erfahrungen und Rückschau.

Die Setzung der Pfeiler wurde mit 15 bis 20 mm beobachtet. Die horizontale Verschiebung der Widerlager infolge der großen Kabelkräfte betrug nur rund 7 mm. Die elastische Verformung des Baugrundes war demnach für beide Wirkungen sehr gering.

Die Kontaktstöße der Pylonen wurden zwar im Werk an den zusammengebauten Gesamtquerschnitten mit großer Sorgfalt und eigens dafür konstruierten Maschinen, also auch mit erheblichem geldlichem Aufwand, eben abgefräst. Trotzdem zeigten sich bei der Aufstellung der Pylonen Spalte zwischen den Stoßflächen, die mit dünnen Blechstreifen ausgefüllt wurden. An und für sich konnten sich daraus nur geringe Ungleichmäßigkeiten der Spannung ergeben. Man muß jedoch daraus die Folgerung ziehen, daß sich der Aufwand nicht lohnt. Auch sonst war die Vielzelligkeit der Pylonen nicht vorteilhaft, so daß einzellige Pylonenquerschnitte künftig zu empfehlen sind, bei denen Kontaktstöße durch rechtwinkliges Abhobeln einzelner Blechkanten mit einfachen Mitteln erreicht werden können. Auch wäre für so große Lasten künftig die Verwendung von St 52 für die Pylonen zu empfehlen.

Das angewandte Verfahren zur Bestimmung der richtigen Seillänge beim Aushängen der Brücke hat sich vorzüglich bewährt. Das früher angewandte Vorrecken der Seile zur Beseitigung des Seilrecks führte teilweise zu erheblichen Abweichungen von der Soll-Lage. Die hier benötigte Auswertung des durch Versuche gewonnenen Spannungsdehnungsdiagrammes, das ja die bleibenden Dehnungen des Seilrecks einschließt, ergab zusammen mit der angewandten Sorgfalt beim Aushängen und Ausrichten der Seile die praktisch genaue Höhenlage des Kabels in Brückenmitte. Die größte Abweichung von der Soll-Gradienten betrug rund 30 mm, ein bei einem

derart großen Bauwerk sehr geringer Betrag, der auf nicht ganz gleichmäßiges Gelingen des Eigengewichts der Fahrbahnplatte zurückzuführen ist.

Die zur Ermittlung der genauen Seillängen für den Montagebeginn angewandte Methode wurde inzwischen als Dissertation von Dr. techn. Dipl.-Ing. H. Schön, Linz/Donau, an der Techn. Hochschule Graz eingereicht und genehmigt.

Die unmittelbar befahrene Stahlbetonfahrbahnplatte hat sich während des Bestehens der Brücke tadellos rissfrei gehalten. An den längsliegenden Arbeitsfugen unter den erhöhten Schrammborden zwischen Radweg und Autobahn und an den Randträgern zeigten sich einige undichte Stellen. Die Querfugen haben sich zwar bewährt, werden aber doch künftig besser ohne Bitumenverguß ganz offengelassen.

Die Steifigkeit der Brücke war reichlich, selbst unter schwerem Lastwagenverkehr konnten keine fühlbaren Hauptträgerschwingungen beobachtet werden. Man kann also künftig mit noch etwas geringerer Steifigkeit auskommen.

Im Krieg war die Brücke häufiges Ziel von Fliegerangriffen, besonders gegen Kriegsende. Angeblich soll die Brücke etwa 48 Treffer erhalten haben. Die Fahrbahn war an mehreren Stellen durchschlagen und ein Pylonenriegel stark durchlöchert. Ein Volltreffer auf das Oberstromkabel führte zur Zerstörung von 11 Seilen, ein zweiter Treffer auf das gleiche Kabel verursachte im Februar 1945 den Einsturz der ganzen Brücke. Abb. 206 zeigt das Bild der schrecklichen Zerstörung. Die Pylonen sind glücklicherweise stehen geblieben.

Für die vielen Mitarbeiter dieser Brücke, denen das schöne Bauwerk ans Herz gewachsen ist, ist es ein Trost, zu wissen, daß die Wiederherstellung als Hängebrücke nahe bevorsteht.

Neues vom Stollen- und Tunnelbau.

Von Professor Arnold Buddenberg, Berlin.

Man hat vor, in und nach dem zweiten Weltkrieg im Ausland in der Mechanisierung des Stollen- und Tunnelbaus Fortschritte erzielt, die in Deutschland z. T. unbekannt geblieben sind, solange wir von der technischen Literatur des Auslands abgeschnitten waren. Zur Ausfüllung der in den 10 Jahren entstandenen Lücken sei etwas ausführlicher über einige neuere Aufsätze, die im Ausland erschienen sind, berichtet. Der Stand der Entwicklung bei uns ist in dem im Jahre 1940 erschienenen Aufsatz von Rabezewicz niedergelegt¹⁾:

Bohrgeräte.

Zur Einleitung sei bemerkt, daß die ausländischen Fortschritte z. T. wenigstens an deutsche Fortschritte anknüpfen, die vor dem Kriege gemacht worden waren. Als Bohrgerät dient im Stollen- und Tunnelbau heute wohl bei uns allgemein der mit Preßluft betriebene Bohrhammer, während in Amerika z. T. noch Drehbohrgeräte üblich sind. Beim Bohrhammer muß der Mineur das Gerät mit den Händen halten, führen und vordrücken, was die Arm- und Schultermuskeln, Gelenke und Armknochen stark in Anspruch nimmt. Deren dauernde Erschütterung führt zur Abstumpfung der Gefühlsnerven, so daß der Bohrende ein taubes Gefühl in den Armen bekommt, und kann sogar Ermüdungserscheinungen des Knochengewebes und dessen plötzlichen Bruch zur Folge haben. Die Anwendung eines Hilfsgerätes, z. B. der von einem der bekanntesten deutschen Herstellerwerke von Bohrhämmern, Heinrich Flottmann G. m. b. H. in Herne, in den Handel gebrachten Bohrstütze, „Bohrknecht“ genannt, einer pneumatischen Stütze, war daher eine Entlastung für den Mineur. In der Schweiz nennt man die Einrichtung Knievorschub. Der Bohrknecht (Abb. 1) besteht aus einem gelenkig an dem Bohrhammer befestigten Stempel, der in einen Zylinder

hineinreicht und dort in einem Kolben endet (Abb. 2). Der Stempel ist etwas über 1 m lang, hohl und wird etwa 30 cm unterhalb der Anschlußstelle an die Preßluftleitung angeschlossen. Am oberen Ende ist der Stempel geschlossen, am unteren kann die Preßluft durch den Kolben austreten. In die Anschlußarmatur der Leitung ist ein Hahn zur Regelung des Luftzutritts eingebaut. Der Kolben ist mit einer Ledermanschette abgedichtet. Die Preßluft treibt den Kolben nach oben, und der Stempel drückt entsprechend dem Preßluftzutritt den

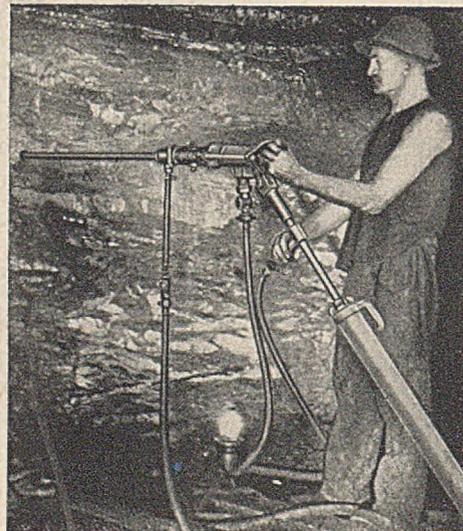


Abb. 1. Anwendung des Bohrknachts.

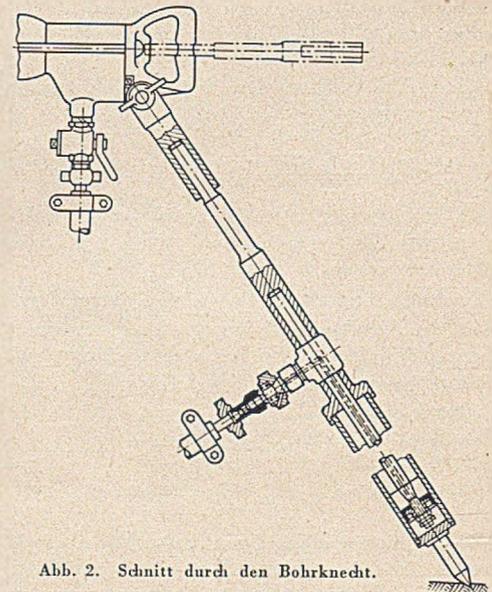


Abb. 2. Schnitt durch den Bohrknecht.

Stempel des Bohrknachts nach. Am unteren Ende endet der Zylinder in einer Spitze oder einer dreizinkigen Klaue, mit der er in die Sohle des Stollens eingesetzt werden kann. Der Bohrknecht fängt die Rückstöße des Bohrhammers auf und drückt diesen entsprechend dem Bohrfortschritt nach. Der Mineur kann sich darauf beschränken, die Nachdrückwirkung des Bohrknachts durch die dem Bohrfortschritt entsprechende Einstellung der Preßluftzufuhr zu regeln und den Bohrer in der gewollten Richtung zu führen.

¹⁾ Bautechn. 18 (1940), Heft 47/48, S. 547.

Ein weiterer Fortschritt war es, die Bohrhämmer, wie es auch bei uns bei Drehbohrgeräten und z. B. bei der Flottmannschen Hammerbohrmaschine DH 100 schon üblich war, auf Lafetten zu führen und sie darauf durch Spindel- oder Kettentrieb vorzuschieben. Das hat als Vorteile beste Ausnutzung der Bohrgeräte, erhöhte Bohrgeschwindigkeit bei völliger Befreiung des Mineurs von Handarbeit beim Bohren. Auch der Einbau der Bohrer auf Bohrwagen, von den Amerikanern Jumbo genannt, ergab Leistungssteigerungen, so daß die Zeit eines Angriffs im Stollen von kleinem bis mittlerem Querschnitt auf 1/2 bis 1 1/2 Stunde herabgesetzt wurde. Einen solchen Bohrwagen stellt Abb. 3 dar²⁾. Er ist beim Bau eines eingleisigen

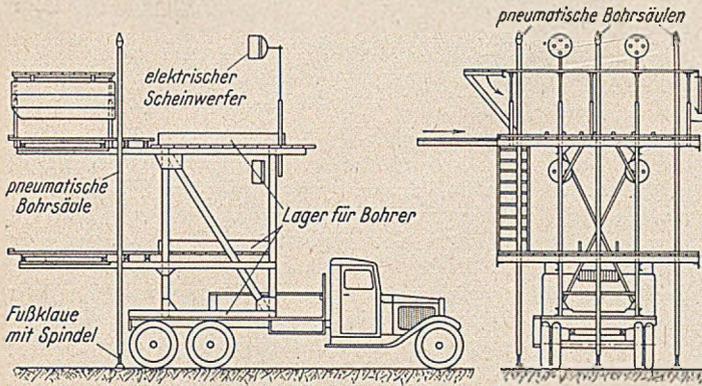


Abb. 3. Bohrgerüst auf Lastkraftwagen.

