

Die Aluminiumbrücke in Düsseldorf.

Von Städt. Baurat E. Beyer u. Dipl.-Ing. F. Tussing, Düsseldorf.

Für die Große Rationalisierungsausstellung 1953 in Düsseldorf „Alle sollen besser leben“ galt es, die beiden Ausstellungskomplexe zu beiden Seiten der Cecilienallee für den Besucherstrom zu verbinden (Abb. 2). Da erfahrungsgemäß eine Überbrückung mit Treppenaufgängen vom Fußgänger gemieden wird, kam man zu dem Entschluß, die Gehbahn ohne Stufen über die Cecilienallee zu führen. Mit Rücksicht auf die ringsum liegenden, re-

ten beim Werkstattransport wurden Lederhämmer und Hanfseile verwendet. Das Anreißen erfolgte mit Bleistiften, nachdem auf die glatten Aluminiumflächen ein abwaschbarer Aufstrich aufgebracht war. Die Maschinenbearbeitung konnte zum Teil auf Holzbearbeitungsmaschinen vorgenommen werden, wie z. B. das Sägen auf Bandsägen oder Kreissägen. Für das Bohren der Löcher wurden Spezialbohrer verwendet. Grundsätzlich mußte

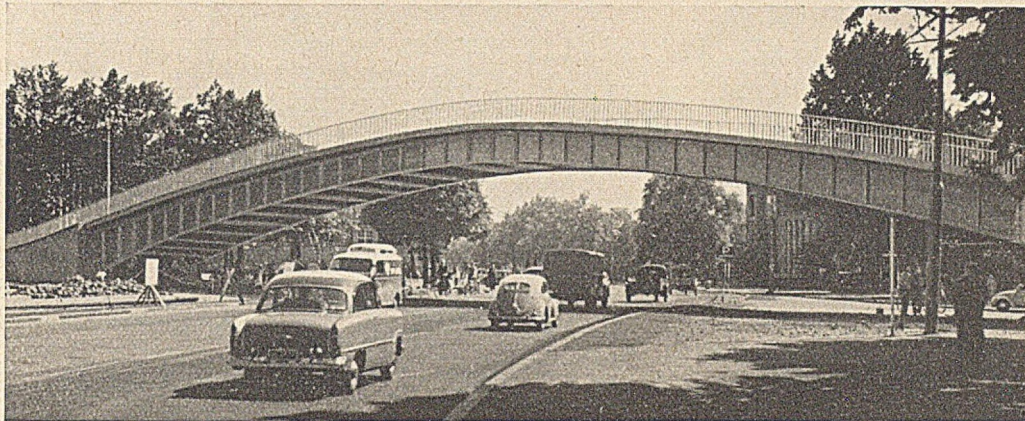


Abb. 1. Bild der fertigen Brücke.

präsentativen Ausstellungsgebäude mußte für die Form des Bauwerks und für die Sicht der Verkehrsteilnehmer eine architektonisch gute Lösung gefunden werden. So ergab sich das Bauwerk nach Abb. 1, bei dem die Gehbahn direkt über den Obergurt eines flach gekrümmten Bogens geführt wurde. Diese Ausführung ermöglicht auch nach der Ausstellung einen gefahrfreien Übergang für Fußgänger aus der Innenstadt zum Rheinufer. Sie ist als bleibendes Bauwerk wirtschaftlicher als jede Behelfslösung für eine kurze Ausstellungszeit, zumal durch die Wahl des Baustoffes Aluminium der Leichtmetallindustrie ein Ausstellungsobjekt geboten und andererseits durch die kürzesten Lieferfristen die Erstellung des Bauwerkes zur rechten Zeit sichergestellt wurde.

Der Baustoff Aluminium.

Als Baustoff wurde von den Vereinigten Leichtmetallwerken Bonn die Aluminiumlegierung Al Mg Si F 32 vorgeschlagen, für die folgende Eigenschaften garantiert wurden:

| | |
|----------------------|---------------------------------|
| Mindestfestigkeit | $\sigma_z = 32 \text{ kg/mm}^2$ |
| Streckgrenze | $\sigma_s = 25 \text{ kg/mm}^2$ |
| Bruchdehnung | $\delta = 10 \%$ |
| Elastizitätsmodul | $E = 700\,000 \text{ kg/cm}^2$ |
| Schubmodul | $G = 270\,000 \text{ kg/cm}^2$ |
| Wärmedehnzahl | $\alpha = 0,000023$ |
| Spezifisches Gewicht | $\gamma = 2,70 \text{ t/m}^3$ |

Unter Zugrundelegung einer 1,71fachen Sicherheit für Hauptkräfte ergaben sich die zulässigen Spannungen zu

$$\sigma_{zul} = 1460 \text{ kg/cm}^2, \quad \tau_{zul} = 880 \text{ kg/cm}^2.$$

Für die Bearbeitung in der Werkstatt mußten besondere Maßnahmen getroffen werden, da der Baustoff im Vergleich zu Stahl sehr kerbempfindlich ist. Die Zulage wurde aus Holz gefertigt. Das Tragen von Nagelschuhen war verboten. An Stelle der Stahlhämmer und der Ket-

ten mit größeren als sonst im Stahlbau üblichen Schnittgeschwindigkeiten gearbeitet werden. Der Zusammenbau erfolgte wie sonst mit Stahldornen und Heftschrauben.

Für die Verbindungen waren Nieten bis zu Durchmesser von 23 mm erforderlich. Da über das Kaltschlagen von Aluminiumnieten dieser Abmessungen — der Werkstoff ist nicht schmiedbar — keine Erfahrungen vorlagen und Versuche wegen der kurzen Herstellungszeit nicht mehr durchzuführen waren, wurden grundsätzlich Stahlnieten in üblicher Weise verwendet. Dabei war besondere



Abb. 2. Lagebild.

Sorgfalt notwendig, um zu verhindern, daß der Döpper Kerben im Aluminium verursachte.

Die Hauptträger sind ganz genietet. Für die Querträger und Verbände wurden auf der Baustelle galvanisch verzinkte Schrauben gewählt. Untergeordnete Verbindungen wie Geländer usw. wurden nach dem Argonarc-Verfahren geschweißt.

Alle Nietköpfe und aufeinanderliegenden Teile wurden mit Aluminiumpaste Linolin gestrichen.

Die Konstruktion.

Der Überbau

Das statische System ist ein Zweigelenbogen mit Zugband, bei dem die Blechträgerhöhe am Kämpfer größer als statisch erforderlich gewählt wurde, um zu vermeiden, daß besondere Pfosten zur Aufständering der Gehbahn angeordnet werden mußten. Die Stützweite ergab sich zu 55,106 m aus der Forderung heraus, daß 24 m Straßenbreite mit einer lichten Durchfahrtshöhe von 4,50 m zu

besteht aus zwei vollwandigen Hauptträgern, die im Abstand von 5,35 m angeordnet sind. Die Hauptträgerhöhe wächst von 1,24 m im Scheitel bis zum Kämpfer hin auf das Maß 2,15 m. Das Stegblech selbst ist 10 mm dick. An den Außenseiten sind in Abständen von 1305 mm lotrecht im Raum stehende Steifen angeordnet. Die für die Stabilität noch notwendigen Längssteifen liegen auf den

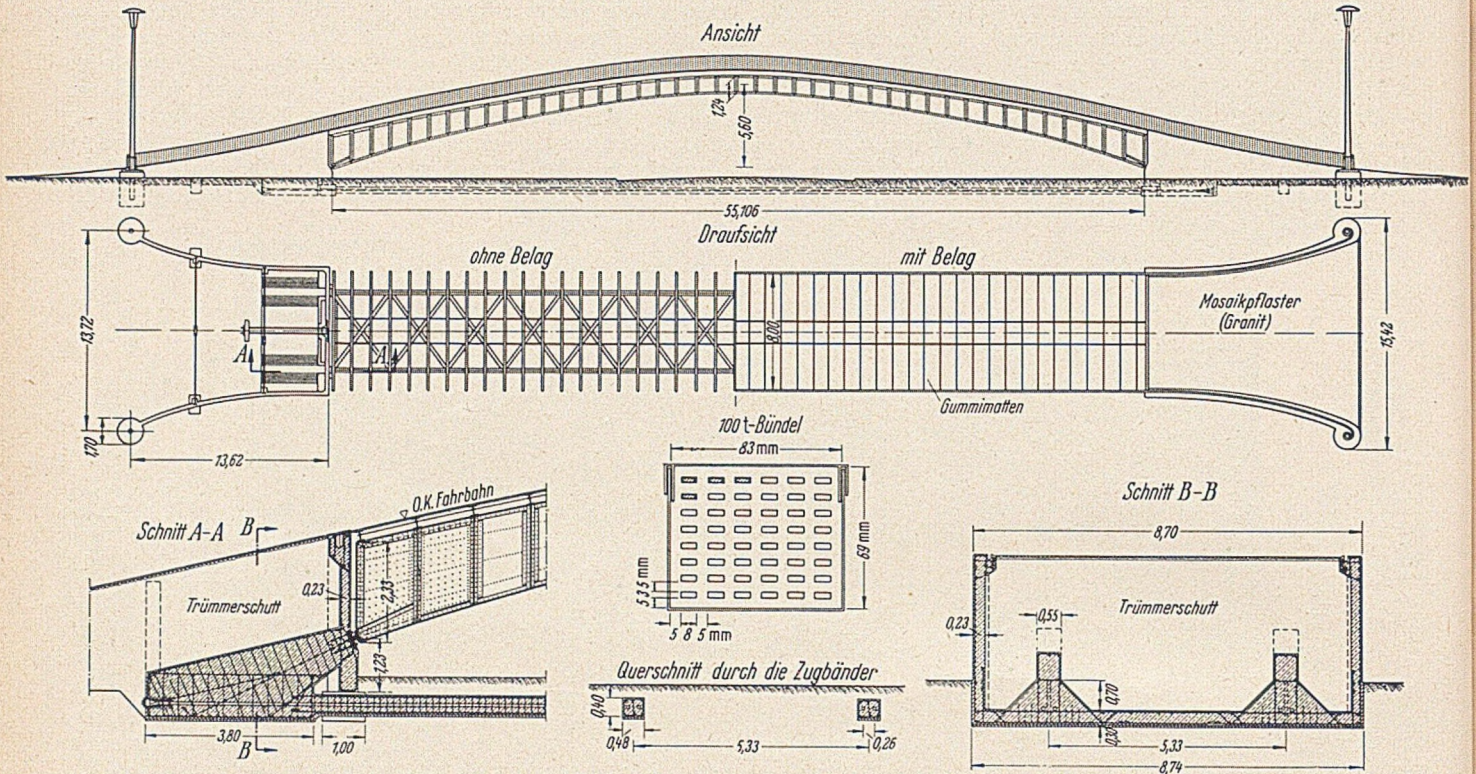


Abb. 3. Übersichtszeichnung mit Widerlager und Zugband.

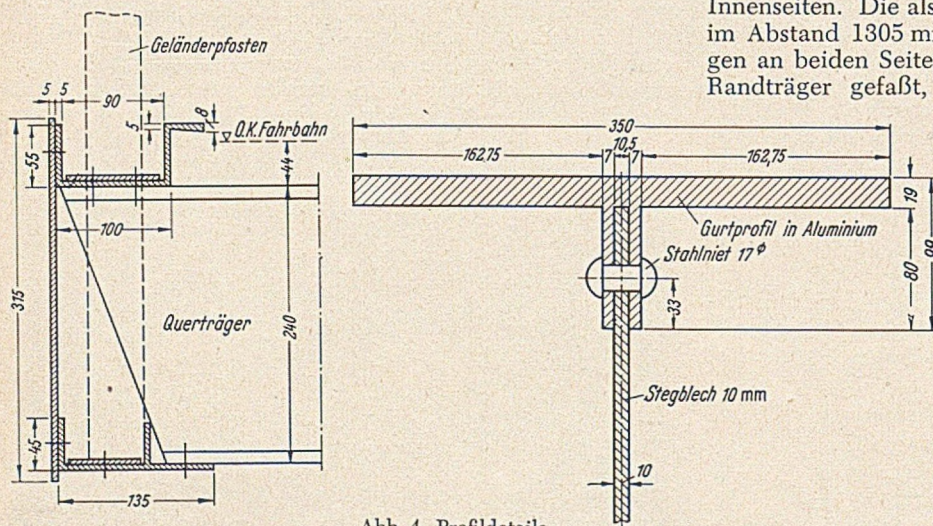


Abb. 4. Profildetails.

überspannen waren und die größte Längsneigung der Gehbahn 25 % nicht übersteigen sollte. Die Gradierte ist eine stetig gekrümmte Kurve, die nur an einem Punkt auf der Rampe die größte Steigung von 25 % aufweist. Die Verkehrsweite ist 8,00 m (Abb. 3).

Die Verkehrsbelastung entspricht mit 400 kg/m² der DIN 1072. Sie gibt für die Bemessung den Hauptauschlag deswegen, weil das Eigengewicht der Konstruktion mit 55 kg/m² und das der Gehbahn mit 50 kg/m² besonders gering ist.

Innenseiten. Die als I-Träger geförmten Querträger liegen im Abstand 1305 mm direkt auf den Obergurten und kragen an beiden Seiten um 1,30 m aus. Sie sind durch einen Randträger gefaßt, der gleichzeitig das Gelände trägt.

Der Windverband liegt in der Ebene des Obergurtes. Die Diagonalen wirken nur als Zugdiagonalen und sind aus architektonischen Gründen aus Flacheisen gebildet. Die Vertikalen werden durch die Querträger, die Gurte des Windverbandes durch die Hauptträgerobergurte gebildet.

Vertikalverbände sind im Abstand von 2,610 mm angeordnet. Der Vertikalverband über den Auflagergelenken führt alle Horizontalkräfte als Windportal in die Lager.

Das Gesamtgewicht der ganzen Brückenkonstruktion beträgt 25 t Aluminium.

Bezeichnend für die Aluminiumkonstruktion ist die Form der Hauptträgergurte (Abb. 4), wo Gurtplatte und Gurtwinkel ein Profil sind.

Die Lager sind aus Stahl gebildet. Der maximale Horizontalschub ergab sich zu $H_g + H_p = 28,4 + 108,2 = 136,6$ t, der durch das Zugband aufgenommen wird. Die maximalen vertikalen Auflagerdrücke sind $A_g + A_p = 11,5 + 44,0 = 55,5$ t. Mit diesen Werten wurden Kämpfer und Zugband bemessen.

Hierbei war für die Fundamente besonders zu beachten, daß die Bodenpressung wegen des aufgeschütteten Geländes 1,5 kg/cm² nicht überschreiten durfte.

Hervorzuheben ist die Konstruktion des Zugbandes. Um die Längenänderungen des Zugbandes und damit die

Den tragenden Teil der Gehbahn bilden feuerverzinkte Stahlgitterroste, die auf den Querträgern aufliegen. Auf diesen sind die Gummimatten, die zur Aussteifung auf Hartholzfaserverplatten aufgeklebt sind, verschraubt. Die Schraubenbefestigung sitzt in engem Abstand, damit einerseits bei der zu erwarteten Blasenbildung das Abheben des Gummibelages von der Unterlage gering gehalten und andererseits das Abschieben dieser Matte infolge der starken Neigung verhindert wird. Die Griffigkeit des Gummibelages ist durch die quadratischen Nocken der Oberfläche (Klotzmatte) gegeben. Durch diese Form gestattet sie gleichzeitig den Wasserablauf in Gefällsrichtung. Die Klotzmatten sind in Größen von 3,20 · 1,10 m verlegt; Aluminiumleisten decken die Längs- und Quertugen und sind mit den Gitterrosten verschraubt (Abb. 7 u. 8).

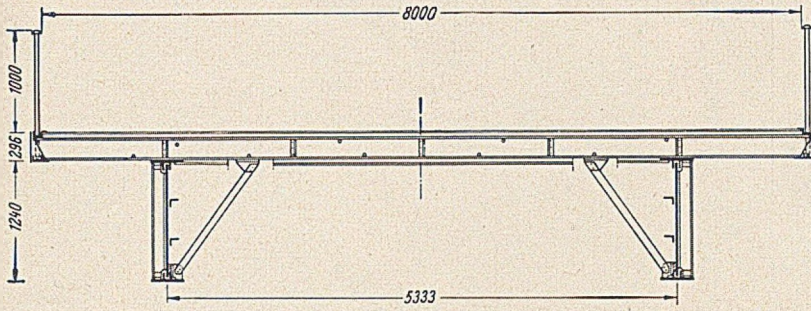


Abb. 5. Querschnitt.

Verschiebungen der Kämpfer gering zu halten, ist eine Ausführung in Spannbeton gewählt worden. Nach dem Spannverfahren der Firma Beton- und Monierbau, Düsseldorf, enthält jedes der beiden Zugbänder 2 Bündel von je 44 Drähten aus St145/165, oval, gerippt. Die vor kommenden Drahtspannungen betragen max. 8630 kg/cm². Der umhüllende, unter Druck stehende Beton bietet hierbei einen sicheren Korrosionsschutz des im Boden liegenden Bauteils (Abb. 3).

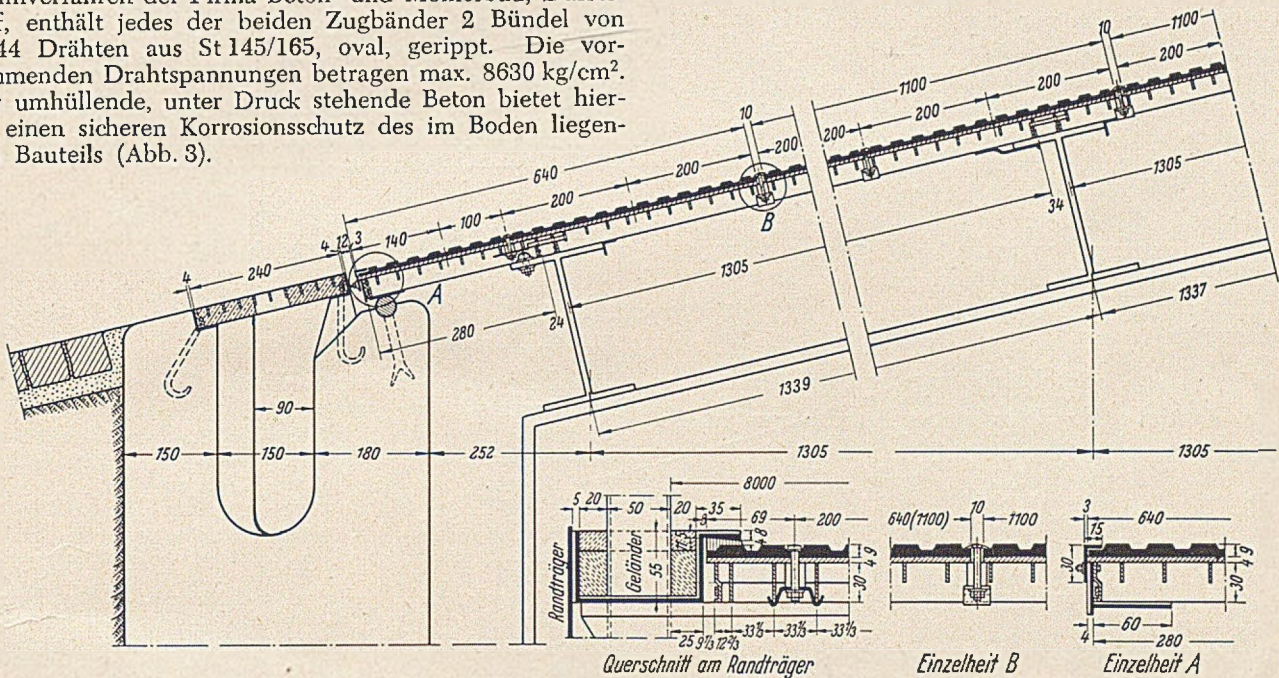


Abb. 6. Gitterroste und Gummimatte.