Eisenbahntunnels in Stockholm angewandt worden. Bemerkenswert ist der Aufbau des Bohrwagens auf einen Lastkraftwagen. Die zwei Plattformen gestatten das Ansetzen von Bohrern in 3 verschiedenen Höhen. Sehr gut ist die Beleuchtung des Bohrorts mit Scheinwerfern. Die Bohrer werden an Bohrsäulen angebracht, die ausziehbar sind und mit Schraubengewinde gegen Sohle und First des Tunnels gedrückt werden, so daß sie dem Bohrer durch diese feste Einspannung eine gute Führung geben. Die seitlichen Plattformen können durch Herunterklappen oder Einschieben beseitigt werden, um den Bohrwagen leichter durch den Tunnel bewegen zu können. Diese leichte Beweglichkeit ist erforderlich, weil der Bohrwagen nach beendetem Bohren und Laden zum Schießen zurückgeholt werden und nach dem Lüften wieder vorgeschoben werden muß. Die Verwendbarkeit eines Lastkraftwagens als Träger des Bohrgerüsts setzt voraus, daß die Tunnelsohle entsprechend glatt hergestellt oder eingedeckt wird. Es sind auch solche Bohrwagen mit Plattformen in 3 bis 5 Stockwerken benutzt worden, die auf besonderen Schienen vorgeschoben und zurückgeholt werden (Abb. 4). Bohrgeräte dieser Art sind naturgemäß

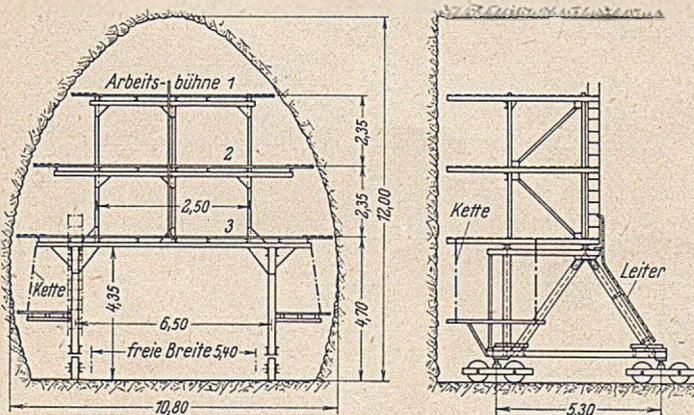


Abb. 4. Bohrwagen auf besonderem Gleis.

nur anwendbar, wenn der ganze Tunnelquerschnitt auf einmal aufgeschlossen werden kann, wobei freilich der vorläufige Ausbau sofort dem Vortrieb folgen kann. Diese Bauweise ist in Amerika sehr beliebt, weil man dadurch die Mechanisierung viel weiter treiben kann als im engen Stollen. Zur Mechanisierung drängt dort das Verhältnis der Löhne zu den Materialkosten. Eine wesentliche Voraussetzung für die schnelleren Baufortschritte war freilich eine deutsche Erfindung, die Hartmetallbohrschneide.

¹⁾ G r u n e r, Neuerungen im Tunnelbau. Schweiz. Bauztg. 127 (1946), Heft 21 u. 22.

²⁾ Solche Hartmetallköpfe liefern z. B. die Demag in Duisburg, Flottmann in Herne, Wallram in Essen.

Es ist eigenartig, daß die Anwendung des Hartmetalls, die im Maschinenbau längst die Metallbearbeitung grundlegend beeinflusst hat, bei Gesteinsbohrern erst viel später Tatsache wurde³⁾. Hartmetall ist im allgemeinen ein gesintertes Wolfram-Carbid, das durch geringfügige Zusätze von Metallen oder Metalcarbiden, wie z. B. Kobalt, oder Carbiden der Metalle Titan, Molybdän, Vanadium, Niob, Tantal, an Verschleißfestigkeit gewinnt. Die Erfindung ist von Schröter bei Osram im Jahre 1922 gemacht worden. Aber erst um 1930 wurde das Hartmetall beim Gesteinsbohren angewandt, wo es sich wegen einiger Fehlschläge nur sehr langsam durchsetzte. Das Hartmetall wird in Gestalt kleiner Stückchen in den Kopf des Bohrers eingelötet, wie es aus den Abb. 5 und 6 zu ersehen ist⁴⁾. Solche Stückchen Hartmetall, die meist entweder als einfache Schneide (Abb. 6) oder als Kreuzschneide (Abb. 5) eingesetzt werden, lassen die Bohrerleistung wesentlich steigen. Da dieses Metall spröde ist, muß man sich an seine Verwendung erst gewöhnen. Im Bergbau ist es bereits in großem Umfange üblich⁵⁾. Es bedingt einen kurzhubigen, rasch schlagenden Hammer, der bei mehreren 100 Umdrehungen bis zu 3000 Schläge in der Minute macht⁶⁾. Es empfiehlt

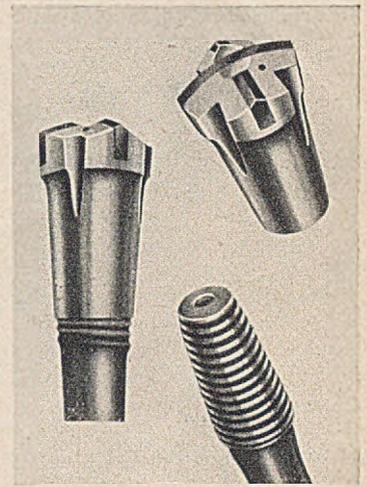


Abb. 5. Hartmetallschneide in Kreuzform.

die Empfindlichkeit des Hartmetalls insofern zu berücksichtigen, als man Wasserspülung der Bohrlöcher anwendet, die Bohrhämmer und Bohrstangen sind darauf eingerichtet. Der in Abb. 1 gezeigte Bohrhämmer mit Bohrknecht zeigt vorn am Bohrhämmer, wo die Bohrstange aus dem Hammergehäuse heraustritt, eine Zuführungsleitung. Diese führt dem hohlen Bohrer das Preßwasser zu, das zugleich das Bohrklein aus dem Bohrloch herauspült und die Schneide kühlt. Die Löcher an dem Hartmetallbohrkopf, die in den Abb. 5 und 6 zu sehen sind, lassen das Spülwasser aus dem Bohrkopf heraustreten. Diese Spülung vermeidet außerdem die mit Recht so gefürchtete Entwicklung des Gesteinstaubes, des Verursachers der bösen Silicoselunge.

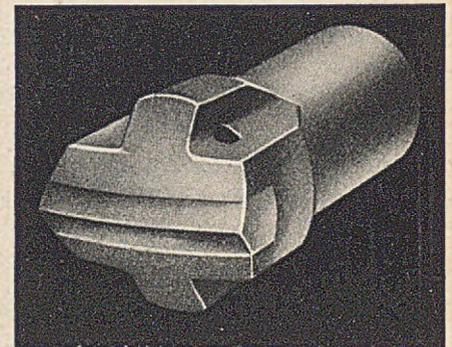


Abb. 6. Bohrstangenkronen mit Einfeldschneide aus Hartmetall.

Es gibt Bohrstangen mit eingelöteter Hartmetallschneide, besser aber ist es, eine aufsetzbare Bohrkronen zu verwenden, die auf die Bohrstange aufgeschraubt oder mit einem Konus aufgesteckt wird, wie Abb. 7 das erläutert. Die auswechselbare Bohrkronen war ein weiterer Fortschritt, den man in Amerika gemacht hatte, von wo

³⁾ C r u n e r, a. a. O. — R a t h s m a n n, Das schlagende Gesteinsbohren über Tage unter Verwendung von Hartmetallen. Bautechn. 25 (1940), Heft 10, S. 235 ff.

⁴⁾ Aus der umfangreichen Literatur über Hartmetall-Erfolg seien nur folgende Bücher und Aufsätze genannt:

- a) H e n s o l d t, Hartmetallkunde des Steinbruchs. Berlin 1941.
- b) K i e f e r u. H o t o p p, Pulvermetallurgie, S. 230 ff u. 286. Berlin 1943, Springer-Verlag.
- c) I r o n A g e 123 (1929), S. 1349.
- d) S c h ü l l e r, Kohle u. Erz 27 (1930), S. 523.
- e) F e h s e, Maschinenbautechnik 10 (1931), S. 161.
- f) M e n c k e, Glückauf 68 (1932), S. 337.
- g) J e s c h k e, Bohren von Sprenglöchern. Steinindustrie u. Straßenbau 1938, Heft 8.
- h) S c h ü l l e r, Glückauf 77 (1941), S. 565.
- i) J e s c h k e, Glückauf 77 (1941), S. 570.
- k) R i c h t e r, Metall u. Erz 39 (1942), S. 176.
- l) K r i p p n e r u. S c h r ö d e r, Metall u. Erz 39 (1942), S. 202 ff.
- m) H e r b s t, Metall u. Erz 39 (1942), S. 287.
- n) H a r t m e t a l l e u. H a r t l e g i e r u n g e n f ü r E r d b o h r w e r k z e u g e. Bautechn. 21 (1943), Heft 52/56, S. 331.

⁵⁾ R o d i o, Die Mechanisierung bei Stollenvortrieben mit Minimalquerschnitt. Schweiz. Bauztg. 67 (1949), Heft 25-27.

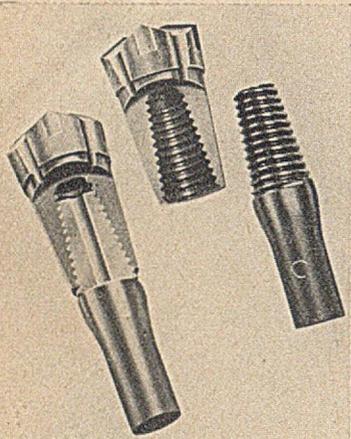


Abb. 7. Aufschaubare Bohrkronen.

wir ihn übernommen haben. Die Bohrkronen werden auf die Bohrstange aufgesteckt oder besser mit konischem Linksgewinde aufgeschraubt; die Krone kann sich dann nicht durch die Rechtsdrehung der Bohrstange lösen. Der wesentliche Vorteil der Hartmetallschneide ist, daß man die Bohrstange weder wegen Stumpfwerdens der Schneide noch wegen des beim Bohrer mit Stahlschneide erforderlichen dauernden Verlängerens der Bohrstange auswechseln muß. Die Hartmetallschneide hält 10 mal so lange wie eine Stahlschneide. Die Hartmetallschneide kann ohne Inanspruchnahme der Schmiede mit kleinen Schleifmaschinen mit Spezialschleifscheibe geschärft werden, wenn sie durch den Gebrauch stumpf geworden ist.

Die Anwendung beider Fortschritte brachte dann den eigentlichen Erfolg: Die auswechselbare Bohrkronen mit Hartmetallbestückung.

Während man vor der Anwendung der Hartmetallschneide den Bohrfortschritt durch den Gebrauch schwerer Hämmer zu steigern versucht und sich bemüht hatte, immer bessere Bohrstähle zu erfinden — siehe Hartmann im Handbuch für Eisenbeton *) — konnte man nun mit der Hartmetallschneide mit leichteren Bohrhämmern und wesentlich geringerem Preßluftverbrauch gleichgute Erfolge erzielen. Als Beispiel werden in einem Aufsatz von G. V. Rodio angeführt⁶⁾: Bohrhämmergewicht 40—50 kg, Kolbendurchmesser 89—102 mm, Luftverbrauch 5—6 m³/min, 50 cm/min Bohrgeschwindigkeit in Granit ohne Hartmetallschneide.

Mit Hartmetallschneide (Kreuzschneide) 38 mm Durchmesser, Bohrhämmergewicht 35 kg, Kolbendurchmesser 82, Bohrfortschritt 40—60 cm/min in Granit, Luftverbrauch entsprechend dem Kolbendurchmesser etwas geringer. Soweit war der Stand der Bohrtechnik bei uns gediehen. Neu ist nun der Gebrauch von langen Vorschublafetten für Bohrhämmer, obwohl man kurze Vorschublafetten für Drehbohrer auch bei uns schon gekannt hat. Unter Verwendung einer langen Vorschublafette zur Haltung und Führung ist mit einem Bohrhämmer von 27 kg Gewicht, 70 mm Kolbendurchmesser bei 3 m³/min Preßluftverbrauch mit einfacher Meißelschneide in Hartmetall rd. 40 cm/min Bohrfortschritt im gleichen Gestein erreicht worden.

Hiernach wird ein annähernd gleich großer Bohrfortschritt mit leichteren Hämmern, einfacherer Schneide, geringerem Luftverbrauch, also wesentlich geringeren Kosten, erreicht.

Das Neuartige liegt also in der Verwendung von Führungslafetten für Bohrhämmer und in der Länge der Lafetten.

Die Verwendung der langen Vorschublafette ermöglichte ein völlig neuartiges Verfahren beim Einbruchschießen, das von Rodio als „sehr wichtige Neuerung“ bezeichnet wird.

Bisher galt als Regel für das Deutsche Einbruchschießen, daß in der Mitte der Stollenbrust einige konvergierende Bohrlöcher von

der Tiefe $t = \sqrt{\frac{F}{\pi}}$ hergestellt wurden⁷⁾, wobei F die Fläche des in den Stollenquerschnitt eingeschriebenen Kreises war. Das ergab bei den üblichen Stollenabmessungen Bohrlöchtiefen von 1,10 bis 1,5 m.

Die lange Bohrlafette gestattet, mühelos Löcher zu bohren von 1,8 bis 2,7 m Tiefe. Das ergibt ein ganz anders geartetes Verfahren des Einbruchsprengens, das sich in Amerika eingeführt hat und dort burn cut, burned cut oder shatter cut, auch Michigan oder Quetschvortrieb genannt wird (französisch tir du bouhon). In der Schweiz hat man sie als Parallelbohrverfahren oder Kanonenschießen bezeichnet. Ihre Anwendung ist freilich auf festes, nicht zerklüftetes Gestein beschränkt, wird aber in diesem allgemein an Stelle des deutschen, pyramidenförmigen (Abb. 8a) und des italienischen, fächerförmigen Einbruchschießens angewandt.