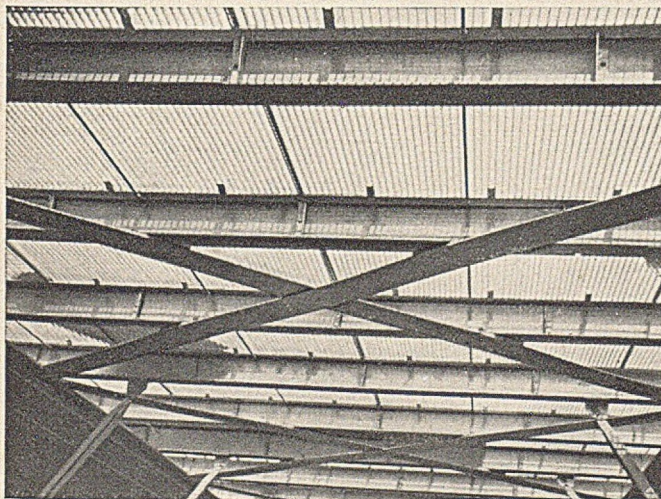


Abb. 7 Blick auf Gitterroste von unten.

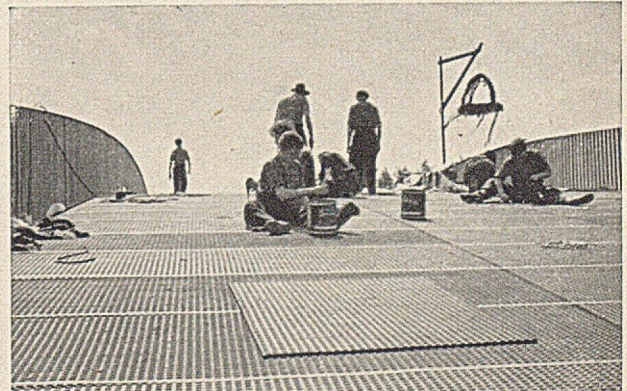


Abb. 8. Verlegen und Befestigen der Gummiklotzmatte.

Für die Bauausführung

stand nur kurze Zeit zur Verfügung. Nach der Auftragserteilung Mitte März 1953 begann die Entwurfsausarbeitung, so daß Ende März die Materialbestellung für das Aluminium aufgegeben werden konnte. Nach Eingang des ersten Materials begannen die Werkstattarbeiten Ende April; sie ermöglichten den Montagebeginn zum 5. Juni.

Die Gehbahn

mußte wegen der starken Neigung sehr griffig gehalten werden. Hierfür geeignet und zum Baustoff Aluminium passend erschien ein Gummibelag mit gerippter Oberfläche.

Pylonen sind von Mitte zu Mitte 18 m voneinander entfernt. Jede Pylone ist aus 13 Teilstücken zusammengesetzt, die im Querschnitt eine Zellenkonstruktion aufweisen; die Stützen haben eine konstante Weite von 4,5 m in der Querrichtung, in der Längsrichtung von 4 m am Kopf und 6 m am Fuß. Die Fußausbildung, abgeschrägt nach beiden

radés von Verankerung zu Verankerung gelegt werden. Die Räder wurden an ein endloses Kabel angehängt, das der ganzen Länge der Hauptkabel nach vor- und rückwärts bewegt werden konnte.

Die riesigen Drahthaspel, von denen jedes 14,5 t 5 mm starken Draht enthielt, wurden an jeder Verankerung auf-

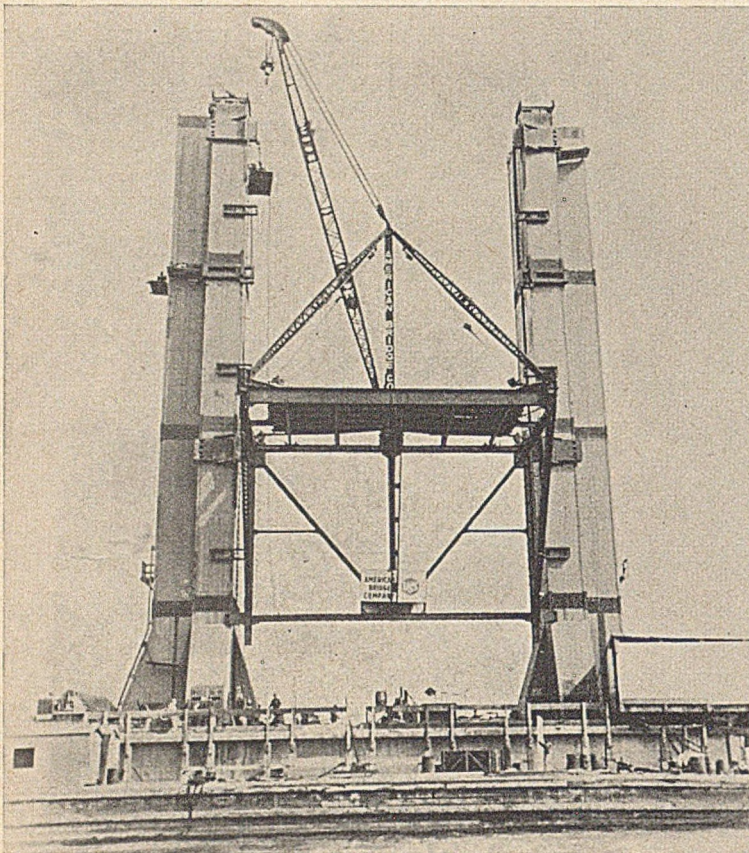


Abb. 5. Die 4 Abschnitte der Pylonen-Pfosten sind eingesetzt. Das Versetzen des Kletter-Derricks in die nächste Stufe ist in Vorbereitung.

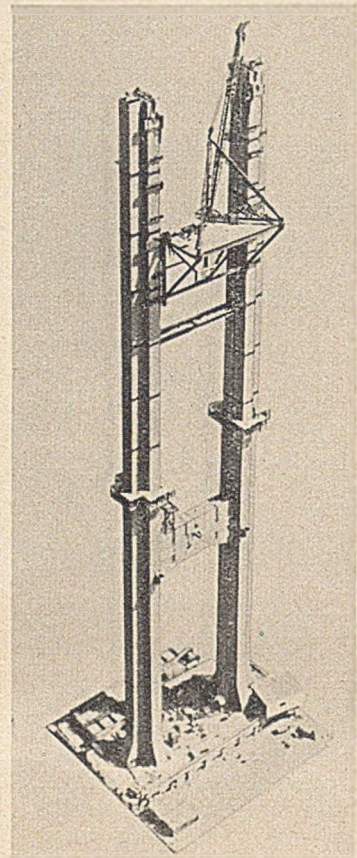


Abb. 6. Pylone mit Kletter-Derrick.

Richtungen, ist in der Querrichtung 7 m und in der Längsrichtung 9 m breit.

Im allgemeinen ist jeder Zellschlauch durch zwei Blechwinkelkonstruktionen ausgesteift, mit Ausnahme eines einzigen, in dem ein elektrischer Aufzug eingebaut ist.

Die Querverbindungen der Stützen am Kopf und in der Ebene der Fahrbahn sind einfache Blechwinkelkonstruktionen, 2,5 m breit und 7,5 m tief in der Mitte. Der Obergurt ist horizontal, während der Untergurt in einer Kurve mit einem Radius von 17 m verläuft. Die Abbildungen zeigen die Montage mit Hilfe von Schiffs- und fahrbaren Derricks.

Hauptkabel.

Das Spinnen in der Luft von parallelen Kabeln für Hängebrücken wurde zum ersten Male im Jahre 1854 ausgeführt. Die Ausrüstung wurde zwar ständig verbessert und die Montage mehr und mehr beschleunigt, aber die grundlegende Methode ist die gleiche geblieben.

Vor Beginn des Spinnvorganges wurden in der lotrechten Ebene, in der die Hauptkabel zu liegen kamen, vier 5 cm starke Kabel von der Verankerung zu den Pylonen und von Pylone zu Pylone gespannt und daran die Hilfsstege angehängt, die aus einem Drahtnetz bestehen, das beiderseits der Länge nach in Gliederketten eingehängt ist. Um das sichere Gehen der Werkleute zu gewährleisten ist das Netz mit Fußleisten versehen und, um Unfälle zu verhindern, an beiden Seiten der Länge nach durch ein Handseil gesichert. Abb. 8 zeigt die Art der Verwendung eines zweirilligen Spinnrades, von denen zwei für jedes Hauptkabel benötigt wurden. Mit diesen Spinnrädern konnten somit immer 8 Drähte während eines Laufes des Spinn-

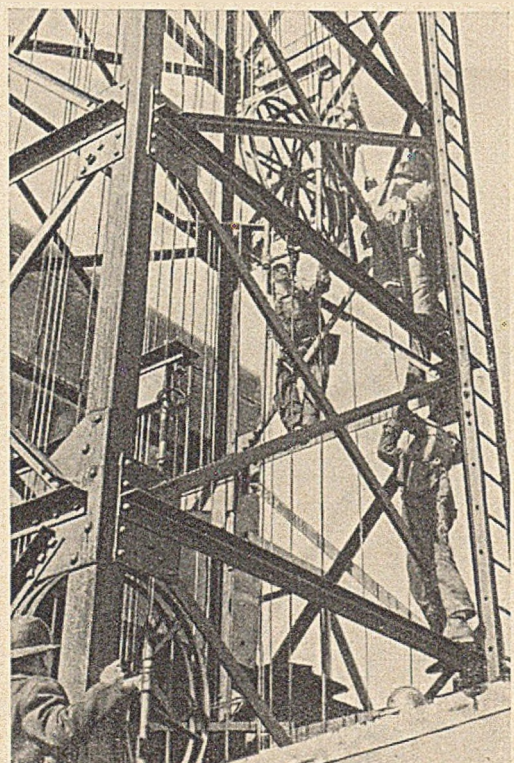


Abb. 7. Einer der beiden Seilscheiben-Türme, die für die Aufrechterhaltung der Drahtspannung beim Spinnen der Hauptkabel gebraucht wurden.

gestellt. Von den Haspeln passierten die Drähte einen vorübergehend auf den Verankerungen aufgestellten Gerüstbock, auf dem eine Anordnung von Seilscheiben mit Gegenwichten in Verbindung mit Bremsen an den Haspeln die richtige Spannung in den Drähten während des Spinnens aufrecht erhielt.

Jeder Strang besteht aus 436 Drähten, in Wirklichkeit aus 2 Drähten, die über die Seilscheiben und Strangscheiben und Strangschuhe durchliefen und an beiden Enden durch Augenstäbe mit der Verankerung verbunden wurden. 5 Stränge wurden pro Woche fertiggestellt und damit alle Erwartungen übertroffen.



Abb. 8. Die Mannschaft empfängt die Drähte von dem Spinnrad und bringt sie in die richtige Lage.

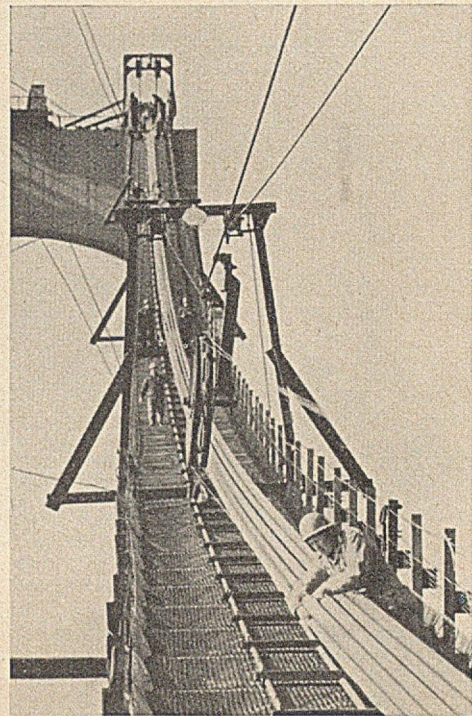


Abb. 10. Die Kabelstränge sind fertig gesponnen zum Zusammenbinden. Bild zeigt auch deutlich die Hilfsstege und die Drahttransportvorrichtung.

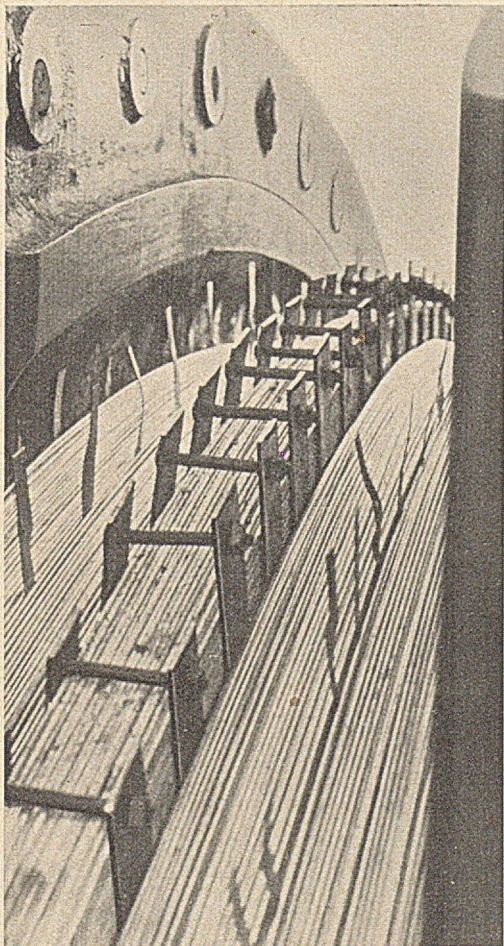


Abb. 9. Die Drähte eines Hauptkabels auf dem Sattel einer Pylone während des Spinnens.

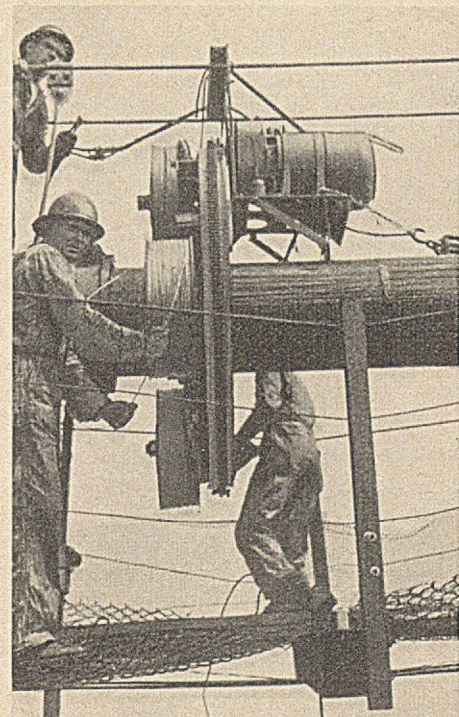


Abb. 11. Die fertigen Stränge wurden auf den Hilfsstegen mit Stahlbändern in gleichen Abständen zusammengebunden.

Wenn ein Strang fertig war, wurden die Drähte in regelmäßigen Abständen zusammengebunden. Als alle Stränge in der richtigen Lage waren, preßte ein Spezial-Kabel-Kompressor mit 6 eingebauten hydraulischen Pressen das Kabel in die richtige Größe und Form. Das Kabel wurde dann gebunden und hatte sodann seine endgültige Form. Nach der Pressung aller Kabel wurden die Hilfs-

stege an die Hauptkabel angehängt und die Drahtseile entfernt. Nachdem diese im Werk auf die genaue Länge geschnitten und die Enden sachgemäß eingebunden waren, kamen sie wieder auf die Baustelle, um dann als Hänge-

schwerer Bleimennige-Paste mit verzinktem Draht von 4 mm Stärke durch eine Spezialmaschine bewerkstelligt werden, die bei jeder Umdrehung jeweils 3 Drähte aufwickelte.

Versteifungsträger.

Die Versteifungsträger der Delaware-Brücke sind 6 m hoch und 18,5 m von einander entfernt. Auch die Querträger sind Gitterträger 4,5 m tief und tragen 8—53 cm

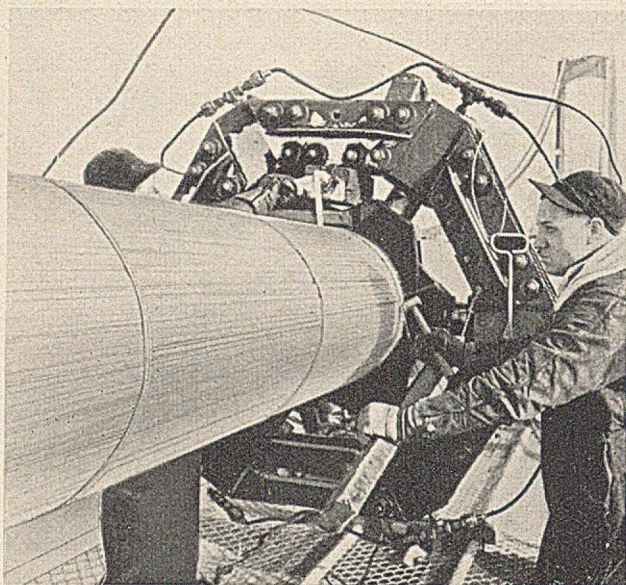


Abb. 12. Eine Spezial-Preßmaschine formte die Kabel mit Hilfe von 6 eingebauten hydraulischen Pressen. Das Kabel wurde dann mit Drähten gebunden, um seine Form zu sichern.

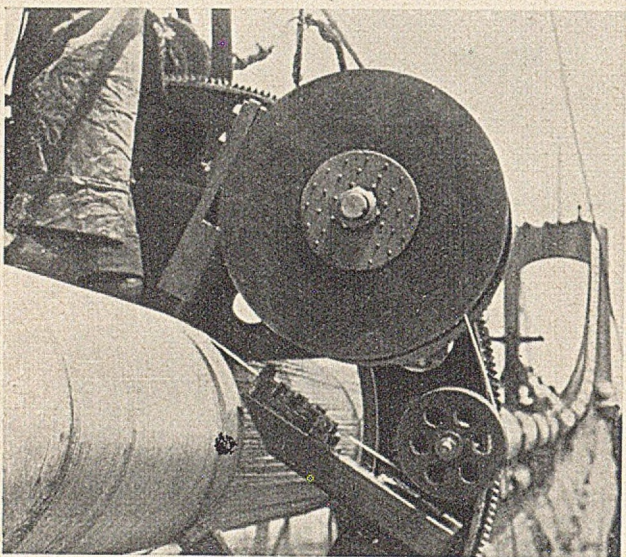


Abb. 13. Spezial-Ummantelungs-Maschine, die gleichzeitig drei Drähte bei genügender Spannung umwickelt.

kabel für die Versteifungsbrücke zu dienen. Anschließend wurden dann die Sättel für die Hängkabel angebracht und diese für die Aufhängung des Versteifungsträgers vorbereitet. Nachdem so alle Stahlarbeit beendet war, konnte die Umhüllung des Hauptkabels über einen Anstrich von

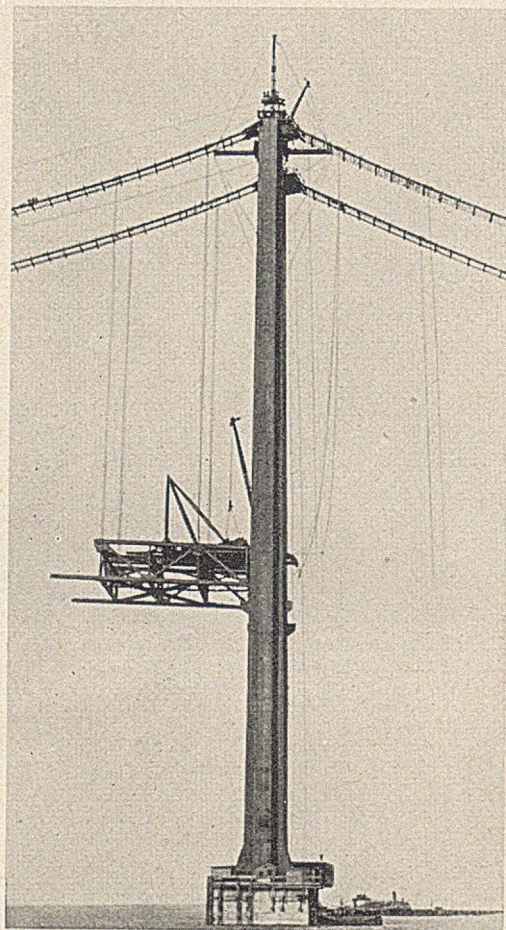


Abb. 14. Der Versteifungsträger beginnt Gestalt zu gewinnen. Abb. zeigt die Aufhängung an den Hauptkabeln. Einer der Lauf-Derricks für die Montage der übrigen Teilstücke ist zusammengesetzt.

hohe Breitflanschträger. Die Gurte, Vertikalen, Diagonalen wurden jeweils zu 2 Feldern zusammengenietet und mit Kähen an die Baustelle gebracht, in gleicher Weise wurde auch mit den Querträgern verfahren. Dieser Vorgang erforderte eine sorgfältige und gut überlegte Zusammenarbeit, da der Einbau der Werkstücke in umgekehrter Reihenfolge zum Verladevorgang erfolgen mußte. Das zuletzt verladene Werkstück mußte zuerst eingebaut werden.

Bei dem Einbau des Versteifungsträgers und der Fahrkonstruktion mußte auf gleichmäßige Belastung und



Abb. 15. Die 4 Lauf-Derricks für den Bau des Versteifungsträgers sind in Tätigkeit.

auf Balanzierung Rücksicht genommen werden, demgemäß erfolgte der Vorbau zur Mitte der Hauptöffnung gleichzeitig von beiden Pylonen aus. Als die Montage in dieser Weise bis zu der richtigen Entfernung von den Pylonen vorgeschritten war, konnte mit dem Einbau des Seitenversteifungsträgers begonnen werden.

Derricks, auf der Querverbindung der Pylonen-Stützen in Höhe der Fahrbahn aufgestellt, montierten den anliegenden Teil des Versteifungsträgers an jeder Pylone und anschließend die Fahrderricks auf diesem Teil. Vier solche Derricks bauten den Versteifungsträger von den Pylonen zur Mitte der Hauptöffnung und von den Pylonen zu den Verankerungen. Sie hoben die Werkstücke direkt von den

verankerten Kähen und setzten sie an den Knotenpunkten ein.

Nach Beendigung des Einbaues aller Stahlteile hatte die Brücke genügend Wölbung, so daß sie nach der Fertigstellung der Fahrbahn-Betondecke die berechnete Kurve darbot.

An diesem Brückenbau waren beteiligt:

als Eigentümer: State of Delaware, State Highway Department;
als Ingenieure: Für das Delaware Highway Department Howard, Needles, Tammen & Bergendorff;
als Berater: O. H. Ammann, Moran, Proctor, Freeman & Mueser;
als beratender Architekt: A. Gordon Lorimer;
als ausführende Stahlbau-Firma: American Bridge Comp.

Stahlwasserbau im Lichte praktischer Erfahrungen.

Von Dipl.-Ing. Köhler, Rhein-Main-Donau-AG., München.

(Fortsetzung und Schluß aus Heft 9.)

Die mit dem einseitig angetriebenen Walzenwehr seither gemachten, günstigen Erfahrungen haben in der Folge zum Bau von einfachen, nicht freitragenden Klappenwehren geführt (Abb. 20). Aus der Notwendigkeit heraus, die Drehmomente aus Wasserdruck und Eigengewicht bis zum angetriebenen Ende als Torsionsmoment übertragen zu müssen, verfiel man auf das Rohr als das hierfür geeignete Konstruktionselement.

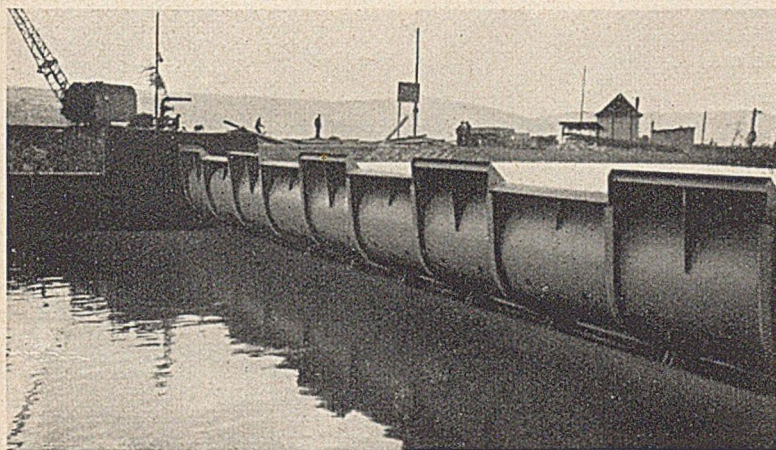


Abb. 20. Klappen-Wehr.

Da ein Rohr gleichzeitig als Drehachse geeignet ist, wurde das Drehgelenk der Klappe als Torsionsrohr ausgeführt und die eigentliche Stauwand mit Konsolen nach oben angeschlossen. Natürlich ist ein solches Rohr nicht so einfach zu lagern, wie etwa ein Scharnier und auch die Anordnung der Dichtung machte Schwierigkeiten.

Da es schließlich gleichgültig ist, wo der Torsionskörper liegt, verlegte ihn die Dortmunder Union Brückenbau-AG. an den oberen Klappenrand, wo er auch noch als Versteifungsträger wirkte, oder auch in die Mitte der Klappenkonstruktion. Dadurch wurden einfache Lagerungs- und Dichtungsverhältnisse geschaffen. Eine andere Lösung der torsionssteifen Klappe ist die Fischbauchklappe, die zuerst von der MAN ausgeführt worden ist (Abb. 21). Bei dieser entsteht durch Zusammensetzung eines gekrümmten Staubleches und eines stärker gekrümmten Rückenbleches ein Hohlkörper, der bekanntlich die gleiche Verdrehungssteifigkeit besitzt wie das Rohr. Wichtig ist, daß bei derartigen verdrehungsfesten Klappen mit einseitigem Antrieb die Torsion aus dem Drehmoment die fast alleinige Beanspruchung bildet und die Verschlüsse in ihrer Bemessung hochgradig von der Stauhöhe abhängen, weil das Drehmoment bekanntlich mit der 3. Potenz der Stauhöhe

wächst. Der auf diese Weise entstandene Verschlusskörper hat eine ähnliche Einfachheit und Robustheit wie der des Walzenwehres.

Die Klappe ist wegen ihrer statischen Eigenschaften vorzüglich geeignet zum Abschluß von Öffnungen mit verhältnismäßig großer Lichtweite bei kleiner und mittlerer Höhe. Auch größere Höhen bis zu 6,5 m wurden bereits ausgeführt. Im allgemeinen wird aber das Klappenwehr bei Höhen über 4 m unwirtschaftlich. Immerhin besteht jedoch die Möglichkeit, zwei aneinander stoßende, einseitig angetriebene Klappen über eine große Lichtweite ohne Zwischenpfeiler zu spannen. Das Klappenwehr hat in hydraulischer Hinsicht und in der Gestaltung des Tiefbaues Vorzüge, die seine Anwendung oft sehr wünschenswert machen, zumal die bisher vorliegenden Betriebserfahrungen mit dieser Wehrtart als

bei Höhen über 4 m unwirtschaftlich. Immerhin besteht jedoch die Möglichkeit, zwei aneinander stoßende, einseitig angetriebene Klappen über eine große Lichtweite ohne Zwischenpfeiler zu spannen. Das Klappenwehr hat in hydraulischer Hinsicht und in der Gestaltung des Tiefbaues Vorzüge, die seine Anwendung oft sehr wünschenswert machen, zumal die bisher vorliegenden Betriebserfahrungen mit dieser Wehrtart als

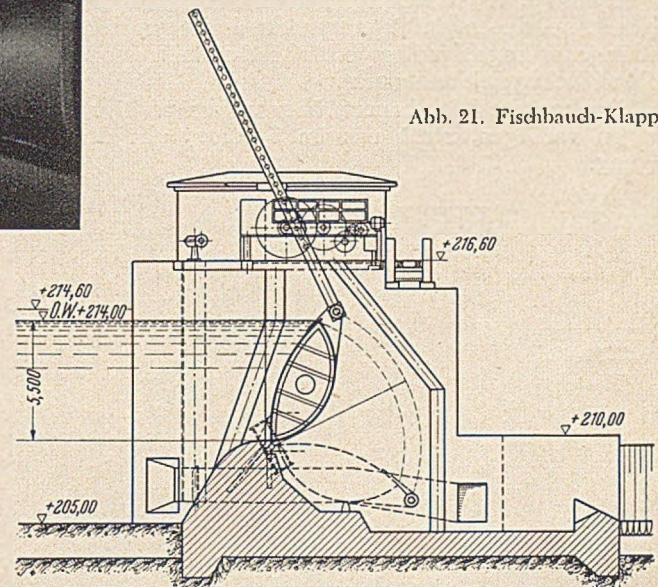


Abb. 21. Fischbauch-Klappe.

durchaus günstig anzusprechen sind. Ein besonderes Anwendungsgebiet hat sich daher die Klappe als Hochwasserentlastungsorgan bei Talsperren erobert. Zu bevorzugen ist eine möglichst hohe Lage des Drehpunktes bzw. der festen Wehrschwelle, so daß sich die Anordnung einer flachen Grube erübrigt und beim Umlegen der Klappe die Ablagerung von Geschiebe unter der Klappe wie in der Sohlenvertiefung vermieden wird. Bisher zur Milderung dieses Umstandes bei flachen Wehrgruben verwendete Spülvorrichtungen haben nicht in allen Fällen zu dem erhofften Ergebnis geführt, so daß andere Mittel und Wege

gesucht werden müssen, um diesem Nachteil zu begegnen.

Ob dies, wie neuerdings versucht, durch eine Verschiebung der Drehachse und der Öffnung eines Durchflußspaltes an der Sohle bei gleichzeitiger Verwendung eines über die Wehrbreite durchgehenden Schlepp-Rechens erreicht wird, muß bezweifelt werden. Nicht unerwähnt soll bleiben, daß die Unterbringung und Anordnung der An-

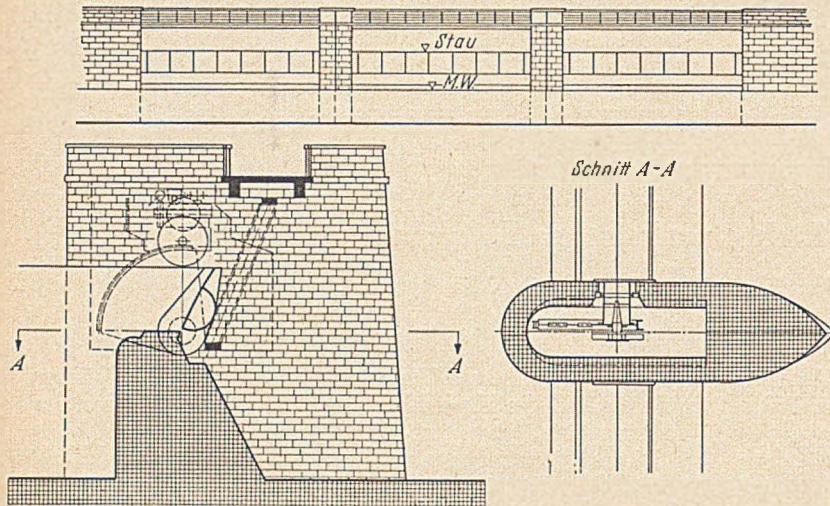


Abb. 22. Klappenwehr Landshut.

triebe in zweckentsprechenden Pfeilern bei Klappenwehren in sehr gefälliger Weise gelöst werden kann (Abb. 22). Dabei läßt man das Windwerksritzel innerhalb des Pfeilers auf einen großen Zahnsektor einwirken. Dieser sitzt auf einem Antriebszylinder, welcher in Höhe der Klappen-drehachse die Pfeilerwand durchdringt und mit der Klappe fest verbunden ist. Auf diese Weise ist der gesamte Antrieb innerhalb des Pfeilers untergebracht und von außen nicht mehr sichtbar.

Es sind auch vielfach automatische Klappenwehre ausgeführt, bei denen ein Gegengewicht derart angebracht ist, daß in jeder Lage der Klappe für bestimmte Wasserspiegellagen Gleichgewicht herrscht.

Eine weitere Wehrbauart, über welche positive Erfahrungen vorliegen, steht uns im Sektorwehr zur Verfügung.

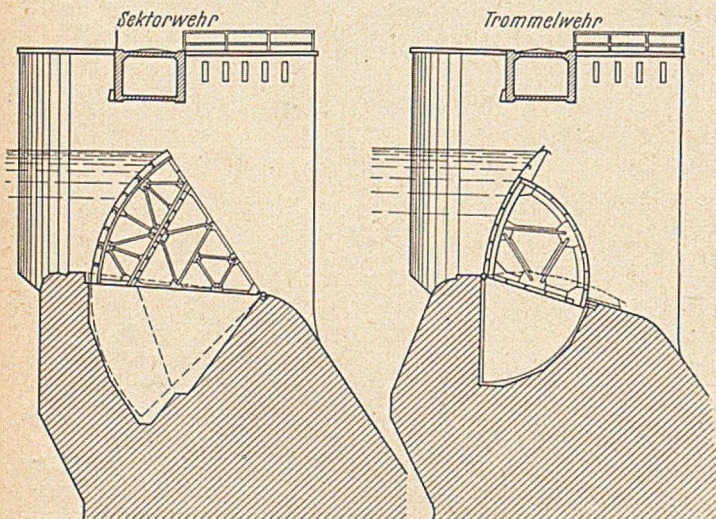


Abb. 23. Sektor- und Trommelwehr.

Es gehört zur Gruppe der hydraulischen Wehre und ist vielfach mit großem Erfolg bis zu den größten Lichtweiten ausgeführt worden. Normalerweise besitzt es keinen mechanischen Antrieb. Bei ihm wird in derselben Weise wie beim schon besprochenen Segmentwehr die Tatsache ausgenützt, daß der Wasserdruck auf eine gekrümmte

Fläche durch deren Mittelpunkt, in diesem Falle also durch das Lager geht. Dann fällt die Reibung aus Wasserdruck beim Antrieb nicht ins Gewicht. Der Sektor ist, wie die einfache Klappe, lediglich ein absenkbarer Verschluss. Deshalb wird der Rücken ebenfalls durch ein Blech abgeschlossen, das das Wasser über den Verschluss hinweg leitet. Durch die Grube, die Stauwand und den Überfallrücken wird ein geschlossener Raum begrenzt, in den wie beim Dachwehr das Oberwasser eingelassen werden kann, das dann nach Überschreiten der Gelenkhöhe über das Rückenblech von innen eine aufrichtende Kraft auf den Wehrverschluss ausübt, so daß je nach Einstellung des Innenwasserstandes verschiedene Wehrstellungen gehalten werden können. Sektorwehre können auch mechanisch angetrieben werden. Bei diesen zieht man jedoch den Innenwasserdruck meistens noch zur Entlastung mit heran, indem die Rückwand nur bis zu einer gewissen Höhe geschlossen wird. Der obere Teil der Rückwand bleibt offen und durch ihn fällt beim Absenken das Wasser in die Sektorgrube und füllt diese bis zum Rand des Rückenbleches. Der auf dieses wirkende Innendruck hilft dann dem mechanischen Windwerk die vor allem durch das überströmende Wasser in tieferen Lagen bedingte größere Zugkraft aufzubringen. Der Verwendung des Sektorwehres ist jedoch meist dadurch eine Grenze gesetzt, daß

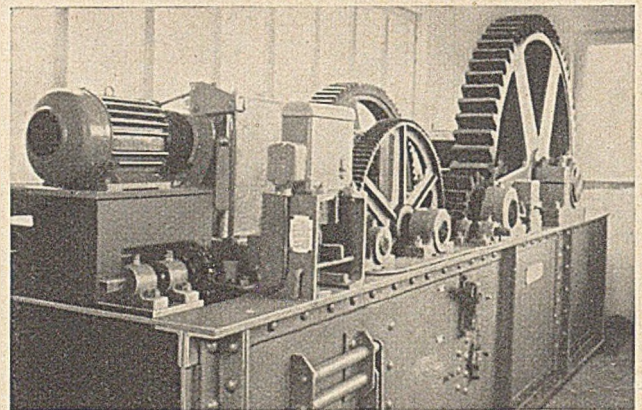


Abb. 24. Wehr-Windwerk.

beim hydraulisch betätigten Sektorwehr stets eine genügende Druckhöhe vorhanden sein muß, um bei abfallendem Unterwasserstand den Sektor wieder in seine Ausgangslage zu heben.