Es birgt als einen der Vorteile, daß die Bohrgeräte vor dem Schießen nur auf etwa 10 bis 15 m zurückgenommen zu werden brauchen, weil die Gesteins-Sprengstücke nicht weiter weggeschleudert werden.

Das Parallelbohrverfahren wird nach Abb. 8b angesetzt. Die Bohrlöcher werden etwas konvergierend oder auch divergierend gebohrt und zwischen den mit Sprengmunition zu besetzenden sogenannte blinde Bohrlöcher hergestellt, die nicht geladen werden. Anscheinend wird die „Verspannung“ des Gesteins dadurch vermindert. Die Tiefe der Bohrungen kann zu 100 bis 150 % der kleinsten Stollenabmessungen angenommen werden. Solche Tiefen kann man mit Handvorschub des Bohrers nicht erreichen, auch nicht bei Verwendung des Bohrknechts, weil der Bohrer wohl häufig verklemmt werden würde. Die Vorschublafette dagegen führt den Bohrhämmer so sicher, daß so tiefe Bohrungen herstellbar sind. Man hat in unzerklüftetem Granit 3,6 m tiefe Paralleleinbrüche, natürlich bei entsprechend größeren Ausmaßen des Stollens, erreicht.

Die lange Vorschublafette setzt allerdings auch die Anwendung eines Bohrwagens voraus. Dieser ist für amerikanische Stollen- und

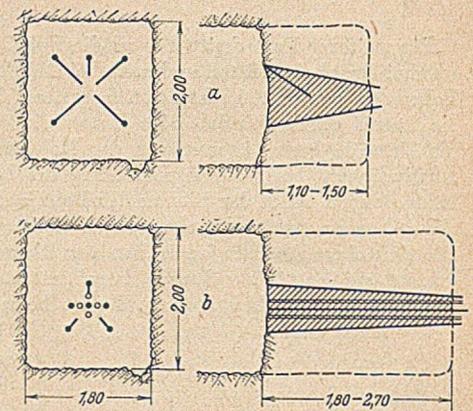


Abb. 8. Parallelbohrverfahren.

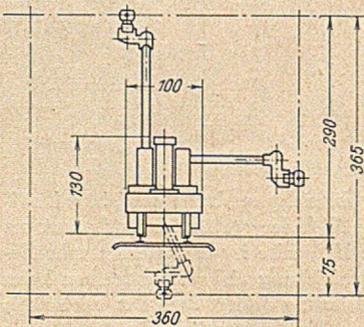
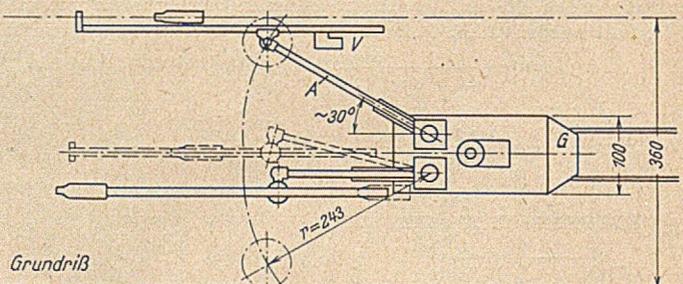
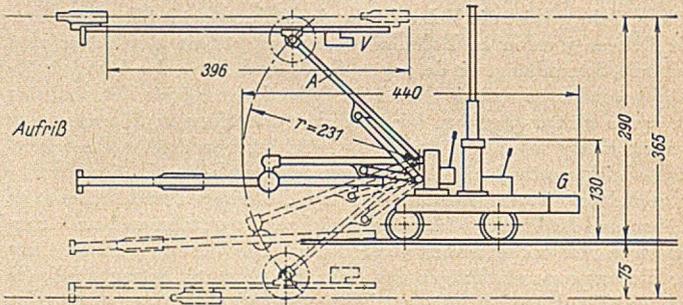


Abb. 9. Bohrwagen für den Stollenvortrieb.

Tunnelbauten eine Selbstverständlichkeit. Für Stollenbauten geringen Querschnittes in den USA ist ein leichter Bohrwagen durchgebildet worden, wie ihn in schematischer Darstellung Abb. 9 zeigt. Das wirkliche Aussehen lassen die Abb. 10 und 11 erkennen. Dies ist der von der Joy Manufacturing Co., Pittsburg und New York,

*) Handbuch für Eisenbetonbau. 4. Aufl., Bd. XII. Berlin 1937, Wilh. Ernst & Sohn.

7) Dr. Karl Wiedemann, Ausführung von Stollenbauten in neuzeitlicher Technik. 5. Aufl., S. 13. Berlin 1947, Wilh. Ernst & Sohn.

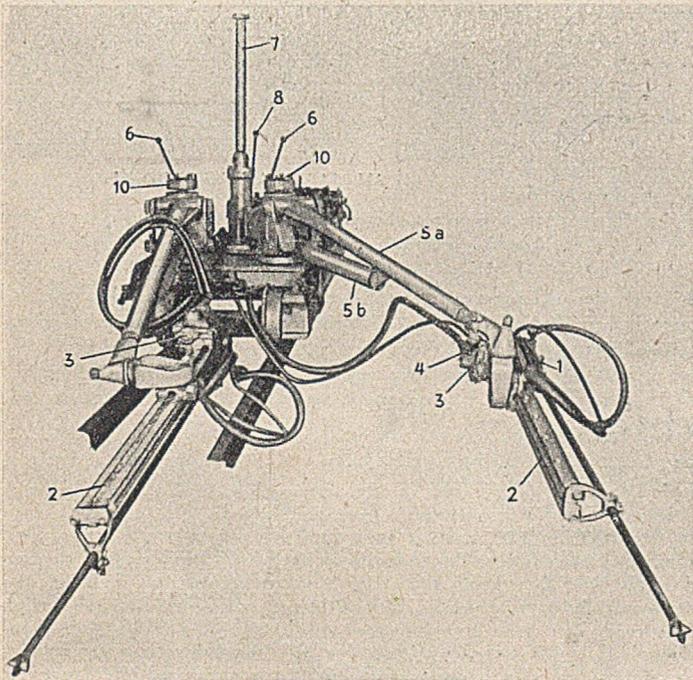
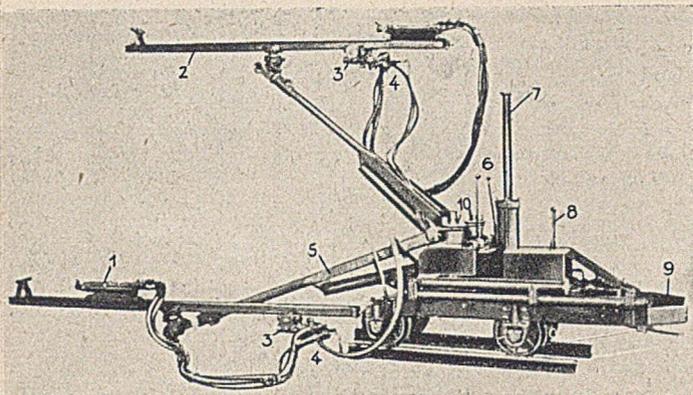


Abb. 10 u. 11. Bohrwagen Sullivan-Joy.

hergestellte Sullivan-Joy Bohrwagen. Das Beispiel zeigt ihn mit zwei Auslegern, es können auch deren vier angebracht werden. Ein ähnliches Gerät stellen auch andere Werke, wie z. B. die Ingersoll-Rand Co, her⁸⁾.

Der Bohrwagen läuft auf vier Rädern auf dem üblichen Fördergleis und kann mit einem ausziehbaren Stahlrohrstempel zwischen First und Sohle oder Gleis festgeklemmt werden, wozu eine hydraulische Pumpe dient, die 20 t Druck auszuüben vermag.

Bei V in Abb. 9, bei 3 in den Abb. 10 und 11 ist der Vorschubmotor für den Bohrhammer und die Bedienungsvorrichtung für den Vorschub, die Preßluft und die Wasserspülung eingebaut. Diese Vorschubvorrichtung arbeitet, wenn sie einmal eingestellt ist, selbsttätig bis zur Beendigung der Bohrung. Hinten sitzt zum Gewichtsausgleich das Gegengewicht G. Die Preßluft wird durch Anschlußleitungen zugeführt, wobei eine besondere Einrichtung der Preßluft einen feinen Ölstaub beimischt, der zur Schmierung der Bohrhämmer dient. In ähnlicher Weise wird das Druckwasser dem Bohrwagen durch Anschlußleitungen zugeführt, zum Spülen der Bohrlöcher, zur Kühlung der Bohrschneiden, zur Verschwenkung der Ausleger für die Lafette usw.

Die Ausleger können zur Beförderung des Bohrwagens eng zusammengelegt werden; der Wagen ist dann nur 1 m breit und nach Abnehmen des Stempels nur 1,3 m hoch, kann also auch durch einen Stollen, der etwa durch den vorläufigen Einbau eingengt ist, leicht befördert werden. Er ist 6 m einschließlich der Lafetten lang und wiegt 1,5 bis 2,0 t. Um ihn aus dem Fördergleis zu entfernen, genügt also eine Schiebehöhne oder eine Laufkatze, die weiter unten noch behandelt werden wird. Vor Ort stellen ihn 2 Mann in 3 bis

4 Minuten auf und schließen ihn an die Preßluft- und Wasserleitungen an. Die Anschlußschläuche sind 20 m lang und brauchen beim Sprengen von den Leitungen im Stollen nicht abgenommen zu werden. Man muß sie nur an die Seite des Stollens zurücklegen und an der Stirnseite mit einem kräftigen Schutzschild abschirmen. Der Ausleger ist mit hydraulischer Pumpe zu heben, zu senken und ist seitlich verschwenk- und feststellbar. Die Lafette kann auch bis 0,75 m unter die Laufschiene gesenkt werden, um den Entwässerungsgraben aussprengen zu können.

Das Abbauen des Bohrwagens dauert ebenfalls nur 3 bis 4 Minuten. Die Ausleger A mit ihrer Vorschublafette halten den Bohrhammer ohne Mitwirkung des Mineurs fest. Er kann deshalb 2 und sogar 3 Bohrhämmer bedienen. Vor allem braucht er sie weder zu führen noch vorzudrücken. Das besorgt die Einrichtung selbsttätig. Die Reichweite geht aus Abb. 9 hervor. Ein Hammer auf einer einzigen Vorschublafette auf dem Ausleger kann die Bohrlöcher in einem Querschnitt von 3,2 m Breite und 3,65 m Höhe herstellen. Zum Verschwenken des Auslegers von einem Bohrloch zum andern ist nur eine Minute erforderlich, wobei man die Löcher in 10 cm Abstand voneinander anzusetzen vermag. Dabei kann man selbst die Bohrlöcher von 2,5 m Tiefe mit einer einzigen Bohrerstange ohne Bohrerwechsel herstellen, einerlei, ob man eine aufsetzbare Bohrschneide mit Hartmetalleinsatz verwendet oder eine aus einem Stück hergestellte Bohrerstange mit einer Meißelschneide. Der zeitraubende Bohrerwechsel, der bei Führung des Bohrers mit der Hand oder mit dem Bohrknecht erforderlich ist, fällt weg. Die Bohrlöcher können also mit einem Durchmesser von Anfang bis zu Ende gebohrt werden, der dem kleinsten entspricht, den man sonst beim Ansetzen von immer längeren Bohrerstangen erst zum Schluß anwenden konnte. Freilich macht das neue Verfahren die Wasserspülung erforderlich. Aber die Verbilligung des Bohrlochmeters ist so erheblich, daß man dieses Verfahren anwenden sollte, wo es nur möglich ist.

Die Ersparnis an Arbeitskräften durch Verwendung des Bohrwagens mit langen Vorschublafetten ist erheblich, weil ein Mineur bis zu drei Bohrhämmern am Bohrwagen bedienen kann, während sonst auf einen Hammer ein bis anderthalb Mineur zu rechnen ist.

Schuttergeräte.

Wie schon Dr. Karl Wiedemanns Untersuchungen⁹⁾ erwiesen haben, ist u. U. das Schuttern für die Vortriebsgeschwindigkeit die maßgebende Arbeit. Deshalb hat das Problem der Mechanisierung des Schutterns die Tunnelbauer schon lange beschäftigt.