In Amerika werden die Sektorwehre unter dem Oberbegriff „Trommelwehre“ zusammengefaßt (Abb. 23). Eine Bezeichnung, die mit der deutschen Auffassung nicht übereinstimmt, da man hier unter Trommelwehr etwas anderes versteht. Die Frage: Trommelwehr oder Sektorwehr ist in Deutschland zugunsten des Sektorwehres entschieden, während in Amerika demgegenüber heute noch das Trommelwehr bevorzugt wird. Das Drehgelenk wird beim Sektor auf Druck beansprucht, beim Trommelwehr hingegen auf Zug. Die Überführung der Kräfte in den Beton kann beim Sektorwehr wesentlich günstiger erfolgen. Das gleiche gilt auch für die Wirkung der hydrostatischen Kräfte auf den Schwimmkasten beim Sektorwehr. Kostenmäßig wird das Sektorwehr daher billiger als das Trommelwehr.

Was die Frage des Antriebes von beweglichen Wehren der geschilderten Bauarten betrifft, so ist festzustellen, daß dessen prinzipielle Anordnung und Bemessung dem neuzeitlichen Maschinenbau im allgemeinen keine besonderen Probleme aufgibt (Abb. 24).

Bei mechanisch betriebenen Wehren kommen als Hubmittel vorzugsweise Ketten in Frage.

Hier stehen uns in den dreifach gelagerten Gall'schen Ketten nach der Bauart MAN und Dortmunder Union absolut zuverlässige und betriebssichere Huborgane zur Verfügung. Sowohl Walzen- wie auch Schützen- und Segmentwehre werden vornehmlich durch Ketten bewegt (Abb. 25). Bei einfachen Klappen und Segmenten finden

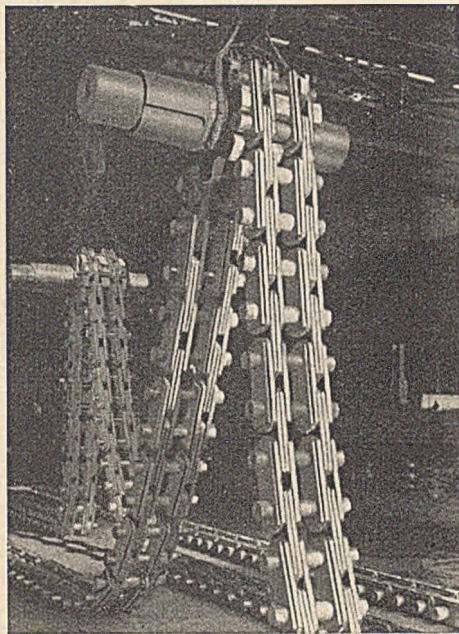


Abb. 25. Dreifach gelagerte Hubkette.

mitunter auch Zahnstangen als Hubmittel praktische Verwendung.

Da letztere jedoch, insbesondere bei Klappen, meist sehr unschön und störend wirken, wird der Zahnstangenantrieb durch das Spindel-Windwerk oder andere verdeckt und unauffällig unterzubringende Antriebs-Bauarten ersetzt (Abb. 26).

Schützenwehre erfordern stets Antriebe an beiden Enden. Der erforderliche Gleichlauf der beiden Schütz-

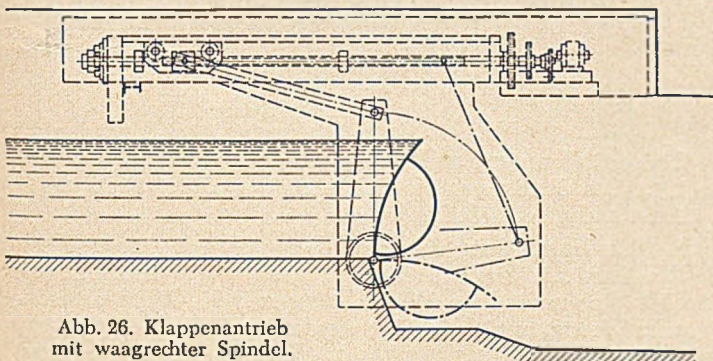


Abb. 26. Klappenantrieb mit waagrecht Spindel.

seiten wird durch Verwendung der mechanischen oder elektrischen Welle gewährleistet. Letztere ist heute so durchentwickelt, daß sie bedenkenlos für alle Antriebe bevorzugt werden kann.

Ein Vorteil der torsionsfesten Klappenbauart ist insbesondere bei deren Verwendung als Aufsatzklappe an Schützenwehren der, daß auch bei der zweiseitig angetriebenen Klappe bei Störung des Antriebes aus irgendwelchen Gründen notfalls einseitig gefahren werden kann, wobei man dann kurzzeitig höhere Beanspruchungen zuläßt.

Mit den bisher geschilderten Wehrverschlüssen sind alle jene Systeme erschöpft, die für die in unserem Raum zu erstellenden Wehranlagen als neuzeitliche und geeignete Verschlüsse in Frage kommen und welche auf Grund der ausreichenden Erfahrungen und Erprobung im Betrieb je nach Bedarf und unter Berücksichtigung örtlich gegebener

Verhältnisse bedenkenlos gewählt werden können. Die Frage nach dem zweckmäßigsten Verschuß wird jedoch immer von Fall zu Fall zu entscheiden sein. Trotz der Vielzahl der Systeme wird immer nur ein bestimmter Verschuß der geeignetste sein und es muß den Erfahrungen aller am Entwurf Beteiligten überlassen bleiben, die jeweils günstigste Lösung anzugeben.

Die Gewichte und Kosten für die genannten Wehrverschlüsse haben wir an einer Anlage mit 30 m l. W. und 6 m Verschußhöhe untersucht. Dabei wurde von der Grundform des einfachen Rollschützes ohne Klappe in Fachwerkkonstruktion ausgegangen. Das Ergebnis dieses Vergleiches ist aus Tabelle 1 ersichtlich.

Tabelle 1. Kosten- und Gewichtsvergleich verschiedener Wehr-Systeme.

30,0 m lichte Weite. 6,0 m Verschußhöhe.

| System | Konstruktion | Gewicht % | Preis % |
|---------------------|----------------------------------|-----------|---------|
| Rollschütz | Fachwerk | 100 | 100 |
| Rollschütz | Vollwand | 105 | 104 |
| Rollsch. mit Klappe | Fachwerk | 115,2 | 123,6 |
| Rollsch. mit Klappe | Vollwand | 122 | 126,5 |
| Walze | — | 120 | 129 |
| Absenkwalze | — | 137 | 149 |
| Versenkenschütz | Vollwand | 119 | 117,3 |
| Segment m. Klappe | Fachwerk | 120,8 | 127,8 |
| Sektor | Automatische Rohrschützsteuerung | 97 | 72,5 |
| Sektor | Steuerung nach Yermár | 95,5 | 69,4 |

Auf Grund der bisherigen Ausführungen wäre anzunehmen, daß in Anbetracht der reichlichen Auswahl geeigneter Verschußsysteme im Stahlwasserbau alles in bester Ordnung sei. Dem wäre auch so, wenn nicht das Problem der Dichtungen als zwangsläufiges und unangenehmes Attribut jeder Wehrkonstruktion zu gelten hätte.

In Anbetracht der in vielfältigen, teils guten, teils schlechten Ausführungen vorliegenden Dichtungskonstruktionen muß ich mich hier auf grundsätzliche konstruktive Erfordernisse und neuere Dichtungsvorschläge beschränken, zudem deren Entwicklung ohnedies ausschließlich auf die bisherigen, in der Praxis gemachten Erfahrungen zurückzuführen ist.

Die ideale Dichtung soll folgende Eigenschaften aufweisen:

1. Sie muß einfach und unkompliziert konstruiert sein.
2. Sie muß sich sicher an die Dichtungsleiste anschmiegen, darf aber keine bleibende Verformung zurücklassen.
3. Sie darf keinen Abrieb haben und muß so kräftig sein, daß sie nicht von ihrer Befestigung abgerissen werden kann.
4. Die Dichtung muß einem Stoß von mitgerissenen Schwimmkörpern oder Eis widerstehen können bzw. entsprechend geschützt sein.
5. Sie muß auch dichten, wenn die Dichtungsleiste von kleinen Gegenständen wie Halmen, Zweigen oder Steinen, die sich an oder unter dem Verschuß festgesetzt haben, verstopft ist.
6. Sie darf weder von einem Wechsel der Temperatur noch von Nässe oder Trockenheit angegriffen werden und muß gute Gleiteigenschaften besitzen.
7. Sie muß wirtschaftlich sein. Das setzt eine Vielzahl von verwertbaren Eigenschaften, minimalen Unterhalt und annehmbaren Preis voraus.

Die Beurteilung einer Dichtung sollte in erster Linie nach Gesichtspunkten erfolgen, die für einen harten Winterbetrieb maßgeblich sind und auf die Vermeidung

jeglicher Vereisung wichtiger und beweglicher Konstruktionsteile abzielen.

Wie gefährlich sich durch mangelhafte Ausführung von Dichtungen verursachte Vereisungen auswirken können, zeigen Abb. 27 und 28, die von älteren Wehranlagen stammen. Sie lassen ohne weiteres erkennen, daß der Grad der Vereisung in manchen Fällen zur vollkommenen Bewegungsunfähigkeit der Verschlüsse und von Verschlüßteilen, wie z. B. von Aufsatzklappen führen kann.

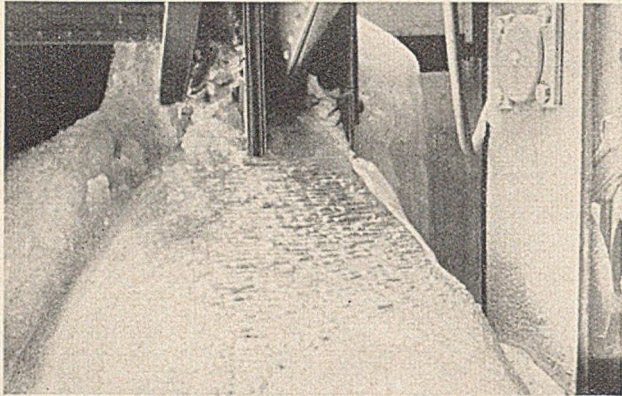


Abb. 27. Schütz mit Klappe: Vereisung am Klappendrehpunkt.

In Erkenntnis dieser Anforderungen und Betriebsbedingungen haben wir in neuerer Zeit Holzdichtungen weitgehend verlassen. Sie werden nur noch an kleinen Verschlüssen und unwichtigen Verschlüßteilen, die jederzeit zugänglich sind, verwendet, meist unter Zugabe einer zusätzlichen Gummifeindichtung.

Als Sohlendichtung wird heute bei den meisten Verschlüssen die Stahlschneide gewählt, die mit dem erforderlichen Schließdruck auf die Wehrsohle gepreßt wird. Als Feindichtung ist vor der Stahlschneide ein Flachgummi-

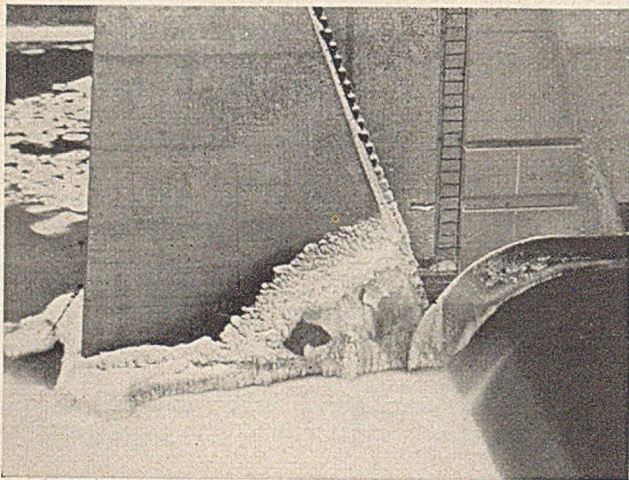


Abb. 28. Versenkwalze: Vereisung der Pfeiler bei Überströmen der Walze im Winterbetrieb.

streifen anzubringen. Dieser wird zweckmäßig in die Ebene des Stauwandbleches gelegt, wodurch der Übergang von der Sohlen- zur Seitendichtung konstruktiv einfach gestaltet werden kann und die größtmögliche Dichtigkeit gewährleistet wird. Dabei ist Wert darauf zu legen, daß durch Schaffung eines allmählichen Überganges hydrodynamisch schlechte Unstetigkeitsstellen vermieden bleiben. Die Schneide hat den Vorteil, daß die Ablösungsstelle des stark eingeschnürten Wasserstrahles für sämtliche Spalthöhen unter dem Verschlüß eindeutig festliegt. Sie wandert nicht wie bei einem abgerundeten Dichtungsbalken auf dessen Kontur. Vibrationen des Verschlüßkörpers sind bei einer eindeutigen Ablösung des Strahles nicht möglich. Alle an unseren Anlagen in dieser Form ausgeführten

Sohlendichtungen haben sich im seitherigen Betrieb bestens bewährt.

Die Anordnung der Schneidendichtung sollte stets unmittelbar am Beginn des Sohlensturzes erfolgen, im Gegensatz zur abgerundeten Holzbalkenform, die mit Rücksicht auf die gefährliche Schwingungstendenz immer in einem entsprechenden Abstand nach Oberstrom zu verlegen war.

Absenkverschlüsse erfordern meist bewegliche Sohlendichtungen, die dazu noch einen vielfach gekrümmten Dichtungsweg bestreichen müssen. Hier kommt nur die Verwendung von Stahlschneiden in Frage. Sie sind mittels Druckgestänge und Federn anzupressen und bedürfen, wie eingangs bei der Versenkwalze erwähnt, einer besonderen Ausbildung, wobei auch die Sohlenarmierung an die Dichtung angepaßt werden muß. Die Korrektur der Anpressvorrichtung ist bei dieser Dichtungsanordnung mit Rücksicht auf die im Sommer und Winter wechselnde Größe der Durchbiegung der Verschlüßkörper unvermeidlich. Für das an senkrechter Bahn dichtende Versenkstück wird mit Vorliebe die einfache und für diesen Verschlüß vollkommen ausreichende Profilgummidichtung verwendet.

Seitendichtungen an Walzen bereiten insofern Schwierigkeiten, als sie vorwiegend an federnden und vieleckigen Schildern angebracht werden müssen. Der auf die Höhe der Seitenschilder wechselnde Wasserdruck bewirkt meist keine gleichmäßige Anpressung, so daß hier eine einfache Grobdichtung nicht mehr genügt. Mit Rücksicht auf

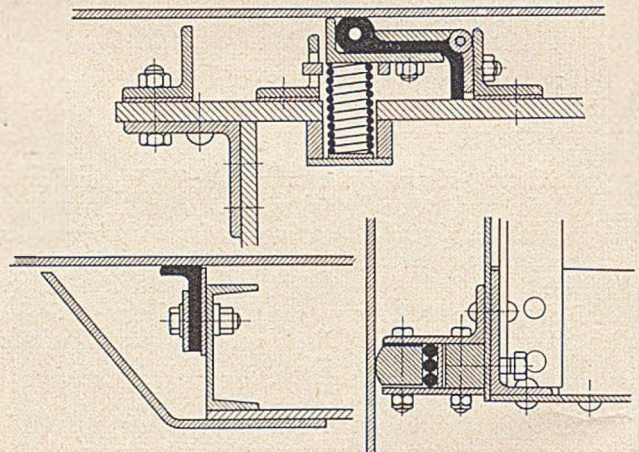


Abb. 29. Seitendichtungen.

Längenänderungen und die beim Bewegen der Walze auftretenden Reibungen müssen derartige Dichtungen möglichst nachgiebig bleiben.

Wir bevorzugen daher in diesen Fällen eine robuste Dichtung mit Stahlleisten, auf deren Oberwasserseite jedoch eine zusätzliche Feindichtung mittels Gummistreifen oder Wulstgummi beigefügt werden muß (Abb. 29).

Auf geraden und senkrechten Dichtungsbahnen hat sich die einfache Winkel- und Wulstgummidichtung am besten bewährt. Sie kann erforderlichenfalls durch die Einfügung von Gummisharnieren ebenfalls federnd und elastisch befestigt werden (Abb. 30).

In diesem Zusammenhang ist interessant, daß in Amerika fast alle Verschlüßbauarten mit ein und derselben, dort genormten Wulstgummidichtung versehen werden, die in den Staaten als die idealste Dichtung betrachtet wird. Der Wulst hat kurvenförmigen Querschnitt. Damit erreicht man beim Zusammendrücken eine große Festigkeit und jede beliebige Druckkonzentration. Außerdem ist die Dichtung mit einem Hohlwulst ausgestattet, um die Geschmeidigkeit der Oberfläche zu erhöhen. In gleicher Weise werden auch gebogene und Eckstücke je nach Erfordernis mit

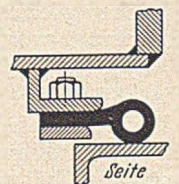


Abb. 30. Seitendichtung mit Wulstgummi.

Innen- und Außenwulst hergestellt. Die in dieser Hinsicht ausgebildeten Dichtungen sind als vorbildlich einfach und daher betriebssicher anzusprechen (Abb. 31). Sie haben sich auch bei uns vornehmlich für Seitendichtungen eingeführt und sind unter dem Namen „Notendichtungen“ bekannt. Je nach Belastung muß entschieden werden, ob derartige Dichtungen hohl oder voll auszubilden sind.