Die Tunnelliteratur ist reich an Erörterungen über diese Aufgabe¹⁰⁾. Die Amerikaner haben nun nach dem Vorbild der beim Vollausbruch größerer Tunnelquerschnitte erprobten Schaufellader auch Stollenschaufellader hergestellt, von denen Rodio ein Beispiel vorführt (Abb. 12). Dieser ist von dem gleichen Werk Sullivan-Joy durchgebildet worden, von dem auch der kleine Bohrwagen stammt. Bei einer Ladegeschwindigkeit von 0,5 bis 1,0 m³/min mit einem Schaufelinhalt von 150 l sind die Abmessungen nur etwa 1,5 m Höhe, 0,9 m Breite. Mit der Schaufel in höchster Stellung reicht er 2,20 m hoch über S. O. Entladehöhe der Schaufel etwa 1,40 m über S. O. Dabei reicht die Schaufel seitlich bis 2,0 m. Das Gewicht des Schaufelladers beträgt 2 t, der Luftverbrauch 4 bis 6 m³/min. Dieser Schaufellader, von Rodio Stollenbagger genannt, hat sich in der Schweiz bei Stollenbauten bewährt. Er scheint also die Lösung des Problems der Schutterung zu sein mit seinen geringen Abmessungen, vorausgesetzt, daß der Mechanismus so robust ist und daß er auf die Dauer dem rauen Betrieb im Tunnel gewachsen ist.



Abb. 12. Stollenschaufellader Sullivan-Joy.

⁹⁾ Wiedemann, Ausführung von Stollenbauten in neuzeitlicher Technik. 5. Aufl., S. 18 ff. Berlin 1947, Wlth. Ernst & Sohn.

¹⁰⁾ Handbuch für Eisenbetonbau. 4. Aufl., Bd. XII, S. 336 ff. Berlin 1937, Wlth. Ernst & Sohn.

⁸⁾ Techn. Moderne Constr. 1948, Juniheft, S. 96.

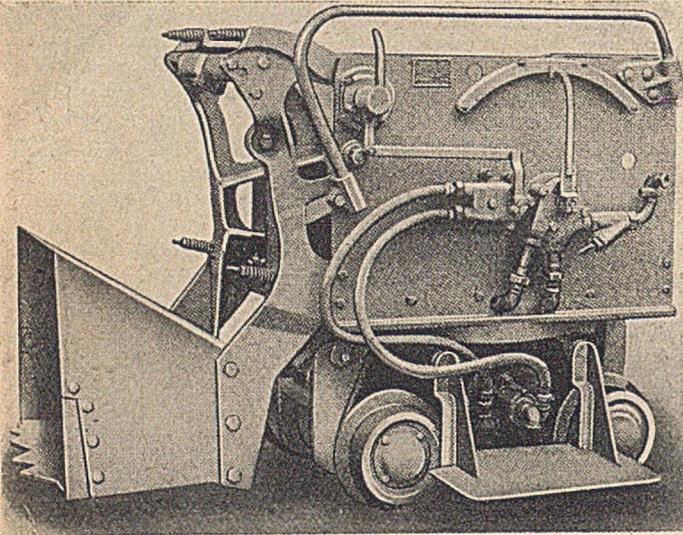


Abb. 13. Stollenschaufellader Eimco.

Der Schaufellader ist an sich nichts Neues. Aus der Literatur sind verschiedene Bauformen bekannt, z. B. bringt Wiedemann als Beispiel¹¹⁾ den von der Demag in Duisburg hergestellten Schaufellader, von dem das Werk neuerdings auf Anfrage erklärt hat, daß er sich nicht bewährt und man deshalb die Fertigung aufgegeben habe. Aber der hier aufgeführte Schaufellader hat in den Vereinigten Staaten Amerikas und in der Schweiz seine Feuerprobe bestanden. In dem bereits genannten Aufsatz von Gruner wird ein Schau-

¹¹⁾ n. a. O. S. 94 f. Auch der Salzgitterlader ist ein solcher Schaufellader.

lader des schwedischen Werks Atlas-Diesel gezeigt, der ebenfalls seinen Abmessungen nach im Stollen verwendbar ist. Abb. 13 zeigt einen Stollenschaufellader mit Preßluft der Eimco, der die Einrichtung deutlich erkennen läßt. Der Bedienungsmann steht auf dem an der Längsseite angebrachten Trittbrett und hat die beiden Bedienungshebel griffrecht vor sich, siehe Abb. 12. Der rechte längere Hebel (Abb. 13) dient der Steuerung der Schaufel, die in den Schutterhaufen vor Ort hineingestoßen wird und sich über Kopf nach hinten in den an Schaufellader angehängten Förderwagen entlädt (Abb. 14). Der linke Hebel bedient die Dreheinrichtung des Oberteils. Die von den Steuerventilen zum Unterteil führenden Schläuche gestatten in gewissem Umfange die seitliche Verschwenkung des Oberteils, damit die Schaufel die ganze Stollenbreite beherrscht.



Abb. 14. Eimkolader in Betrieb.

(Schluß folgt.)

Vermischtes

Regierungsbaumeister Eduard Steyer 75 Jahre.

Eduard Steyer wurde am 4. 12. 1876 in Leipzig als ältester Sohn des Baumeisters Eduard Steyer geboren. Er besuchte die Petrischule in Leipzig, studierte an der Techn. Hochschule in Dresden und legte dort seine Dipl.-Ing.-Prüfung ab. Als Regierungsbauingenieur war er im sächsischen Staatsdienst tätig und trat nach Ablegung der Regierungsbaumeister-Prüfung ins väterliche Geschäft ein.

Hier übernahm er die Leitung der Hochbau- und Stahlbeton-Abteilung. Nach dem Tode des Vaters führte er mit seinen Brüdern die Firma Eduard Steyer Bauunternehmung weiter, die sich unter seiner Leitung zu ihrer heutigen Bedeutung entwickelte. Viele Talsperren, Brücken, Stahlbetonbauten aller Art, Straßenbauten und Hochbauten zeugen von seiner Tätigkeit. Sein Ruf als Baufachmann ist bedeutend. Trotz seines hohen Alters ist er auch heute noch unermüdetlich in der Firma tätig und stellt seine ganzen Kräfte dem Wiederaufbau zur Verfügung.

Ministerialrat a. D. Illing 70 Jahre.

Der 70. Geburtstag des Ministerialrats Bruno Illing am 27. Oktober 1951 ist ein willkommener Anlaß, der hohen Verdienste zu gedenken, die er sich um die Fortentwicklung des Seezeichenwesens erworben hat. In seiner Vaterstadt Berlin absolvierte er an der Technischen Hochschule das Studium des Bauingenieurfaches und trat 1905 nach mit Auszeichnung bestandenen Diplomexamen als Regierungsbauingenieur in die Wasserbauverwaltung ein. Nach seiner Ernennung zum Regierungsbaumeister 1910 und 3jähriger Beschäftigung beim Wasserbauamt Husum wurde er 1914 in das Preußische Ministerium der öffentlichen Arbeiten als Hilfsarbeiter beim Seezeichenreferat berufen. Wurden ihm durch diese Tätigkeit im Ministerium, die nur durch Kriegsdienst von August 1914 bis November 1918 unterbrochen war, beste theoretische Kenntnisse in der Seezeichentechnik vermittelt, so konnte er diese danach als Leiter des Wasserbauamtes Kiel von 1921 bis 1933 durch praktische Erfahrung und erschöpfende Versuche u. a. über Reichweite und Tonhöhe von Luftschallsendern weitestgehend ergänzen. Auf diese Weise in allen Sparten des Seezeichenwesens bestens geschult, wurde Illing 1933 als Ministerialrat und Nachfolger von Geheimrat Dr.-Ing. h. c. Gustav Meyer die verantwortliche Leitung der Seezeichenverwaltung des Reiches im Reichsverkehrsministerium übertragen. Hier hat er auf den verschiedensten Gebieten des Seezeichenwesens, insbesondere der Ausbildung der Funkfeuer, des Nebelsignalbetriebes, der Lichttechnik der Leuchtfeuer und Feuerschiffe, wertvolle und grundlegende Arbeit geleistet, die vor allem in seinen Beiträgen zu der Internationalen Seezeichentagung in Berlin 1937, deren glänzenden Verlauf sowohl in fachlicher wie auch gesellschaftlicher Hinsicht

Illing an erster Stelle verantwortlich organisierte, ihren Niederschlag fanden.

Der 2. Weltkrieg und seine Folgen haben die Stätten von Illings so fruchtbarer Wirksamkeit und damit vieles seiner Lebensarbeit zerstört, insbesondere das Seezeichenversuchsfeld in Friedrichshagen, diese für die Forschungsarbeit im Seezeichenwesen so wichtige Anstalt mit ihren wertvollen Einrichtungen und Forschungsmaterial. Nur kurze Zeit nach dem Kriege war es ihm noch vergönnt, in Hamburg bei der Hauptverwaltung des Seeverkehrs maßgebend beim Wiederaufbau des Seezeichenwesens tätig zu sein. 1949 trat er, 68 Jahre alt, in den wohlverdienten Ruhestand. Alle Fachgenossen, die mit und unter ihm auf dem Gebiete des Seezeichenwesens zusammengearbeitet haben, werden sich an seinem 70. Geburtstag gern seiner verdienstvollen Förderung dieser Sonderwissenschaft und seines liebenswürdigen Wesens erinnern und ihm weiterhin gute Gesundheit in seinem Ruhestand wünschen. Meisel.

Professor Dr.-Ing. Kurt Beyer 70 Jahre.

Am 27. 12. 1951 wird Prof. Dr.-Ing. Kurt Beyer, Dresden, siebenzig Jahre alt. Ein reiches Leben begeht damit in voller Rüstigkeit sein wohlverdientes Jubiläum. Wir sehen in ihm wohl einen Sachsen durch und durch, der seinem Land und seiner Vaterstadt von der Volksschule bis zur Hochschule treu blieb, der aber als Bauingenieur mit seiner Wissenschaft und seinen Leistungen, mit seinem pädagogischen und schriftstellerischen Geschick der Bauingenieurkunst ganz Deutschlands, ja der übrigen Kulturvölker gehört.

Seine auffallende mathematische und theoretische Begabung — mit ungeheurem Fleiß gepaart — trat frühzeitig hervor. Die Examina an der Hochschule 1903 und 1905 einschließlich der Promotion 1908¹⁾ durchlief er mit Auszeichnung. Nach seiner Rückkehr aus Ostasien, wo er in Siam 6 Jahre eine vielseitige Bantätigkeit ausübte, war er zum Regierungsbaumeister ernannt und Träger des Sächsischen Staatspreises geworden. Die ihn kannten, wunderten sich daher nicht, daß er nach Schluß des ersten Weltkrieges, 38jährig, ab 1. 2. 1919 zum ordentlichen Professor an die Bauingenieurabteilung der Technischen Hochschule Dresden als Nachfolger von Mehrrens und Mohr berufen wurde, und zwar zur selbständigen Behandlung der Fächer technische Mechanik und Statik der Baukonstruktionen. Durch die seltene Zusammenfassung dieser für einen Bauingenieur grundlegenden Fächer, zu denen sich bald auch der Stahlwasserbau und Stahlhochbau gesellten, und durch die Entwicklung eigener analytischer Berechnungsverfahren gab Beyer dem Dresdner Bauingenieurstudium jahrzehntelang das bekannte eigene Gepräge.

¹⁾ Titel der vorgelegten umfangreichen Dissertation: „Eigengewicht, günstige Grundmaße und geschichtliche Entwicklung des Auslegertügers“.

Sein Einfluß wuchs. Bald setzte eine umfangreiche Tätigkeit auch als beratender Ingenieur beim Entwerfen und Ausführen fester und beweglicher Stahlbrücken ein, so insbesondere beim Bau von Großgeräten im Braunkohlenbergbau. Zugleich beteiligte er sich erfolgreich an dem Wettbewerb ausgeschriebener Großbrückenbauten. Sein Konstruktionsbüro erlangte nach 1945 eine besondere Bedeutung für Sachsen, als er zusätzlich zu seinen akademischen Pflichten die Leitung der Hauptabteilung Bau- und Wohnungswesen zuerst im Ministerium des Innern, dann im Ministerium für Industrie und Verkehr übernahm. Beyer hat also an dem schnellen Wiederaufbau der Verkehrswege und Industrieanlagen seines Heimatlandes ein wesentliches Verdienst.

Trotz dieser vielseitigen Inanspruchnahme fand er Zeit zur Mitarbeit in allerlei technischen Ausschüssen, zu zahlreichen wissenschaftlichen Veröffentlichungen²⁾, Gutachten und Doktordissertationen, die von seinem umfassenden und gründlichen Denken Zeugnis ablegen. Die Ehrungen blieben nicht aus:

1944 Hochschulfeier anlässlich seines 25jährigen Dozentenjubiläums,
1948 Ernennung zum ordentlichen Mitglied der Sächsischen Akademie der Wissenschaften in Leipzig.

1949 Ernennung zum ordentlichen Mitglied der Deutschen Akademie der Wissenschaften in Berlin.

Beyer ist glücklicher, wenn auch später Familienvater von 3 Kindern. Seiner Gattin und ihnen erstellte er am berühmten Wachwiger Berg hang ein Eigenheim, nicht weit vom einstigen Wohnsitz Ludwig Richters, mit köstlichem Blick auf die Elbe und die Höhen des Ostergebirges. Von dort pflegt er nach allen Seiten, auch über die deutschen Grenzen hinaus, regen geselligen Verkehr mit denen, die ihm während ihres Studiums nähertraten und allerwärts an Brennpunkten der Ingenieurtechnik sitzen. Möge diesem heute noch unermüdlich tätigen Kollegen ein froher Lebensabend beschieden sein.
Neuffer.

²⁾ Es sei nur aufgeführt: Beyer, Die Statik im Stahlbeton. Berlin, Springer-Verlag.

Zwanzigste ordentliche Hauptversammlung der Hafenbautechnischen Gesellschaft.

Vom 20. bis 22. September 1951 hielt die Hafenbautechnische Gesellschaft ihre 20. ordentliche Hauptversammlung in Bremen und Bremerhaven ab. Die Tagung zeichnete sich nicht nur durch die große Zahl der erschienenen Mitglieder und Freunde der Gesellschaft aus, sondern auch durch die Auswahl der Verhandlungsthemen, die weit über eng begrenzte nationale Hafenfragen und die Erörterung technischer Einzelheiten hinausgingen. Es wurden Vorträge gehalten, in denen die brennendsten Hafenprobleme der jetzigen Zeit von hoher Warte aus behandelt wurden.

In der schönen Festhalle des alten Bremer Rathauses wurden die Tagungsteilnehmer durch Bürgermeister Ka is en, Präsident des Senats der Hansestadt Bremen, herzlich willkommen geheißen. In seiner Ansprache wies der Bürgermeister auf die unlösbare Schicksalsverbundenheit der alten Hansestadt mit ihren Häfen und der Weser als See- und Binnenschiffahrtsstraße hin. Ihm dankte der 1. Vorsitzende der Gesellschaft, Professor Dr.-Ing. e. h. Dr.-Ing. A g a t z, Präsident der Bremer Hafenbauverwaltung, der dann den Bremer Landeskommissar, die zahlreich erschienenen Vertreter des Bundesverkehrsministeriums und der Länderregierungen, die Leiter ausländischer Hafenverwaltungen, die Vertreter befreundeter wissenschaftlicher Verbände und die Erschienenen aus den Kreisen der Industrie, des Handels und der Schifffahrt begrüßte. Er gab bekannt, daß die Gesellschaft ihr langjähriges Mitglied, Baudirektor i. R. O. W u n d r a m, Hamburg, in Anerkennung seiner Verdienste um die Entwicklung der Hafenumschlaggeräte zu ihrem Ehrenmitgliede ernannt habe. In seiner weiteren Ansprache gab der Vorsitzende einen kurzen Überblick über die wichtigsten Probleme, die von der Gesellschaft im Interesse der Hafenverwaltungen in den letzten Jahren zu bearbeiten waren oder die noch zu klären sind. Hierzu zählten Untersuchungen über die gewonnenen Erfahrungen beim Wiederaufbau der Häfen und ihre Abstimmung mit den Erfordernissen des Betriebes, Umschlags und Verkehrs, die Überprüfung der Umschlaganlagen auf ihre Leistungsfähigkeit und Wirtschaftlichkeit, Untersuchungen über die Möglichkeit, durch Herausgabe von allgemein gültigen Richtlinien eine gewisse Typisierung von Hafenhäuten und Umschlaggeräten und damit eine Senkung der Herstellungskosten zu erreichen, und endlich eine Erörterung der wichtigen allgemeinen Frage, welche Bedeutung die Seehäfen für die gesamte Volkswirtschaft besitzen, um auch den binnenländisch orientierten Gebieten und Wirtschaftskreisen die wichtigen Aufgaben der See- und Binnenhäfen nahezubringen.

Die auf der Tagung gehaltenen Vorträge und Referate waren auf diesen allgemeinen Rahmen der Problemstellung abgestimmt.

Zunächst sprach Senator H a r m s s e n, Bremen, über die Seehäfen als Kraftzentren der Volkswirtschaft. Der Redner gab ein anschauliches Bild von der Entwicklung der deut-

schen Seehäfen und den finanziellen Opfern, die von der Bevölkerung insbesondere der Hansestädte für den Ausbau ihrer Hafenanlagen aufgebracht worden sind. Nur durch größte Opferbereitschaft war es möglich, daß die Häfen von Hamburg und Bremen sich von Lade-, Stapel- und Umschlagplätzen zu vielseitigen Wirtschaftsorganismen entwickelten und mit der industriellen Leistungskraft und Erzeugungskraft des Binnenlandes, die im Laufe von 150 Jahren auf das Zweihundertfache angewachsen ist, in Einklang gebracht werden konnten. Dabei sind die Hafenplätze selbst zu bedeutenden Standorten für eigene Industrie- und Gewerbebetriebe geworden. Im Jahre 1950 sind mengenmäßig gerechnet bereits wieder 50 v. H. des gesamten deutschen Außenhandels über die Seehäfen gegangen, wertmäßig gesehen waren es sogar 69 v. H. Der Schiffbau ist durch Auslandsaufträge wieder ein starker Aktivposten der Devisenbilanz geworden, und die noch in den Anfängen des Wiederaufbaues befindliche, aber sehr fröhliche deutsche Seeschifffahrt läßt für das Jahr 1951 Bruttofrachterlöse in Höhe von 50 Mio \$ erwarten. Der in den Seehafenstädten verwurzelte Außenhandel erschließt der binnenländischen Wirtschaft stets neue Absatzgebiete. Daher ist es Aufgabe der staatlichen Wirtschaftspolitik, die Leistung der Häfen zu steigern, ihnen ihre Eigenverantwortung zu lassen und trotzdem Außenhandel, Schifffahrt und Häfen mit Mitteln des Bundes zu fördern.

Ein besonders brennendes Problem der Seeschifffahrt in der neuesten Zeit behandelte Direktor B e r t r a m, Vorstandsmitglied des Norddeutschen Lloyd, Bremen, in seinem Vortrag über Schiffsgeschwindigkeiten und Liegezeiten in den Seehäfen. Der Vortragende führte bewegte Klage über die heutigen langen Liegezeiten in vielen ausländischen und besonders in überseeischen Häfen und gab dafür erschreckende Beispiele. So brauchte früher ein Ostasiendampfer, der verschiedene australische Häfen anlief, für eine Rundreise 84 Tage, heute aber etwa 200 Tage, wobei die Stilliegezeit der Schiffe in den Häfen gar nicht zu übersehen sind. Da die Kosten für den Bau und Betrieb der Schiffe wesentlich gestiegen sind, kann die Schifffahrt die langen Liegezeiten wirtschaftlich nicht mehr tragen. Die Reedereien brauchen jetzt mehr Tonnage als 1938 für die gleichen Leistungen, und das Einhalten fester Fahrpläne, ohne die keine Linien- und Fahrgastfahrten denkbar sind, wird unmöglich. Als Ursachen für die unabsehbar langen Liegezeiten sind soziale Maßnahmen, wie Verbote von Überstunden und Doppelschichten, veraltete Umschlagverfahren; mangelnde technische Ausrüstung und Verstopfung der Häfen zu nennen. Abhilfe kann nur geschaffen werden durch möglichst weitgehende Ausschaltung zu teurer menschlicher Handarbeit, Mechanisierung der Stauarbeit im Schiffsraum, Verwendung von Ladeplatten, auf denen das Gut gestapelt und schnell übernommen werden kann, sowie durch weitere Entwicklung des Behälterverkehrs, wobei man an die Beförderung ganzer Eisenbahnwagenkästen denken kann. Wenn nicht auf solchen Wegen Abhilfe geschaffen wird, werden die in der Linien- und Stückgutfahrt verkehrenden Schiffe mehr und mehr in die Trampfahrt mit Massengutladungen ausweichen müssen. Der Vortrag ließ eindringlich erkennen, daß die deutschen Hafenbauverwaltungen auf dem richtigen Wege sind, wenn sie die Häfen technisch so vollkommen ausgestalten, daß sie als „schnelle Häfen“ gelten können.

Als dritter Redner sprach Dr. T h e e l, Vorstandsmitglied der Esso A. G., Hamburg, über die Bedeutung der Mineralölwirtschaft für die westdeutschen Seehäfen. Der Redner behandelte mit diesem Thema ein Problem, das in jüngster Zeit die Hafenbauverwaltungen vor wichtige Entscheidungen gestellt hat. Denn dieser Industriezweig hat in den letzten Jahren eine ungewöhnlich rasche und noch keineswegs abgeschlossene Entwicklung genommen. Dadurch ist ein Weltverkehr mit Tankern entstanden, deren Größe und Tiefgang nicht nur den deutschen, sondern auch zahlreichen ausländischen Seehäfen ernste Sorgen um die Wassertiefe an den Liegeplätzen und auf den Zufahrtstraßen bereitet. So hat Hamburg beispielsweise in den letzten beiden Jahren ein umfangreiches und kostspieliges Stromregelungsprogramm durchführen müssen, um die Süderelbe und den Köhlbrand, die Zufahrtstraße nach den großen Mineralölraffinerien in Hamburg-Harburg, für die Fahrten der Großtanker vertiefen zu können. Der Redner gab ein anschauliches Bild von der Entwicklung der Mineralölindustrie in den deutschen Seehäfen, die mit der Einfuhr und Lagerung von Fertigwaren und Herstellung von Spezialerzeugnissen begann und heute zur Erzeugung aller Arten der Mineralölprodukte, also Kraftstoffen und Heizölen, aus eingeführtem oder in Westdeutschland erzeugtem Rohöl übergegangen ist. Diese Wandlung mußte vollzogen werden, weil die USA in neuester Zeit von einem ölausführenden zu einem öleinführenden Land geworden sind, und weil die Devisenschwierigkeiten westeuropäischer Länder den Kontinent zu Rohölimporten und Verarbeitung dieses Rohöls in eigenen Raffinerien gezwungen haben. Daher ging man nach Kriegsende sofort daran, die in den Seehäfen vorhandenen, aber stark zerstörten Raffinerien wieder aufzubauen und ihre Kapazitäten erheblich zu erweitern. So

beträgt der Durchsatz an der Weser gegenwärtig 600 000 t jährlich gegenüber 100 000 t im Jahre 1938 und an der Elbe 1,9 Millionen t jährlich gegenüber 1,6 Millionen t vor dem Kriege. Gleichzeitig sind aber auch die Raffineriekapazitäten im Westen in ständigem Ansteigen begriffen. Hieraus können, wie der Vortragende warnend hervorhob, für die Seehäfen und die dort befindlichen Ölindustriebetriebe ernste Gefahren entstehen. Das Hauptverbrauchsgebiet für Treibstoffe liegt im Westen und drängt auf die Einfuhr der Rohöle über die Rheinmündungshäfen. Schon heute gehen 27 v. H. der Ölimporte über Rotterdam. Diese Entwicklung ist besonders wichtig für Hamburg, das nach Verlust seines natürlichen Hinterlandes nicht mehr auf dem Wege zum Hauptabsatzgebiet, sondern am Rande dieses Gebietes liegt. Die Transportkosten, die bereits bei dem Verlust der überragenden Stellung Bremens im deutschen Petroleumhandel in den 90er Jahren eine entscheidende Rolle gespielt haben, sind auch für Hamburg heute ausschlaggebend. Wenn also die deutschen Nordseehäfen ihren Vorsprung nicht verlieren sollen, müssen Maßnahmen ergriffen werden, die einen wirtschaftlichen Abtransport der Erzeugnisse in die Verbrauchsgebiete ermöglichen. Hierfür kommen nicht Ausnahmetarife, sondern nur der billige Wasserweg in Frage. Leistungsfähige Wasserstraßen müssen daher geschaffen werden, die von Hamburg und Bremen nach dem west- und südwestdeutschen Verbrauchsgebiet führen. Es gilt dafür zu sorgen, daß sich die moderne Entwicklung der Mineralölindustrie im Einklang mit den Interessen der großen deutschen Seehäfen vollzieht.