Die Befestigung aller Dichtungen erfordert besondere Aufmerksamkeit. Ebenso ist der Zugänglichkeit und leichten Auswechslung der Dichtungsteile besonderes Augenmerk zu schenken. Grundsätzlich sollten für deren Befestigung nur rost sichere Schrauben oder wenigstens rost sichere Muttern aus besonderem Material verwendet werden. Der hierfür entstehende höhere Kostenaufwand macht sich in allen Fällen bezahlt. Bei der Befestigung und Lagerung von Metalledichtungen ist darauf zu achten, daß an

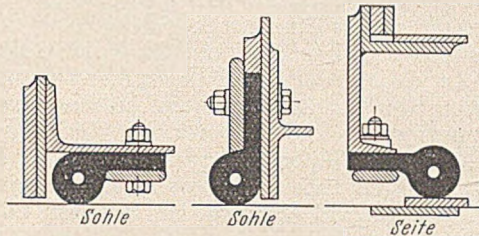


Abb. 31. Wulst-Profile für Sohlen- und Seiten-Dichtungen.

Gelenkstellen irgendwelche Metallegierungen vermieden bleiben. Teilweise haben sich hier starke Korrosionen gezeigt, die vermutlich durch chemische Beimengungen im Wasser und lokale Elementenbildungen stark gefördert wurden. Die Verwendung unlegierten Materials ist daher zu bevorzugen.

Der Reibungswert zwischen Gummi und Stahl ist sehr schwer zu bestimmen. Es ist anzunehmen, daß für Dichtungen, die naß arbeiten, der Reibungswert kleiner ist als für solche, die trocken arbeiten. Je nach Gummiqualität schwanken die Reibungsbeiwerte zwischen 0,60 und 1,00.

Bei der Anordnung von Seitendichtungen, die weniger als 10 m unter Wasser liegen, ist es erforderlich, die Gummiteile unter Vorspannung einzusetzen. Die Vorspannung soll so groß sein, daß die Vorderkante bzw. der Wulst um $\frac{1}{8}$ — $\frac{1}{4}$ " zusammengedrückt wird. Dichtungen mit Gewebeeinlage oder mit weicher Einlage im Wulst werden nicht empfohlen.

Gummidichtungen sollten stets aus erstklassigem Material auf Rohkautschukbasis hergestellt werden. Dabei ist die richtige Mischung der Grundstoffe von ausschlaggebender Bedeutung.

Als Zugfestigkeit sind mind. 200 kg/cm² und als Bruchdehnung mind. 450 % zu verlangen. Die Shorehärte sollte bei dem Material für die gebräuchlichsten Wehrdichtungen je nach Verwendungszweck 60—80 betragen.

Die Lager von Aufsatzklappen verlangen für Dichtungen meist besondere Konstruktionen. Je nach Ausbildung der Lager, ob als Scharnier oder Segment, können hier verschiedenartige Ausführungen erforderlich werden (Abb. 32). Die für Aufsatzklappen vielfach verwendete Gummibanddichtung, die durch die besondere Ausbildung der Segmentlager beim Fahren der Klappe lediglich eine Faltbewegung ausführen muß, hat sich bisher bestens bewährt. Unangenehm wirkt sich jedoch der Übergang von der Längs- auf die Seitendichtung der Klappe aus. Hier entsteht eine Ecke, deren vollkommen dichte Ausbildung bis heute nicht 100prozentig gelungen ist (Abb. 33). Im Winter entstehen an diesen Ecken immer wieder Vereisungen, deren Beseitigung Schwierigkeiten bereitet, zudem sich der Wasseraustritt fast mit jeder Klappenstellung verändert. Bei langanhaltender Kälteperiode können sich hier Eisklumpen bilden, die ein weiteres Absenken der Klappe verhindern. Für Übergangsdichtungen sollten daher grundsätzlich scharfe Ecken vermieden und für eine aus-

reichende Ausrundung des Überganges Sorge getragen werden.

Nur größte Sorgfalt beim Entwurf, in der Werkstattarbeit und ganz besonders auch bei der Montage wird hier zu Lösungen führen, die sich im Betrieb und auch bei Vereisung bewähren. Hier an Kosten zu sparen, würde

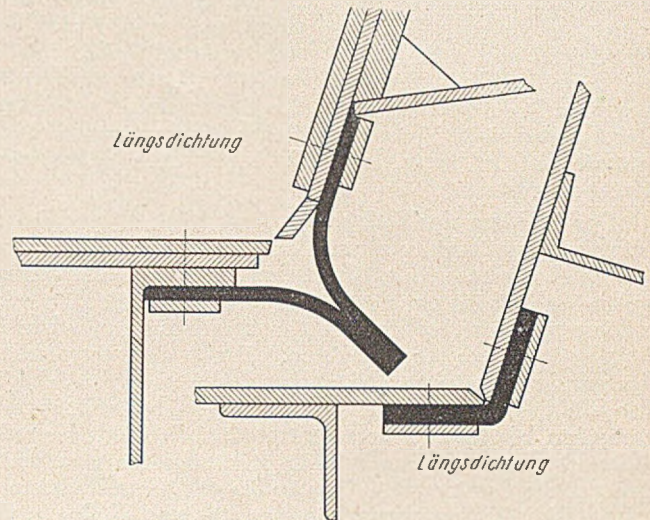


Abb. 32. Längsdichtungen von Klappen.

später in das Gegenteil umschlagen und kostspielige Umbauarbeiten zur Folge haben.

Die Anordnung von Dichtungen bedarf auch beim Hakenschütz besonderer Beachtung.

Durch die doppelteilige Ausführung der Schütztafel, die Dichtung des Oberschützes am Unterschütz wie umgekehrt und die Dichtung beider Schütztafeln gegen die Pfeiler entstehen hier besonders komplizierte Verhältnisse.

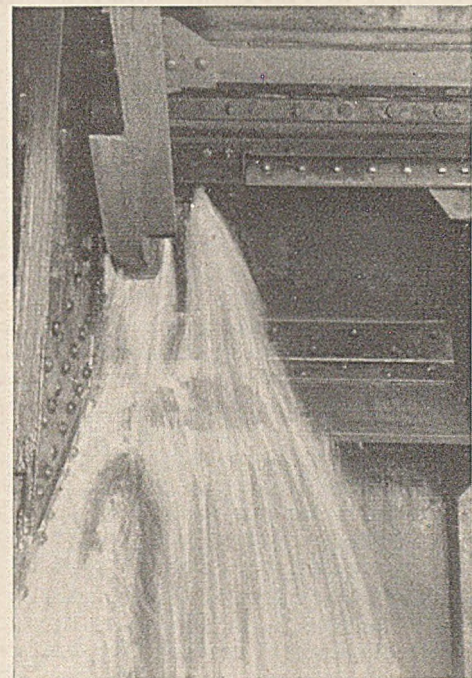


Abb. 33. Klappenlager: Undichtigkeit am Übergang der Seiten- auf die Längsdichtung.

Mit Rücksicht auf die Vielfalt und die Verschiedenartigkeit der von maßgeblichen Firmen bevorzugten Dichtungs-konstruktionen muß ich mich hier lediglich auf den Hinweis beschränken, daß auch hier der weitgehenden Ausrundung von Übergängen besondere Bedeutung zukommt.

Im Zusammenhang mit den Dichtungen sei an dieser Stelle besonders erwähnt, daß die Verwendung von nicht

rostendem, plattiertem Blech im Bereich von Schleifdichtungen sich bei bisherigen Ausführungen bestens bewährt hat und sowohl für den Bereich des Seitenschildes, wo die Übergangsdichtung gleitet, wie am Hakenschütz für den Schleifbereich der Stauwand des Oberschützes selbst im Hinblick auf die hohen Materialkosten empfohlen wird. Bekanntlich handelt es sich dabei um ein besonderes Verfahren, das zwecks Ersparnis von Chrom und Nickel die Plattierung von z. B. 10 mm starkem Grundblech in St 37 mit 2 mm starkem Remanit vorsieht. Letzteres besteht aus einer Stahllegierung mit 18 % Chrom und 8 % Nickel. Der damit erzielte Verbund zwischen Remanit und Grundmaterial ist so innig, daß ein vollkommen homogenes Material entsteht.

Das Problem der Dichtungen kann nicht abgeschlossen werden, ohne kurz auch auf die gebräuchlichsten Arten der Wehrbeheizung einzugehen, die ja dazu dienen sollen, im Winter ein Festfrieren der Dichtungen zu verhindern und den vollen Dichtungsgrad auch in scharfen Kälteperioden zu gewährleisten. Die bisher verwendete Art der unmittelbaren elektrischen Beheizung von Schleifwinkeln wie in Form von Rohrschlangen, hat sich im allgemeinen bewährt. Einerseits treten hierbei jedoch große Wärmeverluste auf, andererseits steht der für eine weitgehende und unter allen Umständen wirksame Beheizung erforderliche Energiebedarf in den meisten Fällen nicht zur Verfügung. Die Verwendung von Heizelementen in besonderen Taschen der Armierungen und Dichtungsflächen hat den Nachteil, daß sie, soweit sie unter Wasser liegen, im Fall von Störungen unzugänglich sind und deren Ausbau große Schwierigkeiten verursacht. Im allgemeinen kann angenommen werden, daß bei der elektrischen Beheizung von Klappenschützen für eine gut isolierte Seitenschildheizung 1,5 kVA je m² und für Schleifwinkel 3,0 kVA je m² als Heizleistung angenommen werden müssen. In einzelnen Fällen hat sich die Ölumlauflheizung besser bewährt, da sie einen geringeren Unterhaltungsaufwand erfordert und durch Steigerung der Umlaufgeschwindigkeit ungleich wirksamer als die elektrische Beheizung ausgeführt werden kann. Zudem sind die Betriebskosten einer derartigen Heizung geringer.

Die Notwendigkeit einer Beheizung ist ausschließlich von den klimatischen Verhältnissen der Örtlichkeit abhängig und nur in den Fällen begründet, wo besondere Umstände, z. B. Schnellschluß bei Netzbruch, eine rasche Abführung der freiwerdenden Wassermenge unter allen Umständen und auch im härtesten Winterbetrieb verlangen. Die beste Heizung ist und bleibt eine gute und einwandfreie Dichtung. Bei schlechten Dichtungen hat auch die teuerste und wirksamste Heizung keinen Wert, da fließendes Wasser sich bekanntlich nicht heizen läßt. Es bleibt abzuwarten, wie sich die wenigen, derzeit in Betrieb befindlichen Heizungsarten in der Zukunft noch bewähren, bevor über die wirklich vorteilhafte und wirtschaftliche Beheizung von Wehrverschlüssen ein abschließendes Urteil gefällt werden kann. Immerhin wäre es zu begrüßen, wenn auf diesem bisher nur stiefmütterlich behandelten Spezialgebiet durch Forschung und Versuche praktische Wege zu einer annehmbaren Lösung vorbereitet würden.

In Anbetracht des großen, in Wehranlagen zu investierenden Wertes, darf auch die Frage des Rostschutzes von Stahlwasserbauten nicht vergessen werden. Nach dem heutigen Stand verfügen wir zwar auf diesem Gebiet über eine große Anzahl hochwertiger Rohstoffe, doch ist die richtige Auswahl der bestgeeigneten unter ihnen, soweit sie für Unterwasseranstriche im besonderen in Frage kommen, immer noch nicht 100prozentig sichergestellt. Die bisher verwendeten Heißstoffe haben sich zwar insofern bewährt, als es gelungen ist, die Lebensdauer eines normalen Rostschutzanstriches auf 5—8 Jahre zu verlängern. Hingegen ist der Schutz gegen mechanische Beanspruchungen, wie solche leider bei Wasserbauten besonders im Winter unvermeidlich sind, nicht als ausreichend zu be-

trachten. Verfahren mit Oberflächenmetallisierung sind teilweise noch nicht voll entwickelt, teilweise verlangen auch sie einen zusätzlichen Schutz durch entsprechende Anstriche. Die hierfür aufzuwendenden Kosten sind unverhältnismäßig hoch. Neuerdings aufgetauchte Verfahren mit einer gummiähnlichen Anstrichmasse, wie besondere Emaillierungsverfahren, sind bei uns noch nicht eingeführt. Das in den USA. angeblich sehr bewährte „Flame-Priming“-Verfahren besteht in der Vorbehandlung der Metalloberfläche mit einer Hochtemperaturflamme. Die Flamme wird dabei mit hohem Druck und großer Geschwindigkeit gegen die Oberfläche gerichtet. Sie reinigt die Oberfläche und erwärmt deren äußerste Haut. Sofort nach der Flammbehandlung wird die Farbe mit Spritzdüsen aufgebracht. Durch die Wärme wird die Farbe molekular verändert und als Emaillierung an die Außenhaut nicht nur angeklebt, sondern angebacken. Nach Erhärtung wirkt sie als durchgehende homogene und stoßunempfindliche Emailleschicht. Ich könnte mir denken, daß auf diese Art ein in jeder Beziehung wirksamer und dauerhafter Schutz von Stahlwasserbauten, insbesondere in der Unterwasserzone, erreicht werden kann. Vorläufig bleiben wir jedoch auf die Weiterverwendung der bisher üblichen Rostschutzverfahren angewiesen, wobei immer wieder der kostenmäßige Aufwand für derartige Arbeiten mitbestimmend sein wird.

Abschließend noch einiges über die statische Berechnung von Stahlwasserbauten.

Die Kräfte, die das strömende Wasser ausübt, sind in vielen Fällen nicht berechenbar. Wohl gibt es Verfahren, auch hier auf theoretischem Wege vorzudringen, doch sind diese noch nicht so weit, daß sie als geeignete Werkzeuge des praktischen Wasserbaues angesehen werden können. Es ist zu schwer, die vielseitigen Bedingungen der Praxis alle in die Rechnung einzuführen. Hier muß die Technik des Modellversuches einsetzen und uns die richtigen Aufschlüsse liefern.

Davon unabhängig haben die zunehmende Entwicklung der Stahlwasserbauten und die wachsenden Abmessungen im letzten Jahrzehnt eine Verfeinerung und Vervollkommnung der statischen Berechnungen von Wehrkonstruktionen gebieterisch verlangt. Während man früher von der Überlegung ausging, daß die konstruktive Durchbildung mit Rücksicht auf Dichtung und Betriebsfähigkeit die einzig ausschlaggebenden Faktoren bei der Aufstellung des Entwurfes seien, hat man im Laufe der Zeit, vor allem mit den zunehmenden Abmessungen der Wehrverschlüsse immer mehr Wert darauf gelegt, neben der konstruktiven auch die statische Durchbildung der Konstruktion zu berücksichtigen. Die richtige statische Erfassung der Kraftwirkungen und der Deformationen des Tragwerkes ist vor allen Dingen auch bei mehrteiligen Verschlüssen notwendig, um Dichtigkeit und Betriebssicherheit zu gewährleisten. Bei den heute verwendeten Verschlüssenarten, Versenkwehre, Doppelschütz, Schütz mit Klappe usw. können sich durch eine falsche Erfassung des Spannungs- und Formänderungszustandes Mängel herausstellen, die zu Undichtigkeiten und Betriebsstörungen infolge Klemmungen führen.

Früher betrachtete man jedes Konstruktionsglied, wie Stauwandaussteifungen, Hauptträger, Querverbände, Endschotte für sich und nahm auf die Wechselwirkungen keine Rücksicht. So ergab sich als einfachster statischer Aufbau des Systems die Stauwand, die durch horizontale und vertikale Aussteifungen unterstützt wurde, die sich ihrerseits wiederum gegen die Hauptträger und Querschotte abstützen. Die Stauwandfelder wurden lediglich für den örtlichen Wasserdruck nach der Bachschen Formel berechnet. Dies ist eine empirische Formel, die vom Altmeister der Festigkeitslehre durch umfangreiche Versuche ermittelt wurde. Es liegt im Wesen einer solchen empirischen Formel, daß durch sie nicht der wirkliche Spannungszustand erfaßt wird, sondern daß sich lediglich ein

bestimmter Sicherheitsgrad gegenüber der Zerstörung bzw. Überschreiten der Streckgrenze oder unzulässiger Formänderungen ergibt. Die Aussteifungen wurden unter Mitwirkung einer gewissen, mittragenden Plattenbreite meistens als Balken auf zwei Stützen gerechnet, wobei eine etwaige Durchlaufwirkung außer Ansatz blieb, um auf der sicheren Seite zu sein. Desgleichen wurden die Hauptträger ganz für sich gerechnet, wobei für die an der Stauwand liegende Gurtung wiederum eine bestimmte Plattenbreite mitgerechnet wurde. Auf die Zusatzbeanspruchung des Stauwandbleches, die sich durch Mitwirkung der Stauwand in der Gesamtkonstruktion ergab, sowie auf das Beulen der Stauwand wurde keinerlei Rücksicht genommen. Die Sicherheit des gesamten Bauwerkes wurde dadurch aber nicht in Frage gestellt, da bei einer Überbeanspruchung und Deformation des Stauwandbleches dasselbe als Hängeblech bzw. als Membran wirkte, so daß tatsächlich ein solches Stauwandfeld als Konstruktionsglied für sich in Erscheinung trat.

Die genaueren Untersuchungen, die im Laufe der Jahre immer mehr vervollkommen wurden, zeigten jedoch, daß der tatsächlich vorhandene Spannungs- und Deformationszustand mit dieser Berechnungsweise nicht erfaßt werden kann. Die Methode verstößt vor allen Dingen gegen den heute als Grundforderung geltenden Satz: „Es muß in jedem Bauglied die gleiche Sicherheit herrschen.“ Demzufolge wird heute meistens die gesamte Konstruktion eines Wehrverschlußkörpers als einheitliches Tragwerk behandelt. Sofern die Stauwand nicht in der neutralen Zone des Tragwerkes liegt, wie es z. B. bei Sperrtoren oder Schleusentoren manchmal der Fall ist, wird die Stauwandquerschnittfläche als tragend zu der Gurtung gerechnet, mit der sie verbunden ist. Dadurch erhält die Stauwand Zug- oder Druckspannungen aus der Biegung des ganzen Tragwerkes. Die genaue Berechnung eines solchen Stauwandbleches nach der Elastizitätstheorie zeigt, daß die einzelnen Zonen des Bleches, je größeren Abstand sie von der Gurtung des Hauptträgers haben, um so weniger mittragen. Es tritt ein sogenannter Spannungsabfall ein, der jedoch bei den üblichen Abmessungen sich in engen Grenzen hält und in der Mitte des Tragwerkes, wo die größten Biegespannungen auftreten, den Wert von 4—5 % auch im ungünstigsten Fall nicht überschreiten dürfte. Entsprechend diesem Spannungsabfall tritt an der Hauptträgergurtung selbst eine Spannungsvergrößerung ein, die jedoch, da hier der ganze Gurtungsquerschnitt mitwirkt, wesentlich geringer ist als der Spannungsabfall in der Mitte zwischen den Gurtungen.