Der Vortrag Dr. Theels ließ klar erkennen, wie berechtigt die Wünsche der Hansestädte auf Verbesserung ihrer Binnenschiffahrtsstraßen sind. Hamburg hat den Bau des Nordsüdkanals als vollschiffbaren Anschluß seines Hafens an den Mittellandkanal vorgeschlagen, und Bremen drängt auf die Vollendung der bereits begonnenen Kanalisierung der Mittelweser.

In diesem Zusammenhang war auch der Vortrag, den Oberregierungsbaurath Wegner, Bundesverkehrsministerium, Hamburg, über die Zufahrten für See- und Binnenschiffe zu den großen deutschen Nordseehäfen an Elbe, Weser und Ems hielt, besonders bedeutungsvoll. Die seewärtigen Zufahrtswege genügen auf der Elbe den derzeitigen Ansprüchen, die Sicherung ausreichender Wassertiefe auf der Außenelbe soll durch den begonnenen Bau eines Leitdammes, von Cuxhaven-Kugelbake ausgehend in Richtung Scharhörn verlaufend, erreicht werden. Die untere Weser, auf der heute Seeschiffe bis zu 8 m Tiefgang bis Bremen verkehren können, soll so vertieft werden, daß ein Verkehr mit 9 bis 9,5 m tiefgehenden Schiffen ermöglicht wird. Die untere Ems besitzt eine Wassertiefe von 7 m bei MTnw. Sie kann nur unter großen Schwierigkeiten weiter vertieft werden. Ungünstiger ist der Zustand der Binnenwasserstraßen, die dem Anschluß der deutschen Seehäfen an das deutsche für 1000-t-Schiffe befahrbare Binnenwasserstraßennetz dienen sollen. Die Elbe besitzt unzureichende Wassertiefen, und es ist noch kein Beschluß gefaßt, auf welche Weise der größte Seehafen Hamburg für 1000-t-Schiffe zugänglich gemacht werden soll. Im Interesse Bremens wird z. Z. der Küstenkanal für das 1000-t-Schiff ausgebaut und die Kanalisierung der Mittelweser zwischen Minden (Mittellandkanal) und Bremen fortgesetzt. Auch die Zufahrt zum Hafen Emden, der Dortmund-Ems-Kanal, soll jetzt für den Verkehr mit 1000-t-Schiffen ausgebaut werden.

Im Anschluß an die Vorträge wurde in mehreren Kurzreferaten über die Arbeiten berichtet, die in den Ausschüssen der Gesellschaft geleistet worden sind. Baudirektor Mühlradt, Strom- und Hafenhau, Hamburg, und Dr.-Ing. Berghaus, Vorstandsmitglied der Bremer Lagerhausgesellschaft, nahmen zur Frage der Kranrüstung von Stückguthäfen Stellung. Diese Frage ist schon oft Gegenstand eingehender Untersuchungen gewesen, aber sie wird immer wieder aufgeworfen, wenn eine deutsche Studienkommission an der Ostküste der USA kranlose Pieranlagen gesehen und den dort üblichen Umschlag der Stückgüter ohne Hilfe von Kaikränen lediglich mit Bordmitteln der Schiffe studiert hat. So ist auch jetzt wieder, nachdem im vorigen Jahre eine hamburgische Kommission die USA-Häfen besucht hat, die Diskussion um dieses Problem erneut aufgelebt. Beide Referenten betonten mit Nachdruck, daß die USA bei ihrem System ohne Kaikräne und die übrige Welt bei dem ihrigen mit Kaikränen bleiben müßten, denn es sei gar nicht möglich, mit vertretbaren Mitteln von einem System zum anderen überzugehen. Im übrigen haben aber nach Auffassung beider Referenten die bisherigen gründlichen Erörterungen dieser Frage Nutzen gezeitigt, und weitere Untersuchungen sind notwendig. Dabei muß erstrebt werden, für jeden Hafen den örtlichen Verhältnissen entsprechend die wirtschaftlichsten Lösungen zu finden, die Betriebskosten der Kräne durch gesteigerte Ausnutzung und die Anschaffungskosten durch Typisierung und Vereinfachung zu senken. Durch gegenseitigen Gedankenaustausch und Herausgabe von Richtlinien müssen diese Ziele erreicht werden.

Über die Arbeiten des Ausschusses für Hafenumschlagstechnik berichtete Baudirektor i. R. Wundram, Hamburg. Der Ausschuß, der seit 25 Jahren besteht und zur Zeit in vier Arbeitsgruppen tätig ist, bearbeitet eine Musterbauvorschrift für Hafenkranne, untersucht die Verwendungsmöglichkeiten von Gabelstaplern im Kaiumschlag, befaßt sich mit Unfallverhütungsvorschriften und will versuchen, durch Herausgabe von Empfehlungen eine möglichst weitgehende Zusammenarbeit zwischen den Umschlaggeräten der Häfen und den herbeiziehenden Umschlagshilfen und damit eine Beschleunigung und Verbilligung des Seehafenumschlagbetriebes zu erreichen. Dr.-Ing. Lackner, Bremen, erstattete Bericht über die Arbeiten des Ausschusses zur Vereinfachung und Vereinheitlichung der Berechnung und Gestaltung von Uferfassungsungen. Dieser Ausschuß hat bereits Empfehlungen erarbeitet und herausgegeben über die Anordnung der Bohrungen und Bohrtiefen sowie über die Berechnung von kurzen Verankerungen. Zur Diskussion gestellt sind vorläufige Empfehlungen über mittlere Bodenwerte für Vorentwurfsbearbeitungen, Berücksichtigung der scheinbaren Kohäsion im Sandboden, Ansatz der lotrechten Kainutlasten, Querschnittsgründe für Seeschiffskais und kombinierte Stahlpundwände¹⁾. Weitere Probleme befinden sich in fortgeschrittener Bearbeitung. Die Ausschüsse der Gesellschaft werden die Ergebnisse ihrer Arbeiten ausführlich im nächsten Jahrbuch, mit dessen Erscheinen 1952 zu rechnen ist, veröffentlichen.

Zusammenfassend läßt sich feststellen, daß durch die Vorträge und Berichterstattungen auf der Tagung in umfassendster Weise zu den dringlichsten Zeitfragen der Seehäfen Stellung genommen wurde und alle Teilnehmer eine Fülle von Erkenntnissen und Anregungen für die Zukunft mit sich nehmen konnten. Daneben war Gelegenheit geboten, die Hafenanlagen in Bremen und Bremerhaven in Verbindung mit einer Dampferfahrt auf der Weser eingehend und unter sachkundiger Führung zu besichtigen. Als besonders eindrucksvoll seien die neuen Kaischuppen- und Speicherbauten in Bremen und der in vollem Gange befindliche Neubau eines modernen Übersee-Fahrtgastbahnhofes auf der Kolombuskaj in Bremerhaven hervorgehoben. An dieser Stelle schafft sich Bremen eine mustergültige Abfertigungsanlage für große überseeische Fahrgastschiffe.

Der Bericht wäre unvollständig, wenn man nicht auch der wohlgeleitungen gesellschaftlichen Veranstaltungen gedenken wollte. Auf dem Begrüßungsabend im Bremer Ratskeller, dem Gesellschaftsabend und dem von der Stadt Bremerhaven und der Fischereihafen-Betriebsgesellschaft gegebenen Mittagessen im Kolombus-Bahnhof waren die Tagungsteilnehmer mit ihren Damen in angeregter Unterhaltung vereinigt, und bei diesen Gelegenheiten wurden noch so manche Fragen auf dem Gebiet der Technik und Wirtschaft in persönlichen Gesprächen erörtert und geklärt.

Dr.-Ing. Kressner, Hamburg.

¹⁾ Lackner, Technischer Bericht über die Arbeiten des Ausschusses zur Vereinfachung und Vereinheitlichung der Berechnung und Gestaltung von Uferfassungsungen im Rahmen der Hafentechnischen Gesellschaft e. V. Baudedn. 28 (1951), Heft 11, S. 279.

Bemerkungen zu Heft 104 des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton: Bindemittel für Massenbeton¹⁾.

Im Heft 104 der Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton wird über Untersuchungen hydraulischer Bindemittel aus Zement, Kalk und Traß berichtet, die darüber Aufschluß geben sollten, ob mit diesem Dreistoffgemisch hergestellter Beton Eigenschaften erwarten läßt, die für Massenbeton besonders vorteilhaft sein können. Die Untersuchungen, die auf eine Anregung der Wasserstraßendirektion Münster zurückgehen, wurden in den Jahren 1941 bis 1949 im Institut für Bauforschung und Materialprüfungen des Bauwesens in Stuttgart nach einem vom früheren Ausschuß für Massenbeton aufgestellten Arbeitsplan ausgeführt.

Der Bericht bringt umfangreiches Zahlenmaterial und aufschlußreiche graphische Darstellungen und Abbildungen über die Vorversuche mit Mörtelproben und die darauf begründeten Hauptversuche. Da bei den Vorversuchen Bindemittel mit 10% Kalk bessere Ergebnisse als solche mit 15% Kalk lieferten, wurden die Hauptversuche im wesentlichen auf Vergleiche der beiden Dreistoffgemische 35% PZ + 10% Kalk + 55% Traß und 45% PZ + 10% Kalk + 45% Traß untereinander und mit dem Zweistoffgemisch 33% PZ + 67% Traß sowie mit Portlandzement allein, also 100% PZ, abgestellt.

Das Zweistoffgemisch ist, wie zu erwarten war, bei den Prüfungen auf Festigkeit und Durchlässigkeit stark abgefallen, weil der freie Kalk des geringen Zementanteils nicht genügt, um den hohen Gehalt an Traß hydraulisch aktiv zu machen. Die Druckfestigkeit der Dreistoffgemische entspricht im Vergleich mit den Proben aus Portlandzement im ganzen etwa dem darin enthaltenen Zementanteil mit

¹⁾ Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 104. Walz, Kurt: Bindemittel für Massenbeton. Untersuchungen über hydraulische Bindemittel aus Zement, Kalk und Traß. V, 47 Textseiten, 18 Bilder u. 6 Taf. Berlin 1951, Kommissionsverlag Wilh. Ernst & Sohn, Geb. 5,50 DM.

einem geringen Festigkeitszuwachs aus dem Kalk-Traßanteil, wobei jedoch die Festigkeitszunahme der Dreistoffgemische im höheren Alter prozentual höher als bei dem Zementbeton war. Die Biegezugfestigkeit der Dreistoffgemische lag jedoch schon nach 28 Tagen im Vergleich zum Zementbeton erheblich höher, als dem Zementanteil entsprechen würde, und erreichte im höheren Alter fast die Werte des Zementbetons. Sowohl in den Druckfestigkeiten wie auch in den Biegezugfestigkeiten zeigte sich das zweite Dreistoffgemisch dem ersten, dem höheren Zementanteil entsprechend, überlegen. Die Durchlässigkeit der Proben mit den Dreistoffgemischen und mit Zement war annähernd gleich. Die Verarbeitbarkeit wurde für die Proben mit Zement noch als ausreichend, für die Proben mit den Dreistoffgemischen jedoch als besser festgestellt.

Die Abbindewärme der Bindemittel wurde nach dem Temperaturanstieg in Thermosflaschen und nach adiabatischen Ermittlungen der Wärmeentwicklung sowie nach dem Temperaturanstieg in größeren wärmeisolierten Probekörpern aus Beton beurteilt. Die Schwierigkeiten derartiger Messungen liegen in den unvermeidbaren Wärmeverlusten an und durch die Isolierung und der zunächst stürmischen, nach wenigen Tagen aber schnell auf außerordentlich geringe Mengen je Zeiteinheit abfallenden Wärmeerzeugung, weil es nicht möglich ist, weder die Verluste noch die geringen Wärmemengen genau genug zu bestimmen. Aus Temperaturmessungen in sehr großen Probekörpern ist jedoch bekannt, daß sich die Wärmeentwicklung über Jahre erstreckt, und es liegt nahe, anzunehmen, daß sie als Folge der chemischen Umwandlungen, die zu einer Festigkeitszunahme führen, ebenso lange dauert wie diese. Die bei den Versuchen ermittelten Werte entsprechen daher nicht der gesamten Abbindewärme der Bindemittel und gestatten daher auch nur bedingt einen Vergleich hinsichtlich ihrer Eignung für Massenbeton. Es mag zulässig sein, aus den Unterschieden der Wärmeentwicklung in den ersten Tagen Schlüsse auf die Ribbildung in einzelnen Probekörpern von geringer Dicke etwa bis zu der niederen Größenordnung, die in der Regel noch das Betonieren in einem Arbeitsgang gestattet, zu ziehen; es wäre jedoch falsch, derartige Schlüsse allgemein für Massenbeton zu ziehen und z. B. auf Sperrmauerbeton zu übertragen. Schon früher²⁾ und die schlechten Erfahrungen in Amerika mit Zementen mit langsamer Wärmeentwicklung sprechen für diese Ansicht, wurde darauf hingewiesen, daß schnell erhärtende und daher auch die Abbindewärme schnell erzeugende Bindemittel bei Massenbetonbauten, die in Schichten von wenigen Metern Höhe mit zeitlichen Unterbrechungen betoniert wurden, vorteilhafter sind als langsam erhärtende, weil bei jenen die Wärme bis zum Weiterbetonieren zu einem erheblichen Teil durch die Oberfläche abstrahlen oder auch durch Kühlung entzogen werden kann, während bei diesen die später entwickelte Wärme eingeschlossen wird und durch längere Kühlung abgeführt werden muß, wenn spätere Temperaturerhöhungen vermieden werden sollen. Die mitgeteilten Versuchsergebnisse können daher fallweise für oder gegen eine Eignung für Massenbeton sprechen.

Auch der im Bericht auf Seite 4 vertretene Auffassung, daß die Bildung von Rissen im Massenbeton weniger zu erwarten sei, wenn das Bindemittel im Vergleich zur Druckfestigkeit möglichst große Zugfestigkeit liefert und sich die Festigkeitsentwicklung über längere Zeit erstrecken sollte, wird man ebenso wie der Feststellung auf Seite 42, daß die ermittelte Festigkeitsentwicklung der Dreistoffgemische und das allgemein bessere Verhältnis der Biegefestigkeit zur Druckfestigkeit für die Aufnahme und den Ausgleich der im Massenbeton z. B. durch Schrumpfen, Feuchtigkeits- und Temperaturunterschiede entstehenden Formänderung bzw. Spannungen günstig seien, nicht ohne Vorbehalt zustimmen können. Abgesehen davon, daß das günstige Verhältnis der Biegefestigkeit zur Druckfestigkeit im Vergleich mit dem Zementbeton nicht in hohen Biegefestigkeiten, sondern niedrigen Druckfestigkeiten begründet liegt, ist nach allgemeiner Erfahrung bei den im Wasser- und Grundbau üblichen Blockgrößen bereits im Alter von etwa 7 bis 14 Tagen als kritisch für die Ribbildung anzusehen. Von ausschlaggebender Bedeutung für die Ribbildung ist daher neben dem Temperaturunterschied zwischen Kern und Schale in diesem Zeitpunkt vor allem die Dauerstandbiegezugfestigkeit, das plastische und elastische Verformungsvermögen und das Schwinden in dieser kritischen Zeit. Dieses frühe Alter des Betons und die genannten Betoneigenschaften in diesem Alter wurden in die Untersuchungen jedoch nicht einbezogen. Immerhin scheint die Annahme berechtigt, daß der langsamere Temperaturanstieg und die Biegezugfestigkeit des Betons aus Dreistoffgemischen die Gefahr der Ribbildung in dieser kritischen Zeit im Vergleich mit Portlandzement vermindern.

Die in die Untersuchungen einbezogene Prüfung der Dreistoffgemische auf ihre Beständigkeit in chemisch-aggressiver Lösung bestätigt die guten Erfahrungen, die in früherer Zeit mit Traß-Kalk-Mörtel gemacht worden sind. Andererseits spricht jedoch die im

Vergleich mit dem Zementbeton ermittelte geringere Wetterbeständigkeit gegen eine Verallgemeinerung dieser günstigen Eigenschaft besonders dann, wenn es sich gleichzeitig um mechanische und Frosteinwirkungen, wie sie z. B. im Meerwasser mit Wellenschlag und Sandschliff auftreten können, handelt. Wie der Bericht wiederholt betont, werden die guten Eigenschaften der Dreistoffgemische mit einer geringeren Druckfestigkeit erkauft. Es liegt aber nahe, auch eine geringere Verschleißfestigkeit und damit eine weniger gute Eignung sowohl im Meerwasser wie auch für Schleusenmauern, Wehrkörper, Sturzbetten und dergleichen anzunehmen. Man muß daher bedauern, daß s. Z. in die Versuche mit Beton im Meerwasser, über die in Heft 102 des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton vor kurzem berichtet worden ist, nicht auch Versuche mit diesen Dreistoffgemischen einbezogen worden sind. Umgekehrt muß man aber auch nach den günstigen Ergebnissen, die dort mit Hochofenzement im Meerwasser gemacht worden sind, bedauern, daß bei den nun vorliegenden Untersuchungen mit Traß-Kalk-Zement der Vergleich nur auf Portlandzement bezogen worden ist, obwohl die guten Eigenschaften der Hüttenzemente für Massenbeton niedriger Größenordnung und gegen betonschädliches Wasser mehr als die des Portlandzementes für einen Vergleich mit Traß-Kalk-Zement sprachen. Die vorliegenden Untersuchungsergebnisse geben wertvollen Aufschluß über die Eigenschaften des Traß-Kalk-Zementes. Auf dieser Grundlage und mit den Ergebnissen der Versuche mit Beton im Meerwasser müßte es dem Deutschen Ausschuss für Stahlbeton möglich sein, einen umfassenden Versuchsplan aufzustellen, der die Frage nach den besten Bindemitteln für Massenbeton und zugleich für Beton im schädlichen Wasser eindeutig beantwortet. Dabei würde auch zu prüfen sein, ob eine Überlagerung der guten Eigenschaften der Hüttenzemente mit denen der Kalk-Traß-Verbindung möglich ist.

Hamppe.

Auskunftsdienst für den Stand der Technik.

Der bei der Treuhandstelle Reichspatentamt, Berlin SW 61, Gitschiner Straße 97-103 (Amerik. Sektor), bestehende Auskunftsdienst für den Stand der Technik ist im Herbst 1949 in Deutschland zum ersten Mal ins Leben gerufen worden. Er soll jedermann auf seine Anfrage hin in kürzester Zeit mit dem Stand, auf den die Technik in irgendeinem Sondergebiet gelangt ist, bekannt machen. Das Vermögen des früheren Reichspatentamts an technischem Schrifttum, insbesondere die bis in die neueste Zeit fortgesetzte Sammlung in- und ausländischer Patentschriften sowie die Literaturhinweise aus etwa einer dreiviertel Million Patenterteilungsakten verkörpern einen Wissensschatz von hohem Wert. Alles dies steht dem Geistesarbeiter auf dem Gebiet der Technik für seine schöpferische Tätigkeit zur Verfügung. (Dr. B. Czolbe: Rationalisierung der Geistesarbeit, Juristische Rundschau 1951, H. 10.)

von Rothe.

Berichtigung

zum Aufsatz Steinfeld, Die Entwässerung von Feinböden. Bau-techn. 28 (1951), Heft 11, S. 273.

Die Bilder 10 und 12 sind vertauscht.

Personalmeldungen

Hauptverwaltung der Deutschen Bundesbahn.

Ernannt:

zum Reichsbahndirektionspräsidenten: Abteilungspräsident Koch, EZA Minden; zu Ministerialräten: die Oberreichsbahnrate Fischer (Carl) und Wattenberg, Ref. der HVB.

Bestellt:

zu Vizepräsidenten: die Abteilungspräsidenten Baur, ED Augsburg, Grüner, ED München, und Schroeder, EZA Minden.

Versetzt:

Abteilungspräsident Elias, Reichsbahndirektor Krug und Oberreichsbahnrat Ziller als Referenten zur HVB; die Oberreichsbahnrate Stüwe zur ED Essen, Röver zur ED Köln, Birkel zur ED Nürnberg und Nitschke zur ED Regensburg als Dezernenten; die Reichsbahnrate Dr.-Ing. Seeger (Friedrich) zur ED Frankfurt (Main) als Dezernent; Morgenstern zum BA Siegburg, Bauer (Kurt) zum BA Mannheim 1, Weiß (Hans) zum BA Ingolstadt und Göbertshahn zum BA Köln-Deutz 1 als Betriebsamtsvorstände; Ferling zur ED Köln und Herrmann (Friedrich) zur ED Wuppertal als Hilfsarbeiter; Oppelt zum BA Hannover 2, Pilz zum BA Siegen, Schmeißner zum BA Hamburg, Herrmann (Adelram) zum BA Hamburg-Harburg, Hansen (Erich) zum BA Bremen 2, Diller zum BA Aschaffenburg, Mollner zum NbA Heidelberg und Leipholz zum NbA Köln als Hilfsarbeiter.

In den Ruhestand versetzt:

Oberreichsbahnrat Winter (Otto), Hilfsarbeiter der ED Essen.

Anmerkung: HVB = Hauptverwaltung der Deutschen Bundesbahn Offenbach (Main); ED = Eisenbahndirektion; EZA = Eisenbahn-Zentralamt; BA = Eisenbahn-Betriebsamt; NbA = Eisenbahn-Neubauamt.

²⁾ Ausschluß für Massenbeton, Heft 1, Hamppe: Temperaturschäden im Beton, S. 38 u. 93, Berlin 1942, Wilh. Ernst & Sohn.

Hansestadt Hamburg.
Verwaltungsabteilung des Strom- und Hafenbaues.

Ernannt:

zum Ersten Baudirektor mit Wirkung vom 1. 9. 1951: Baudirektor Mühlradt (Friedrich), Leiter des Strom- und Hafenbau; zum Baudirektor mit Wirkung ab 1. 8. 1951: Oberbaurator Dr.-Ing. Neumann (Hans), Leiter der Maschinenbauabteilung.

Hochschulnachrichten

Technische Hochschule Dresden.

Johann Ohde ist mit Wirkung vom 1. Oktober 1951 zum Professor mit Lehrauftrag für das Fachgebiet Grundbaumechanik an der Fakultät für Bauwesen ernannt worden.

Bücherschau

Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, mit Normen für Bindemittel und Deckensteine. 4., berichtigte und erweiterte Aufl., Stand Juli 1951. XII, 226 S. mit 135 Textabb., 8 Taf. u. Gesamtstichwortverzeichnis. Berlin 1951, Wilh. Ernst & Sohn. Steif geh. 6,50 DM.

Gegenüber der dritten Auflage der Bestimmungen sind in der neuen Auflage geändert und neu aufgenommen:

DIN 4225 „Fertigteile aus Stahlbeton“ in der neuen Fassung.

DIN 4163 „Ziegelsplittbeton“.

DIN 4233 „Balken- und Rippendecken aus Stahlbeton-Fertigteilen mit Füllkörpern (F-Decke)“.

DIN 4164 „Gas- und Schaumbeton“.

Ferner sind im Anhang die Normen für Bindemittel für Beton, insbesondere für Zement aufgenommen.

Die bisher in den Vorworten aufgeführten nachträglichen Änderungen der Bestimmungen sind im Text eingearbeitet, so auch die neuesten Änderungen über die Anordnung von Bügeln in Rippendecken (DIN 1045, § 24, 2,2) und die Erhöhung der zulässigen Beton- und Stahlspannungen in kreuzweise bewehrten Decken unter Wohnräumen (§ 29, 2,2) sowie die Neufassung der allgemeinen Zulassung für Baustahlgewebe.

In der neuen Auflage sind somit alle wesentlichen Bestimmungen für die Ausführung von Beton- und Stahlbetonbauten enthalten.

Schröder.

Technische Handbücher für Baupraktiker. Bd. II: Wasserbau, 1. Teil: Duham, Julius: Der Flußbau. Gewässerkunde, Gewässerregulierung und Deichbau, 2., umgearbeitete u. erweiterte Aufl. XII, 491 S. mit 366 Textabb. u. 2 Taf. im Anhang. Wien 1951, Georg Fromme & Co. Geh. 27,— DM, geb. 29,50 DM.

Die ergänzte und verbesserte 2. Auflage dieses Buches ist sehr zu begrüßen und ist eine wertvolle Bereicherung der Fachliteratur.

Nach den „Aufgaben des Flußbaues“ wird zunächst der Grundriß der Gewässerkunde behandelt. Es folgen Abschnitte über: Hydrometrische Arbeiten, die Bewegung des Wassers in natürlichen Gerinnen, Einfluß der wechselnden Wasserstände auf die Bettabtragung, Geschiebe und Sinkstoffe und das Rechnen mit Geschiebemengen, über die Gefällsgestaltung fließender geschiebeführender Gewässer, die Abfassung eines Regulierungsentwurfes, Durchstiche, Flußspaltungen, flußbauliche Gestaltung einer Trift- und Flößereistraße, über Flußkanalisierung, Baustoffe, Flußdeiche, Unterhaltungsarbeiten u. a. sowie über das wasser- und flußbauliche Versuchswesen.

Gegenüber der 1. Auflage enthält der Abschnitt über Gewässerkunde wertvolle Ergänzungen.