Diese Beanspruchung aus Hauptbiegung des Tragwerkes überlagert sich nunmehr mit der Beanspruchung des Stauwandfeldes aus Plattenbiegung. Die Plattenbiegungsspannungen werden nach der Elastizitätstheorie ermittelt, wobei das einzelne durchlaufende Stauwandfeld als eingespannte Platte betrachtet wird. Eine Berücksichtigung der freien Plattenränder, wie sie in den Randfeldern vorhanden sind, ist in ganz besonderen Fällen erforderlich. Um die Berechnung der Plattenfelder zu vereinfachen und trotzdem die Ergebnisse der genauen Plattentheorie nicht zu vernachlässigen, sind z. B. Berechnungsformeln vorgeschlagen worden, bei denen die Spannungen in einfacher Weise in Abhängigkeit von dem Verhältnis der Plattenbreite zur Plattenlänge abgeleitet sind. Genauere Berechnungen werden stets freigestellt.

Außer den Normalspannungen aus Hauptbiegung und den Biegespannungen aus Plattenbiegung kommen jeweils noch die Biegungsspannungen hinzu, die sich daraus ergeben, daß die die Stauwand aussteifenden Pfosten oder Riegel ebenfalls mit einer mittragenden Zone der Stauwand gerechnet werden, so daß sich hieraus zusätzliche Spannungen ergeben. Die nach den zwei Haupttrichtungen x und y vorhandenen Spannungen werden nach der sogenannten Gestaltänderungstheorie zusammengesetzt.

Die ermittelten Vergleichsspannungen werden der zulässigen Spannung gegenübergestellt. Während noch bis vor kurzer Zeit die zulässige Spannung auch für die größere Vergleichsspannung maßgebend war, ist in den neuen Berechnungsgrundlagen BE. der deutschen Bundesbahn der zulässige Wert der Vergleichsspannung um 25 % gegenüber dem einachsigen Spannungszustand erhöht.

Häufig werden die Stauwandaussteifungen nur in einer Richtung, z. B. waagrecht, angeordnet. In diesem Fall wirken in der x -Richtung nur die Normalspannungen aus Hauptbiegung und die Spannungen aus Riegelbiegung, während die Plattenspannungen aus lokalem Wasserdruck rechtwinklig dazu in der y -Richtung verlaufen. Das Plattenfeld geht dann in eine Platte von unendlicher Länge über, während die Breite gleich dem Abstand der Riegelaussteifungen ist. Man spricht in diesem Fall von einer Berechnung nach der Steifenmethode, d. h. man schneidet einen Bledstreifen senkrecht zu den aussteifenden Riegeln heraus und berechnet denselben als durchlaufenden Träger. Die Spitzen der negativen Momente können stets dann abgeschnitten werden, wenn als Riegelaussteifung ein Walzprofil, ein C - oder I -Träger verwendet wird.

Als zulässige Spannung werden im Stahlwasserbau für St 37 = 1200 und für St 52 = 1800 kg/cm² gewählt. In der Herabsetzung des zulässigen Spannungswertes gegenüber den in den BE. der Bundesbahn maßgebenden Werten ist berücksichtigt, daß außer dem statischen Wasserdruck noch dynamische Zusatzbelastungen sowie solche Einflüsse, die schlecht zu erfassen sind, berücksichtigt werden müssen. Für unregelmäßige Belastungen oder Ausnahmefälle sowie für Notverschlüsse, die nur zeitweise eingesetzt sind, wird die zulässige Spannung auf 1400 bzw. 2100 kg/cm² erhöht.

Für die Berechnung der Windwerke muß die größte Hubkraft ermittelt werden. Neben der größten Hubkraft muß auch der kleinste Wert der Zugkraft berechnet werden, um zu prüfen, ob der Verschlußkörper mit Sicherheit und für alle Betriebszustände in die Staulage eingefahren werden kann und einen ausreichenden Dichtungsdruck erzeugt. Für die größte Hubkraft sind einzusetzen: das Eigengewicht des Verschlußkörpers und der mit dem Verschlußkörper verbundenen Armaturen, ein Zuschlag für Vereisung, der nach den klimatischen Verhältnissen wechseln kann (für unser Gebiet = 15—25 %), die Dichtungsreibung sowie die Bewegungsreibung, die gleitende oder rollende Reibung aus der Bewegung des Verschlußkörpers und die Auftriebskräfte. Für die Senkbewegung werden die Dichtungsreibungen und Reibungen der Armaturen um 50 % erhöht, um mit Sicherheit den Verschluß in die Endstellung einfahren zu können und einen genügenden Schließdruck auf der Wehrsohle zu gewährleisten.

Für das Hubmittel und die Windwerksteile wird für den normalen Belastungsfall eine vierfache Sicherheit gefordert, für die Ausnahmefälle dreifache Sicherheit und für den Belastungsfall des Eigengewichtes allein eine fünf-fache Sicherheit.

Ich darf annehmen, mit den vorstehenden Ausführungen einen kleinen Einblick in den weitgehend auf Erfahrungen angewiesenen Stahlwasserbau gegeben zu haben. Zu gegebener Zeit wird in einem weiteren Aufsatz über gleiches auf dem Gebiet der Schleusenverschlüsse zu berichten sein. Das Ziel dieser Erörterungen wird erreicht, wenn es uns in gemeinsamer Arbeit und durch lebhaften Erfahrungsaustausch gelingt, durch beste Materialausnutzung, Verbesserung der Verbindungsmittel und Bauformen sowie durch Erweiterung der Erkenntnisse über das Kräftespiel im Tragwerk auch auf dem Gebiet des Stahlwasserbaues zu möglichst geringem Aufwand an Material und Bearbeitung und damit zu einfachen und zweckentsprechenden Konstruktionen mit langer Lebensdauer zu kommen.

Bemerkungen zu einer Spannbetonbrücke.

Von Baurat H. Meyer-Larssen, Bremen.

Die Brücke, die die Ortsteile nördlich der Wümme mit Bremen verbindet, wurde während des Krieges zerstört. Ihre vollständige Entfernung wurde notwendig, da die Wümme an dieser Stelle begradigt wurde und ein neues Bett erhielt. Der alte Überbau war durch einen Mittelpfeiler unterstützt worden. Eine Einschränkung des Durchflußprofils war jedoch unerwünscht. Außerdem hätte ein Mittelpfeiler im Bereich des alten Widerlagers gestanden, so daß mit Hindernissen gerechnet werden mußte. Es wurde daher ein Überbau von 33,12 m Spannweite ohne Zwischenpfeiler ausgeschrieben. Hierfür kam nur eine Spannbetonbrücke in Frage.

Der Ausschreibungsentwurf der Firma Wayss & Freytag A.G. beschränkte sich auf 2 Hauptträger ohne Querträger. Der Überbau ist, wie Abb. 1 zeigt, sehr leicht ge-

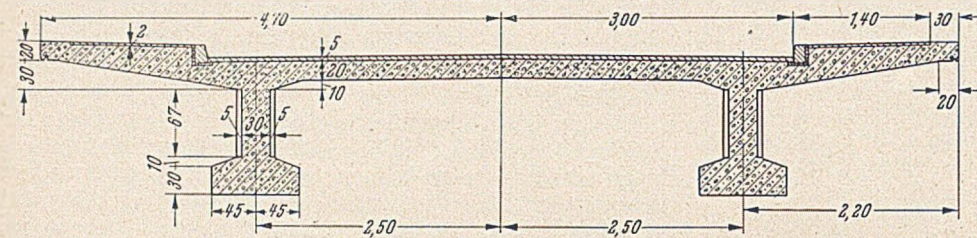


Abb. 1. Querschnitt in Brückenmitte.

halten. In 113 m³ Stahlbeton sind nur 5,1 t Spannstahl und 11,9 t Bewehrungsstahl enthalten.

Obwohl es sich um eine nicht klassifizierte Straße mit vorwiegend landwirtschaftlichem Verkehr handelt, war die Brückenkategorie 30 vorgeschrieben. Es muß mit Verkehr von schweren Löschwagen der Feuerwehr, von Baggern und anderen Schwerlasten gerechnet werden, die allerdings als Ausnahmelast angesehen werden können. Das Ange-

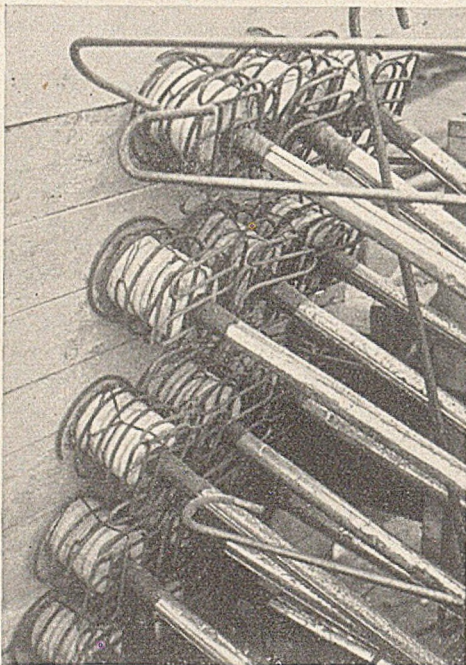


Abb. 2. Ankerkörper.

bot sah eine teilweise Vorspannung vor, blieb jedoch mit der Zugspannung innerhalb der Grenzen, die nach DIN 4227 (Z. 10. 11.) bei Häufung ungünstiger Lastfälle für volle Vorspannung zugelassen sind. Selbst bei einer Vollbelastung mit 12-t-Lastkraftwagen bleiben große Druckreserven. Praktisch ist demnach volle Vorspannung vorhanden. Die Einsparung an Vorspannstahl gegenüber der theoretisch vollen Vorspannung für die Brückenkategorie 30 ist nicht erheblich (etwa

10 %). Für jeden Hauptträger waren 39 Bündel von je 12 Rundeisen ϕ 5,3 mm angeordnet, die an der Baustelle um eine Spirale geführt und mit einem gefalzten Blechmantel umhüllt werden. Die Rundeisen St 165 mit 145 kg/m² Streckgrenze werden in Ringen geliefert und sind wegen ihrer Kerbempfindlichkeit gegen Rosten und Beschädigungen zu schützen.

Eine örtliche Prüfung des Stahles, etwa durch Schleifen auf „Funkenfreudigkeit“, Farbe und Form der Funken, war nicht notwendig. Nach der Formel $\sigma = E \cdot d/D$ kann aus dem Durchmesser D der Ringe und d des Rundeisens eine Spannung bis etwa 11 000 km/cm² errechnet werden. Das Vorspannen geschieht in Stufen von etwa 2 t/cm² nach einer Spannliste. Der Vergleich von Dehnung und Spannung ergibt eine weitere Sicherung gegen Übers-

schreiten der Streckgrenze und erlaubt einen Rückschluß auf die Stahlqualität, für die selbstverständlich ein Abnahmezeugnis vorlag.

Die Spirale wird an der Aufbiegung des Bündels beim Spannen durch die Ablenkkräfte q zusammengedrückt. Die gewölbte Abstützung verhindert die Querverformung.

Durch das Einführen von Rundeisen im Verpreßkanal kann dies kontrolliert werden. Hohe Spannungen ergeben sich auch beim Betreten des Bündels. Demnach ist es ratsam, die Spirale gleichmäßig und nicht zu stark ausziehen, bei 1,5 mm Stärke nicht mit mehr als 30 mm Ganghöhe.

Abb. 2 zeigt, wie die gefalzten Bündelröhren mit Isoliermanschetten an die Ankerkörper anschließen. Diese Körper werden durch die Schalung geführt und sind mit einer Rundstahlbewehrung umgeben. Sie bestehen aus hochwertigem Spezialbeton, der sich um eine enge Hartstahlschleife legt. Gegen diesen Ankerkörper stützt sich die Presse, die den Stahl vorspannt, dann den profilierten

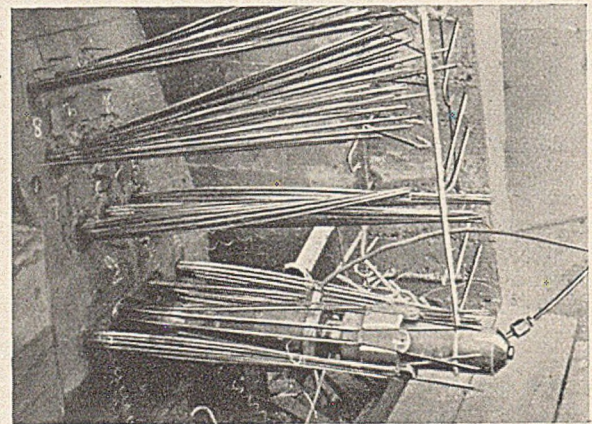


Abb. 3. Presse mit den verkeilten Spanndrahtenden.

Ankerkeil mit gleichem Druck zwischen die Rundeisen treibt und diese an die Hartstahlschleife des Ankerkörpers drückt. Abb. 3 zeigt die beiden Druckleitungen für das Vorspannen und für das Einpressen des Keiles, der in seiner Achse ein Röhrchen zum nachträglichen Auspressen der Bündel hat.

Der Verpreßmörtel aus hochwertigem Eisenportlandzement, Quarzsand 0,1 bis 0,5 mm und Wasser im Verhältnis 2:2:1 wird mit 6 atü eingepreßt. Eine Ermäßigung des Wassergehaltes führte zur Verstopfung. Der hohe Wasserzusatz gab Veranlassung zur Untersuchung von Probewürfeln mit 10 cm Kantenlänge. Die mittleren Druckfestig-

keiten des Mörtels betragen $W_{b28} = 442 \text{ kg/cm}^2$, $W_{b64} = 494 \text{ kg/cm}^2$, umgerechnet auf 20 cm Kantenlänge $W_{b28} = 384 \text{ kg/cm}^2$, $W_{b64} = 429 \text{ kg/cm}^2$, ein überraschend befriedigendes Ergebnis. Die Lagerung erfolgte 7 Tage unter Wasser, dann trocken. Naßgewicht und Gewicht bei der 28-Tage-Prüfung waren nahezu gleich. Nach 64 Tagen waren die Würfel um 5,5 % leichter. Es mußte also noch viel freies Wasser in den Poren der alten Würfel vorhanden gewesen sein. Der Festigkeitsanstieg um 12 % ist unter diesen Umständen zufriedenstellend.

Der Umfang der statischen Berechnung erweckt den Wunsch nach Vereinfachung und nach einer Übersicht des Spannungsverlaufs. Es wurden 6 Schnitte des Hauptträgers untersucht. Die Trägheitsmomente wurden entsprechend den Lastfällen für Beton allein, ohne und mit Verbund, für die beiden Kriechgrenzen mit großer Genauigkeit ermittelt, die unnötig wäre, wenn — wie im Stahlbau üblich — zunächst die Achslage bestimmt wird und die Trägheitsmomente unmittelbar hierauf bezogen werden. Im Stahlbau vernachlässigt man auf Grund von Versuchen die Schwankungen der Achslage bei einseitiger Nietschwächung des Querschnitts. Auch im Spannbeton ist

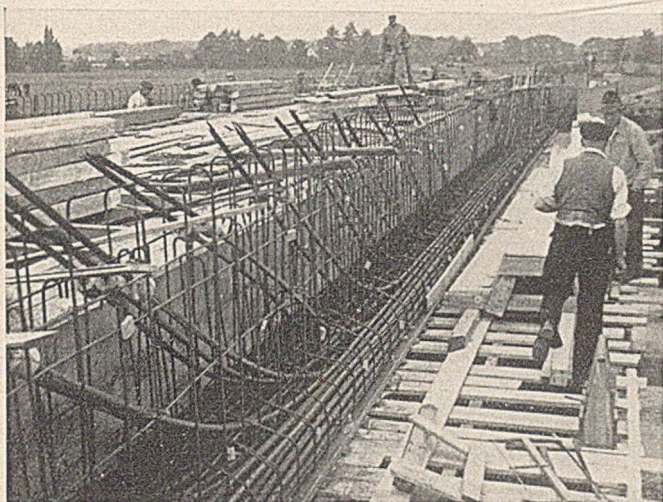


Abb. 4. Spannbündel vor dem Zuschalen.

beim Trägheitsmoment die Differenz unerheblich. Die Krümmung der Spannungs-Dehnungskurve, die Unsicherheit des E -Moduls sollten bei Stahlbetonbau eine gleiche Vernachlässigung rechtfertigen. Abb. 4 zeigt die Bewehrung an der Baustelle und die Lage der Aufbiegungen. Der erforderliche Grad der Genauigkeit der Bündellage ergibt sich aus folgenden Überlegungen:

Bei einem gedrückten Balken liegt es nahe, wie beim Gewölbe die Lage der Stützlinie zu bestimmen und sich für die Ermittlung der Randspannungen der Kernmomente zu bedienen. Erschwert wird dieser Weg dadurch, daß jedem Belastungszustand ein anderes Widerstandsmoment mit anderer Achslage zugeordnet ist. Nahezu konstant ist die obere Kernlinie, für die untere Kernlinie ergeben sich größere Unterschiede. Im vorliegenden Fall genügt es, die beiden Extremlagen der Stützlinie zu zeichnen (Abb. 5). Die obere Lage ergibt sich aus der vollen Gebrauchslast mit Kriechen und Schwinden. Sie zeigt den Zugbereich der überdrückten Zugzone. Die kleinen Abweichungen vor und hinter den Anker der aufgebogenen Bündel sind vernachlässigt. Die Ankerkörper liegen in Höhe der oberen Kernlinie, so daß ihr Druck kein Kernmoment erzeugt. Bei der unteren Stützlinie führt dieser Einfluß zu Sprüngen, die mit abnehmenden Lastmomenten zum Auflager hin stärker werden. Bei Punkt 1 tritt die Stützlinie aus dem Kern und erzeugt Zugspannungen in der Druckzone. Da die Druckkraft zum Auflager hin stark abnimmt, gibt ihre Lage allein noch keine Auskunft über die Größe der Spannungen. In Abb. 6 werden daher die Lastmomente den

Kernmomenten aus Vorspannung als eine Art Momentendeckungslinie gegenübergestellt. Die Linie 1 ist für Eigengewicht ohne Fahrbahnlast, die Linie 2 für Vollast gezeichnet. Die Linien I bis IV sind die Kernmomente der Vorspannung, und zwar I und II bezogen auf den unteren Kernabstand, III und IV auf den oberen. Der Abstand von I und II oder von III und IV kennzeichnet den Spannungs-

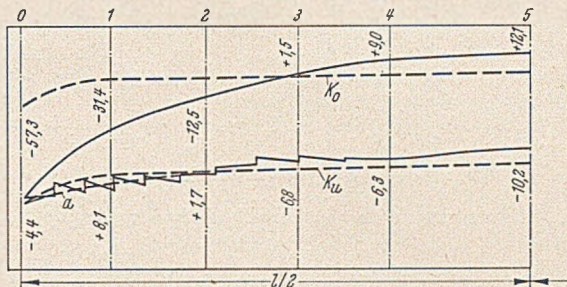


Abb. 5. Extremlagen der Stützlinie.

verlust aus Kriechen und Schwinden. Um die Randspannungen zu erhalten, sind die Abstände zur Linie 1 durch W_1 , das Widerstandsmoment ohne Verbund, die Abstände zur Linie 2 durch W_2 mit Verbund zu teilen. Die Abstände zu I und II ergeben die oberen Randspannungen, $\max \sigma_0$ und $\min \sigma_0$ sind ihre Grenzwerte, die Abstände zu III und IV die unteren Randspannungen. Die Zugspannungsbereiche sind schraffiert. Der sprunghafte Verlauf der Linien I und II ist angedeutet. Er ist für die Zugspannungen der Druckzone nur von theoretischer Bedeutung, da die örtlich eingeleiteten Ankerkräfte allmählich ausstrahlen.