Die neuen Forschungsergebnisse der ETH Zürich über Geschiebericht sind eingehend aufgeführt.

Besonders zu begrüßen ist auch der neu hinzugekommene Abschnitt über das Versuchswesen, der von dem verdienstvollen Ministerialrat Dr. techn. Ehrenberger verfaßt wurde.

Zu bedauern ist, daß nicht auf Grund der neueren Forschung eine kritische Betrachtung der „Geschwindigkeitsformeln“ gebracht wurde.

Press.

Skayannis Athanasios P.: Tabellensystem für schnelle Berechnung aller durchlaufenden Träger. 43 S. Athen 1950, Selbstverlag. Geh. 21/-sh.

Obleich das Schrifttum über den durchlaufenden Träger schon als sehr reichlich bezeichnet werden kann, sind immer noch Bestrebungen im Gange, die notwendigen Berechnungen weiterhin zu vereinfachen. Hierzu gehören die bekannten Tabellenwerke von Winkler, Kapferer, Bazali, Griot, Anger und vielen anderen. Skayannis will nun die z. T. beschränkte Anwendungsmöglichkeit vorstehend

genannter Veröffentlichungen dadurch erweitern und beheben, daß er ein Tabellenwerk vorlegt, das, nach kurzer theoretischer Entwicklung, auf der Berechnung der Festpunktabstände beruht und im übrigen schneller und leichter zum Ziele führen soll. Die in dem Werk enthaltenen 12 Tabellen sind so gehalten, daß sowohl eine beliebige Feldzahl, verschiedene Feldweiten und verschiedene Trägheitsmomente als auch verschiedene Belastungen und Einspannungsgrade vorliegen können; was dazwischen liegt, muß interpoliert werden. — Auch dieses Tabellenwerk bedarf naturgemäß einer gewissen Einführung, um richtig gehandhabt werden zu können und um einen Mißbrauch zu vermeiden, zu welchem Zweck zur Erklärung ein Zahlenbeispiel beigegeben ist. Es ist für einen Ungeübten trotzdem nicht einfach, sich in den Tabellen zurechtzufinden, aber dieselben sind mit großer Sorgfalt ausgearbeitet und dürften einen guten weiteren Schritt in der raschen Erledigung derartiger Aufgaben darstellen.

Kleinlogel.

Berliner Baubuch 1951. Vereinigt mit Baufachbezugsquellennachweis. Dienstnachschlagewerk der Verwaltungsbehörden, Handbuch der Architekten, Bau- und Handwerksbetriebe, Haus- und Grundstücksverwaltungen. Herausgegeben vom leitenden Magistratsdirektor der Senatsverwaltung Bau- und Wohnungswesen Berlin, Dipl.-Ing. Rolf Schwedler. XXXII, 346 S. mit zahlreichen Textabb. Berlin 1951, Markwart-Verlag GmbH. Geh. 20,— DM.

Dieses für jeden Bauschaffenden und Bauherrn gleich wertvolle Nachschlagewerk enthält im Teil I eine Übersicht über Baubehörden, Baubetriebe, Fachverbände und Innungen, im Teil II Bautätigkeitsberichte der Behörden, Bauschulen und Wirtschaft, im Teil III Betriebsberichte, im Teil IV ein Fachbezugsquellennachweis, Bauhaupt- und Baunebengewerbe und schließlich im Teil V ein alphabetisches Firmenverzeichnis. Das gut ausgestattete, von den maßgeblichen Fachleuten der Berliner Baubehörden und der Bauwirtschaft zusammengestellte Werk dürfte sich als Wegweiser im Berliner Baugeschehen bestens einführen.

Peters.

Eingegangene Bücher

Die Schriftleitung behält sich vor, die nachstehend aufgeführten Neuerscheinungen gelegentlich zu besprechen.

Der Wohnungsbau in der Bundesrepublik Deutschland — Zwischenbilanz und Vorschau —. Herausgegeben vom Bundesminister für Wohnungsbau. Bearbeitet von Dr. Walter Fey. 75 S. mit über 50 Zahlenübersichten und 23 Sdaubildern. Bonn 1951, Donus-Verlag GmbH. Geh. 5,— DM.

Deutsches Gewässerkundliches Jahrbuch für das Gebiet der Deutschen Demokratischen Republik. Herausgegeben von der Forschungsanstalt für Schifffahrt, Gewässer- und Bodenkunde in Berlin. Abflußjahr 1941 (1. Nov. 1940 bis 31. Okt. 1941). Berlin 1951. Zu beziehen von der Engelhard-Reyherischen Buchdruckerei in Gotha, Siebler Str. 24. Geh. 80,— DM.

Hahn, J.: Durchlaufträger, Rahmen und kreuzweise bewehrte Platten. Eine einfache Berechnungsart mit Lastart-Beiwerten. 92 S. mit 85 Abb. Düsseldorf-Lohausen 1951, Werner-Verlag G.m.b.H. Italienleinen 9,— DM.

Jahresbericht des Schweizerischen Wasserwirtschaftsverbandes für das Jahr 1950. 94 S. Zürich, St. Peterstraße 10.

Jung, Rudolf: Geodätische Werke Köln 1950. Herausgegeben im Auftrag des Deutschen Vereins für Vermessungswesen und des Deutschen Markschneider-Vereins. 295 S. mit 98 Textabb. u. einer Kartenbeilage. Stuttgart 1951, Konrad Wittwer. Ganzleinen 12,— DM.

Rhöss, Carl Artur: Das Baupreisrecht. Die neue Baupreisverordnung mit amtlicher Begründung und Erläuterungen, sonstige Preisvorschriften für die Bauwirtschaft sowie VOB (Teil A und B) und GOA 1950. 176 S. Frankfurt am Main 1951, Verlag Kommentator GmbH. Geh. 7,20 DM.

Schmidt-Hieber, Oskar u. Fritz: Baustoffkunde für Techniker. Lehrbuch für Architekten, Bauingenieure und Maschinenbauingenieure. VIII, 266 S. mit 74 Textabb. Stuttgart 1951, Konrad Wittwer. Ganzleinen 10,50 DM.

INHALT: Zur Erddruck-Lehre, IVa. — Die Hebung des 6. Fluthogens der Kanalüberführung über die Weser in Minden. — Neuere Talsperrenbauten in Italien (Schluß). — Baudenkmäler Möglichkeiten, einen schnell fließenden Wasserstrom möglichst verlustfrei in langsam fließendes Wasser überzuleiten. — Die Autobahnbrücke über den Rhein bei Köln-Rodenkirchen (Schluß). — Neues vom Stollen- und Tunnelbau (1. Teil). — Vermischtes: Regierungsbaumeister Eduard Steyer 75 Jahre. — Ministerialrat a. D. Illing 70 Jahre. — Professor Dr.-Ing. Kurt Beyer 70 Jahre. — Zwanzigste ordentliche Hauptversammlung der Hafenbautechnischen Gesellschaft. — Bemerkungen zu Heft 104 des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton: Bindemittel für Massenbeton. — Auskunftsdienst für den Stand der Technik. — Berichtigung. — Personalnachrichten. — Hochschulnachrichten. — Bücherschau. — Eingegangene Bücher. — Zeitschriftensehen. — Beilage „Der Stahlbau“.

„Die Bautechnik“ mit Beilagen „Der Stahlbau“ u. „Zeitschriftensehen“ Lizenz Nr. 143. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-Wilmersdorf, Hobenzollern-damm 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. Post-scheckkonto: Berlin-West 1688. Abbestellung einen Monat vor Schluß des Kalender- vierteljahres. Nachdruck nur mit Genehmigung des Verlages.

Bestellungen für das Ausland sind zu richten an:

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

Anzeigenverwaltung: Berlin-Wilmersdorf, Hobenzollern-damm 169.

Druck: Oskar Zach o.H.G., Berlin-Wilmersdorf.



Haarsträubende Lieferfristen!

Sie haben recht!

Bei diesen Lieferfristen der eisenschaffenden und eisenverarbeitenden Industrie vergeht dem Unternehmer jede Lust am weiteren Aufbau und Ausbau seines Werkes! Viele geplante Arbeitsplätze können einstweilen nicht geschaffen werden. „Wenn der Baustahl, die Maschinen, der Apparat, das Gerät erst in Jahren lieferbar ist . . . Wer kann bis dahin planen, wer weiß, was dann ist . . .!“

Aber Sie können helfen, die Lieferfristen abzukürzen!

Es fehlt nämlich hauptsächlich an - - Schrott!

Zur Produktion von 1000 kg Stahl sind mindestens 500 kg Schrott nötig - und wir mußten und müssen noch weiterhin Schrott ausführen gegen Kredite, Rohstoffe und die notwendigsten Nahrungsmittel.

Sorgen Sie dafür, daß in Ihrem Wirkungsbereich aufgeräumt wird und jede Art und jede Menge von Eisen- und Stahlschrott schnellstens an den Schrotthändler und in den Kreislauf der Produktion gelangt.

SCHROTT IST MEHR ALS SCHROTT

. . . denn er hilft die Lieferzeiten für Eisen- und Stahlerzeugnisse verkürzen.

**BAUTENSCHUTZ
EUROLAN**
Schutz und Isolieranstrich für Beton, Eisen und Dachpappe. Von der Bundesbahn zugelassen.

Geitermann K.G.
CHEMISCHE WERKE · DATTELN I.W.
LAGER IM GANZEN BUNDESGBIET

Rothe Erde
KUGEL-DREHVERBINDUNGEN
Pat. ang.
FÜR BAGGER UND DREHKRANE
Doppelreihige- dreiteilige Kugellager zur Aufnahme hoher Axialkräfte und Kippmomente
KEIN KONIGSZAPFEN MEHR!

EISENWERK Rothe Erde
GMBH · DORTMUND, Tremoniastraße 9

Sie steigern die Leistungsfähigkeit Ihrer Mitarbeiter

wenn Sie Ihnen „Die Bautechnik“ regelmäßig zugänglich machen. Je klarer der Blick für die beruflichen Zusammenhänge, desto klarer die Dispositionen im Interesse Ihres Unternehmens. Die Fachzeitschrift sollte in jedem Unternehmen zirkulieren.

Wenn Sie sich von Ihrem Exemplar nicht trennen wollen, empfiehlt sich der Bezug mehrerer Exemplare zum Umlauf. Ein Dienst am Mitarbeiter und am Betrieb, der sich vielfach bezahlt gemacht hat.

Bezugspreis pro ½ Jahr DM 18.— zuzügl. Versandkosten.

Bestellungen nimmt jede Fachbuchhandlung an oder sind zu richten an:

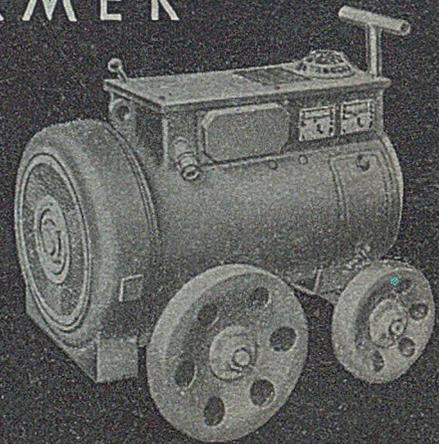
Gropius'sche Buch- u. Kunsthandlung
Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 168

P

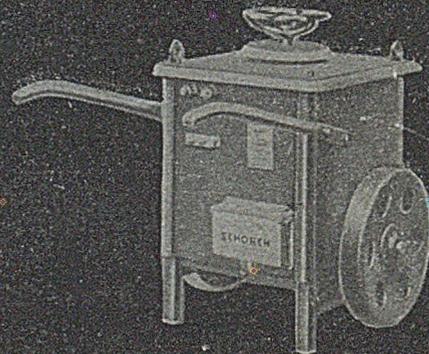
271/51

SCHWEISSG

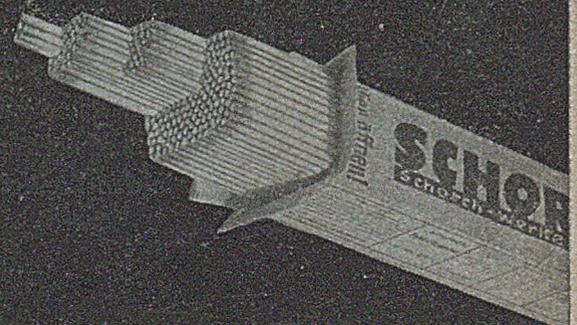
SCHWEISSUMFORMER



SCHWEISSTRANSFORMATOREN



SCHWEISSELEKTRODEN



SCHORCH

Schorch-Werke AG. Rheydt