Einer Höhendifferenz der Lage der Vorspannbündel von 1 cm entspricht eine Spannungsdifferenz von etwa 2 kg/cm^2 in den Randfasern. Abb. 6 macht deutlich, daß eine derartige Differenz belanglos ist. Die Differenz von 1 cm entspricht 0,6 % der Trägerhöhe. Bei Traggliedern geringerer Höhe, etwa bei quer vorgespannten Platten, ist offensichtlich große Genauigkeit erforderlich, da die Spannungen aus der Differenz zweier Belastungszustände resultieren. Bei Abb. 6 sind nur die Kernmomente der Vorspannung berücksichtigt. Aber auch aus der Berechnung nach Stadium I muß man die Forderung nach größerer Genauigkeit beim Verlegen der Stahleinlagen folgern. Für den Anteil aus Verbund ist die Stahlspannung linear abhängig vom Achsabstand der Bewehrung, der Anteil des Stahles an der

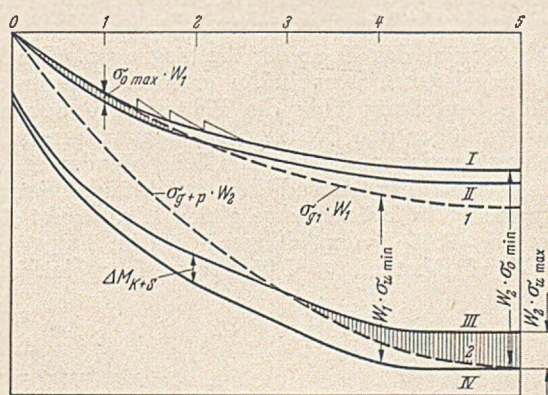


Abb. 6. Momentendeckung durch Vorspannung.

Momentenaufnahme ist demnach etwa vom Quadrat dieses Abstandes abhängig, während bei Stadium II annähernd eine lineare Abhängigkeit besteht.

Eine Darstellung nach Abb. 6 gibt dem Prüfer, der in den Methoden der Spannbetonberechnung nicht spezialisiert ist, eine einfache Übersicht. Damit soll eine genaue Berechnung nicht ersetzt werden, die zur Ermittlung der Hauptspannungen ohnehin nötig wird. Vielleicht ließe sich eine Beschränkung auf die Schnitte 0,1 und 5 rechtfertigen, also auf den Auflagerschnitt, die Balkenmitte, und auf den Schnitt in 0,1l. Etwa in diesem Schnitt wirkt die obere

Platte nahezu voll mit, die Hauptspannungen werden am größten.

Bei der Ermittlung der erforderlichen Bügel ist zu untersuchen, welche Kraft die aufgebogenen Spannbündel aufnehmen. Wie Abb. 4 zeigt, folgen die Aufbiegungen vorwiegend der Seillinie. Bei der Parabelform würden im Krafteck die Ablenkkräfte einen Kreisbogen beschreiben

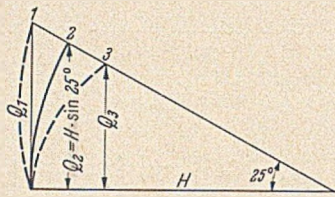


Abb. 7. Schwankungen der Spannkraft in den Aufbiegungen durch Reibung und Keilschlupf.

(Linie 2 in Abb. 7). Zum Ausgleich der Reibung in der Krümmung wird die Vorspannkraft erhöht, so daß die Linie 1 gilt. Durch den Keilschlupf wechselt bei der vorliegenden Aufbiegelänge die Reibung jedoch das Vorzeichen, so daß sich die Linie 3 einstellt. Wird die Reibung überwunden, dann nähert sich der Zustand wieder der

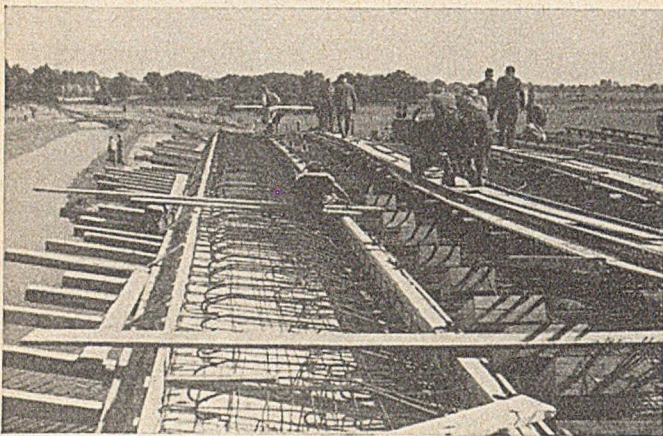


Abb. 8. Betonieren.

Linie 2. Bei dieser Unsicherheit der Annahmen erscheint es gerechtfertigt, die Bügelbewehrung im Schnitt $0,1l$ zu ermitteln und nach konstruktiven Regeln unter Berücksichtigung der Aufbiegungen abzustufen.

Abb. 8 zeigt das Ende der Aufbiegungen. Die hohen örtlich eingeleiteten Spannkraften ergeben ebenso wie die ungleiche Verteilung über die Plattenbreite Spannungserhöhungen über den Stegen. Die Spannungen aus der Einleitung der Spannkraften an den Brückenenden errechnen sich nach der Theorie unendlich hoher Wände. Setzt man die Spannung in Brückenachse gleich 1, so ergibt sich im Abstande $x=0,05 \cdot l$ vom Auflager über dem Steg $\sigma=1,543$, in $x=0,1 \cdot l$ Abstand $\sigma=1,058$, also fast gleichmäßige

Spannungsverteilung über die Plattenbreite. Der Spannungszuwachs in der Längsrichtung verläuft etwa parabelförmig. Aus der Airyschen Spannungsfunktion wurde die Gleichung entwickelt:

$$\sigma = \sum_{n=1}^{\infty} [(2 \operatorname{Cosh} \alpha_n - \alpha_n \operatorname{Sinh} \alpha_n) \operatorname{Cosh} \alpha_n + \alpha_n \operatorname{Cosh} \alpha_n \operatorname{Sinh} \alpha_n] \cdot \frac{2 \operatorname{Cosh} \left(n \cdot \pi \frac{l-x}{l} \right)}{\operatorname{Sinh} 2 \alpha_n + 2 \alpha_n} \quad \text{mit } \alpha_n = n \cdot \pi \cdot b / 2l,$$

wobei b den Stegabstand, l die Stützweite bedeutet. Hieraus errechnet sich für

$$\begin{aligned} x &= 0,05 \cdot l, & \sigma &= 1,248; & x &= 0,1 \cdot l, & \sigma &= 1,167; \\ x &= 0,5 \cdot l, & \sigma &= 1,045. \end{aligned}$$

Die Verteilung über den Plattenquerschnitt ist also im Bereich der großen Druckspannungen recht gut. Bei $x=0,1 \cdot l$ ist die Spannungsverteilung noch ungleichmäßig, doch ist dies kein Nachteil. Die Kernlinien werden dadurch nach unten gezogen. In Abb. 5 zeigt die gestrichelte Linie a für diesen Fall, daß die Zugspannungen im Druckgurt verschwinden. Die Druckspannungen in der überdrückten Zugzone, Abstand der Linien I und IV in Abb. 6, bleiben auch bei Verkleinerung des Widerstandsmomentes geringer als $\min \sigma_u$.

Der Schubspannungsverlauf ist bei dieser Berechnung den äußeren Querkraften nicht proportional, sondern wird von $x=0$ bis $x=0,2 \cdot l$ nahezu konstant, entspricht also

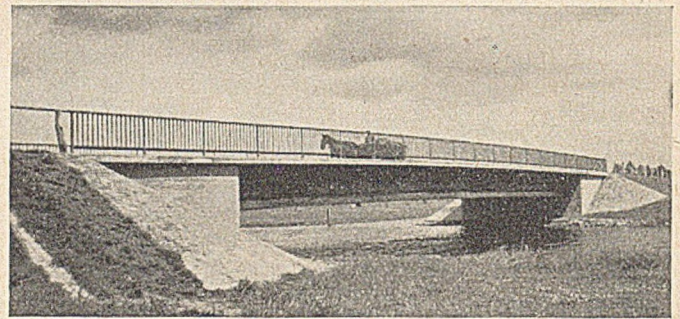


Abb. 9. Nach der Verkehrsübergabe.

etwa den tatsächlichen Verhältnissen, da sich hier die Aufbiegungen häufen, deren Spanndrücke den äußeren Querkraften entgegenwirken.

Der Überbau wurde im Sommer 1952 betoniert. Die Aufbiegung beim Vorspannen betrug 29 mm am fertig vorgespannten Träger und 28 mm am Träger, an dem noch ein Bündel fehlte. Die rechnerische Aufbiegung war 29 mm. Diese Übereinstimmung ist sicherlich von Zufällen abhängig, aber als letzte Probe doch recht befriedigend. Erst nach Ablauf des Hochwassers wurden im Frühjahr 1953 die Rampen hergestellt und die Brücke dem Verkehr übergeben.

(Fotos: Bildarchiv des Amtes für Straßen- und Brückenbau Bremen.)

Kurze Technische Berichte.

Die Glen-Affric-Kraftwerksgruppe in Nordschottland.

In Nordschottland wurde in den Grafschaften Inverness, Ross und Cromarty, etwa 300 km nördlich von Glasgow, vor kurzem eine Wasserkraftwerksgruppe fertiggestellt, die eine Leistung von etwa 70 800 kW und eine mittlere Jahresarbeit von 236 Mio. kWh bei 3300 Benutzungsstunden aufweist. Der Loch Mullardoch wird durch eine Staumauer an seinem Abfluß Cannich zu einem See mit einem Nutzinhalt von 194 hm³ aufgestaut (Abb. 1). Ein Stollen verbindet diesen See mit der Talsperre Loch Beinn o'Mheadhoin mit dem Abfluß Affric. Etwa 4 km flußab von dieser Staustelle befindet sich das Kraftwerk Fasnakyle, das durch einen Stollen mit der Talsperre verbunden ist. Das Wasser wird nachher in den Glassfluß zurück-

geleitet, der in die Nordsee mündet. Die mittlere jährliche Regenhöhe in den Einzugsgebieten der beiden Talsperren beträgt 2500 mm. Durch diese große Regenhöhe ergibt sich die verhältnismäßig bedeutende Leistung der Anlagen.

Die Staumauer Mullardoch (Abb. 2) ist eine Betongewichtsmauer von 43,4 m größter Höhe. Sie besteht im Grundriß aus zwei etwa gleich großen Teilen von 730 m Gesamtlänge, die unter einem Winkel von 104° gegeneinander stoßen. Sie hat eine Überfalllänge von 96 m ohne Verschlüsse bei einer Überfallhöhe von 1,2 m und führt damit ein HHQ von 540 m³/s ab. Bei einem Einzugsgebiet von 130 km² bedeutet das eine Spende HHQ von 4150 sl/km². Die Überfallkrone liegt auf + 249,3 m NN. Ein Grundabfluß von 1,83 m ϕ , versehen mit einem Johnson-Ventil an seinem unterwasserseitigen Ende, und ein Notausfluß von demselben Durchmesser sorgen für die Ent-

leerung der Talsperre. Ein Umlauf von 15 cm Φ führt das im Fluß verbleibende Wasser von i. M. 20 sl ab. Die Mauer ist auf gesundem Schiefer gegründet, der unter einer dünnen Torf- und Moränenschicht von einer kleinsten Stärke von 1,2 m freigelegt wurde. In einem Herdmauerschlitz von 1,8 bis 3,6 m Tiefe und 1,5 m Grundbreite wurden in Löcher von 6,1 m Tiefe in 0,9 m Entfernung voneinander Zementeinpressungen unter einem Druck von 3 bis 7 kg/cm² vorgenommen. An zwei Stellen mit sehr schlechtem Felsen wurden diese Einpressungen

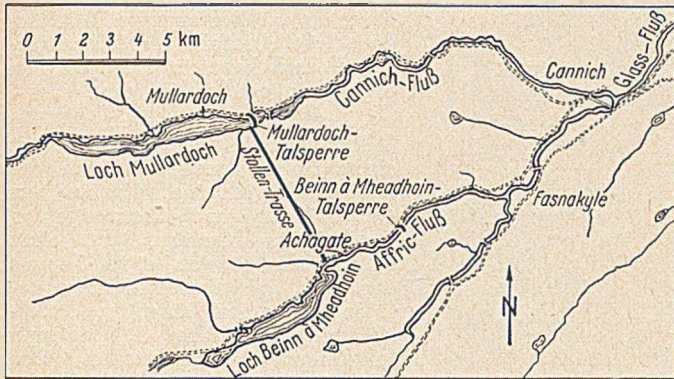


Abb. 1. Lageplan der Kraftwerksgruppe an den Flüssen Cannich und Affric.

mit einem Druck von 7 kg/cm² bis zu einer Tiefe von 12,2 m zwischen den weniger tiefen Bohrlöchern ausgeführt. Gegen einen zu großen Auftrieb ist unterwasserseitig der Herdmauer eine Drainage aus Steinpackung hergestellt worden, von wo aus Druckentlastungsrohre von 75 mm Φ in die Entwässerungsrinne des Besichtigungsstollens münden.

Die Arbeiten an der Mauer begannen 1947. Der Beton wurde mittels Rüttlern in Schichten von 1,2 m Höhe zwischen Kletterschalung aus Holz eingebracht. Die Blocklänge betrug 13,7 m und zwischen den Blöcken wurde eine Dichtung aus 3,2 mm starkem Kupferblech eingebracht. Die Zuschlagstoffe waren bis 65 mm groß. Der Beton des Mauerinnern enthält 225 kg Zement/m³, der Vorsatzbeton etwa 320 kg Zement/m³. Um die Temperaturerhöhung beim Abbinden des Betons ungefähr 38° C nicht überschreiten zu lassen, wurde zuerst ein Spezialzement mit mäßiger Wärmeentwicklung angewendet. Später wurde er der Kostenersparnis wegen durch gewöhnlichen Portlandzement ersetzt, wobei die Schichten nicht so schnell

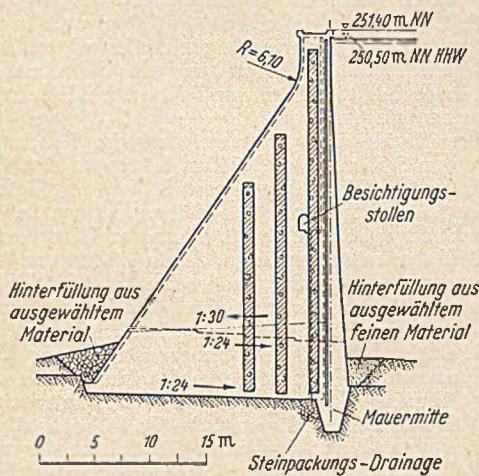


Abb. 2. Talsperre Mullardoch. Querschnitt.

nacheinander eingebracht wurden. Ein Betonlaboratorium beaufsichtigte auf der Baustelle sorgfältig die Betonherstellung. Die groben Zuschlagstoffe kamen aus einem 1,2 km unterhalb der Baustelle gelegenen Steinbruch, der Sand dagegen aus Ablagerungen oberhalb. Nach dem Brechen, Sieben und Waschen kamen die Zuschlagstoffe mit einer Seilbahn zu der in der Nähe der Baustelle gelegenen Mischanlage. Die Seilbahn für den Schotter hatte eine Leistungsfähigkeit von 75 t/h und für den Sand von 40 t/h. Von dem am Ende der Seilbahn befindlichen Vorratshaufen wurden sie durch Förderbänder zur Mischanlage gebracht. Die groben Zuschlagstoffe wurden nach Raummaß zugegeben, Sand und Zement dagegen nach Gewicht. Drei Mischer von je 3/4 m³ Inhalt leisteten 57 m³/h. Der Beton wurde

von diesen Mixern in Kübel entleert, die auf Plattformwagen mit Dieselloks auf einer Brücke unterstromseitig der Mauer in die Nähe der Einbaustelle gefördert wurden. Die Kübel wurden dort von Derricks gefaßt und an der Verwendungsstelle entleert. Ungefähr 86 500 m³ Felsausbruch wurden für den Bau der Staumauer bewältigt und 237 000 m³ Beton erstellt. In der Woche wurden i. M. über 3850 m³ Beton eingebaut.

Der Seespiegel des Loch Mullardoch wurde um 34,5 m gehoben. Das Absenziel (+ 221,8 m NN) liegt 27,5 m unter der Wehrkrone. Der See hat eine größte Oberfläche von 980 ha. Der Wasserspiegel der Talsperre Beinn o'Mheadhoin schwankt dagegen nur von 225,3 m NN bis 221,8 m NN. Zwischen den Talsperren wurde ein Stollen gebaut, der in einer kleinen Kraftanlage von 2400 kW die geringe Fallhöhe zwischen beiden ausnutzt.

Der Verbindungsstollen ist 5,25 km lang und hat einen Hufeisenquerschnitt von der Größenordnung eines Kreises von 4,8 m Φ . Das Gefälle beträgt 90 cm. Er führt durch zähen Glimmerschiefer mit Einlagen von Pegmatiten verschiedener Größe. Der Stollen wurde nur von den beiden Portalen an den Talsperren aus vorgetrieben, da das Gelände die Anlage von Fensterstollen dazwischen unmöglich machte. An den Portalen waren je 3 Kompressoren von 24 m³ Luftansaugeleistung je min bei 7 kg/cm² Überdruck aufgestellt. Von jedem Portal ging eine Hauptluftleitung von 15 cm Φ durch den Stollen, von der Leitungen von 5 cm Φ zum Bohrwagen abgingen. Es wurde ohne Vortriebsstollen ausgebrochen. Die Bohrlöcher von 32 mm Φ wurden rd. 2,75 m tief gebohrt und der mittlere Bohrfortschritt betrug rd. 17 m/Woche. Der Stollen wurde mit Ausnahme von zwei Stellen mit schlechtem Felsen ohne

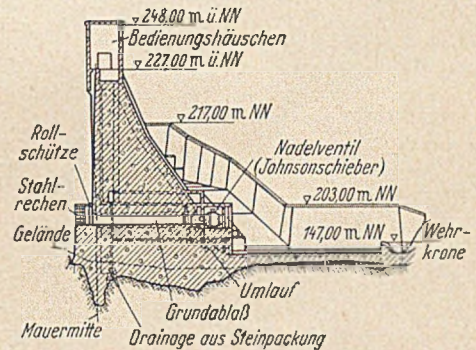


Abb. 3. Beinn o'Mheadhoin. Querschnitt.

Verkleidung gelassen. Der Einlaß am Loch Mullardoch und der an der Talsperre Beinn o'Mheadhoin sind mit Rechen und Verschlüssen ausgerüstet, die es gestatten, den Stollen ohne Entleerung der Talsperren zu kontrollieren. Zur Entleerung des Stollens dient am Auslaß ein Pumpwerk mit 4 Tauchpumpen von je 125 sl Leistung.

Die Staumauer Beinn o'Mheadhoin (Abb. 3) ist eine Betongewichtsmauer von 38 m größter Höhe. Sie ist 178 m lang und im Grundriß geradlinig. Die Überfalllänge beträgt 139 m und sie führt bei einer Höhe von 1,27 m ein HHQ. von 390 m³/s ab. Bei einer Einzugsgebietsgröße von 188 km² bedeutet das eine Spende von HHQ = 2080 sl/km². Die Überfallkrone befindet sich auf + 224,0 m NN. Ein 2,45 m breiter Weg führt im Gegensatz zu Mullardoch über die ganze Staumauer hinweg. Ein Grundablaß von 1,83 m Φ , versehen mit einem Rollschütz an der Wasserseite und einem Johnson-Ventil an der Luftseite, dient zur Entleerung der Talsperre. Ein Umlauf von 46 cm Φ ist zur Abgabe der im Fluß verbleibenden Wassermenge von i. M. 235 sl vorhanden.

Die Bauausführung wurde im allgemeinen wie bei Mullardoch gehandhabt. Die Blocklänge betrug 6,1 bis 15,5 m. Teilweise wurde Portlandzement verwendet, zum Teil auch Zement niedriger Abbindewärmeentwicklung. Beim Portlandzement mußte man 4 bis 5 Stunden, beim anderen 6 bis 24 Stunden warten bis zur Behandlung der Oberfläche mit einem Druckwasserstrahl, solange bis die Zuschlagstoffe frei von Zement hervortraten. Zuerst wurde dann eine 1 1/4 cm starke Lage Zementmörtel vor dem Einbringen des Betons aufgebracht. Bis jetzt wurden an der ganzen Mauer noch keinerlei Wasser- austritte festgestellt.

Die Dichtung des Untergrundes wurde besonders sorgfältig ausgeführt. Wegen schlechtem und verwittertem Felsen wurden im Herdmauerschlitz in 3 m Abstand 1,5 bis 3,0 m tiefe Bohrlöcher mit einem Druck von anfangs nur 0,7 kg/cm² ausgepreßt. Danach wurden nach Verfüllen des Herdmauerschlitzes mit Beton Bohrlöcher von 15 m Tiefe im Abstand von 3,0 m

mit einem Druck von 3,8 bis 5,3 kg/cm² verpreßt. Ein drittes Mal wurden Löcher von 30 m Tiefe im Flußbett und in einer besonders schlechten Zone mit Drücken bis 8,5 kg/cm² behandelt. Das Staubecken hat einen Nutzinhalt von 28 hm³ und eine größte Oberfläche von 410 ha.

Der Stollen nach Fasnakyle (Abb. 4) geht etwas oberhalb der Staumauer aus dem Becken ab. Er ist mit Grob- und Feinrechen versehen. Der Grobrechen ist 24,5 m hoch und 6,4 m

breit. Er ist durch 114/19 mm starke Stäbe mit einer Spaltweite von 130 mm geschützt. Dahinter ist ein Feinrechen von 23,0/6,1 m angeordnet. Er besteht aus 8,9/13 mm starken Stäben mit einer Spaltweite von 38 mm. Beide Rechen sind mit einer Reinigungsmaschine versehen. Die Maschine kann mit einer Geschwindigkeit von 3 m/min. hochgezogen werden. Unterwasserseitig an die Rechen schließt ein Walzenverschluß von 3,65 m Breite und 4,55 m Höhe an. Die Bedienung geschieht unter einem Wasserdruck von 22 m. Die Auslaßschütze, die sich direkt oberhalb der Bedienungsschütze befindet, ist ebenfalls ein Walzenverschluß und kann in der Zeit von 3,65 m/min geöffnet werden.

Der Stollen geringen Drucks (Abb. 5) von 3,75 km Länge ist mit einem Hufeisenquerschnitt von der Größenordnung eines Kreises von 4,42 m ϕ für eine Wassermenge von $Q = 52,5 \text{ m}^3/\text{s}$ bemessen, was einer Geschwindigkeit von etwa 3,4 m/s entspricht. Zwei Fensterstellen in Einzelstrecken die ganze Länge in Einzelstrecken von 1,63 km, 1,32 km und 0,80 km mit 5 Angriffsstellen. Das fahrbare Schalgerüst aus Stahl zur Herstellung der 13 cm starken Beton-

verkleidung hatte 26 m Länge. Der Niederdruckstollen endet am Wasserschloßschat. Dieser ist 45,8 m tief bei 13,7 m ϕ . Die Verkleidung wurde innerhalb von Holzschalung in 1,2 m hohen Schichten eingebracht. Der Schacht ermöglicht ein Heben und Senken des Wasserspiegels um 16,8 m.

Ein Hochdruckschacht von 104 m Höhe verbindet das untere Ende des Wasserschloßschachtes mit dem Hochdruckstollen, der bis zur Dreiteilung der Rohrleitung 1370 m lang ist. Der Hochdruckstollen hat einen kreisförmigen Querschnitt von 4,42 m ϕ . Er wurde von dem Dreiteilungspunkt aus vortrieben. Er ist mit einem Schalgerüst aus Stahl von 18,3 m Länge in einer Mindeststärke von 25 cm Beton verkleidet worden. Die Verkleidung wurde mit einem Druck von 21 kg/cm² hinterpreßt. Acht Stahlrohre von 30 cm Länge und 64 mm ϕ wurden zu diesem Zweck in einem Längsabstand von 1,5 m einbetoniert. Der Beton wurde mit einem größten Zuschlagstoffkorn von 38 mm eingebracht.

Die mittlere Vortriebsgeschwindigkeit der Stollen betrug 26,7 m/Woche und die größte 40 m/Woche. Ausbetoniert wurden in der Woche im Mittel 76 m, maximal 130 m. An Felsausbruch waren beim Niederdruckstollen 68 500 m³, beim Wasserschloß und Hochdruckschacht 15 000 m³ und beim Hochdruckstollen 44 500 m³ zu bewältigen, während an Beton für den Niederdruckstollen 11 800 m³, für das Wasserschloß und den Hochdruckschacht 11 400 m³ und für den Hochdruckstollen 16 000 m³ einzubringen waren.

Von der Dreiteilung verlaufen drei im Felsen verlegte Druckrohre von 2,54 m ϕ und 246 m Länge zu den Turbinen. Die Rohre wurden in Längen von 2,75 m angeliefert. Die Wandstärke betrug 29 mm. Die Längsnaht wurde genietet, die Quernaht dagegen geschweißt. Nach der Wasserdruckprobe wurden die Rohre mit Pumpbeton, der in Löcher von 38 mm ϕ in der Wandung eingepreßt wurde, umhüllt. Die Rohre wurden mit einer 0,075 mm starken Zink- und danach mit einer ebenso starken Aluminiumschicht gespritzt. Später wurden die Rohre mit einem dreimaligen Bitumenanstrich versehen.

Das Kraftwerk Fasnakyle am Affric enthält drei vertikalachsige Francisturbinen von je 33 000 PS unter einer Fallhöhe von 150 m. Die größte statische Fallhöhe beträgt 160 m. Die Umdrehungszahl ist 375 U/min. Die Schirmgeneratoren erzeugen 68 400 kW. Die nächste Bahnstation ist 32 km von Fasnakyle entfernt und von da mußten alle Einzelteile der Turbinen mit LKW. herangeschafft werden. [Nach Engineering 174 (1952) S. 457, 489 u. 553.]

Dr.-Ing. Fritz Orth, Berlin.

Neue Mole für gemischte Güter im Hafen von Dakar.

Im Bauingenieur 22 (1941) S. 211 und im Bauingenieur 26 (1951) S. 283 erschienen kurze technische Berichte über den Hafen von Dakar, auf die zur Ergänzung des vorliegenden Berichtes verwiesen wird. Da in der Zwischenzeit Ergänzungen und Verbesserungen der Hafenanlagen vorgenommen oder geplant sind, wird als Abb. 1 ein Plan vom September 1952 gebracht, aus dem die Erweiterungen und veränderten Hafenan-

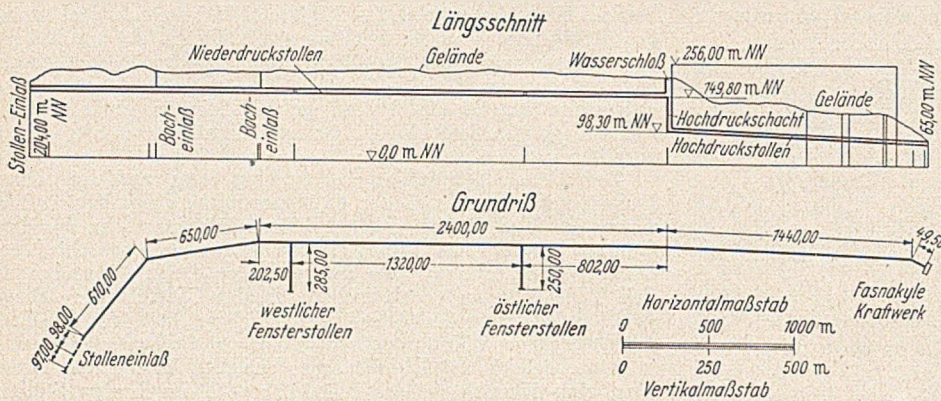


Abb. 4. Längsschnitt und Grundriß der Stollenanlage von Beinn o'Mheadhoin nach Fasnakyle.

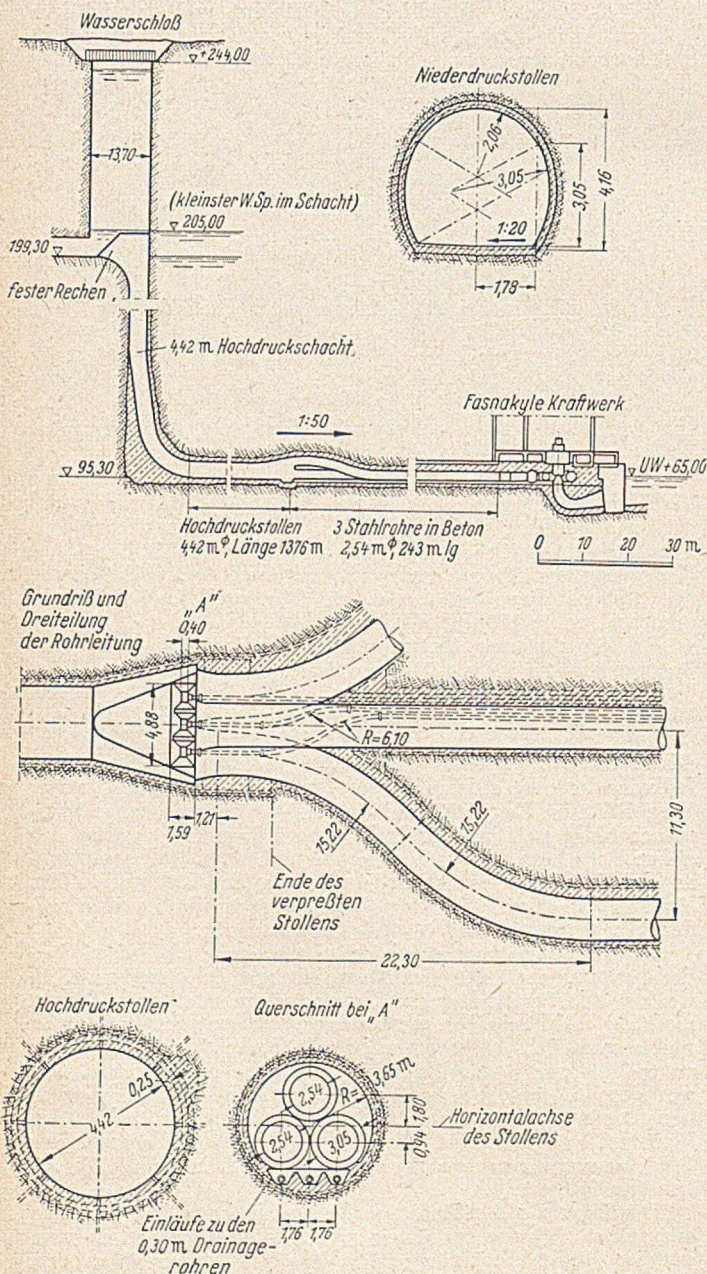


Abb. 5. Einzelheiten des Wasserschloßes, Stollenquerschnitte und Dreiteilung der Rohrleitung.

tiefen zu ersehen sind. Die Flächen ohne Tiefenangaben wurden bislang noch nicht durch Baggerungen vertieft. Sie bleiben vorerst in ihrem ursprünglichen Zustand. Die gestrichelten Flächen werden für geplante Anlagen vorgesehen.

Seitdem 1947 der Bau der neuen Mole 1 beschlossen wurde, ist der Verkehr im Hafen — sowohl im Eingang als auch im Ausgang — stark gestiegen. Für die Absicht, die Mole 1 auszubauen, waren nicht allein die Wirtschaftlichkeit und der Zeitgewinn für die abzufertigenden Schiffe ausschlaggebend, sondern auch das Bestreben, dem Wettbewerb mit den kana-

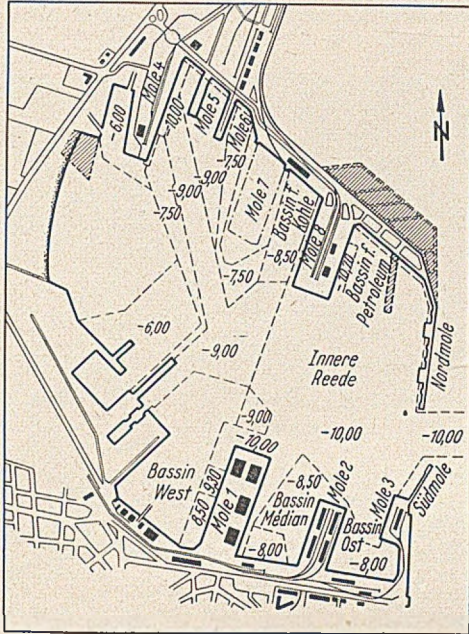


Abb. 1. Plan des Hafens von Dakar vom September 1952 mit den Wassertiefen.

rischen und kapverdischen Inseln zu begegnen. Der Entschluß wurde in einer Zeit gefaßt, als man in den Häfen aller Länder über den langen Aufenthalt der Schiffe Klage führte, der eine Folge der Überfüllung der Schuppen und Speicher war. Wenn dieser Gesichtspunkt schon in den europäischen Häfen augenfällig war, so um so mehr in den neu erschlossenen Ländern, wie Südamerika, Afrika und Australien. Es fehlt wohl nicht an Liegeplätzen, aber die Abfertigung läßt zu wünschen übrig. Die Schiffe sollen ohne Unterbrechung ent- und beladen werden können, ohne daß man durch Güter, die andere Schiffe gebracht haben und die noch auf den Kais oder Schuppen lagern und diese verstopfen, behindert ist.

Die für gemischte Güter bestimmte Mole 1 liegt im Südteil des Hafengebiets von Dakar, und zwar im ältesten Teil des Handelshafens in der Nähe der Speicher für die Ein- und Ausfuhr Güter. Im Nordteil des Hafens werden hauptsächlich Erdnüsse, Kohlen, Phosphate und Treibstoffe abgefertigt. Die Zufahrt nach der Mole 1 ist ebenso günstig wie nach den anderen Molen im Süden des Hafens. Das Heranbringen der Schiffe an die Kais läßt sich fast immer ohne Schlepperhilfe bewerkstelligen, mit Ausnahme der Schiffe, die am Querkai der Mole 1 ihren Liegeplatz erhalten, weil dieser Kai quer zur Haupttrichtung der Winde aus Norden liegt. Die innere Reede ist sehr geräumig; sie hat einen Durchmesser von 800 m und eine Tiefe von 10 m. Das östlich von der Mole liegende Becken, das Médian-Bassin, hat eine Tiefe von 8,5 m, und nur eine dreieckige Fläche unmittelbar am Kai ist 10 m tief. Im Westbecken bleibt die Tiefe vorerst auf ein geringeres Maß beschränkt; doch im vorderen Teil sind 10 m vorhanden. Schiffe mit Ladungen von 10 000 t bevorzugen die Liegeplätze an der Mole 1. Diese Schiffe haben eine Länge von 130 bis 140 m und einen Tiefgang von 8,5—9 m. Für die Plätze sind Uferlängen von mindestens 150 m vorgesehen. Daraus ergeben sich 7 Liegeplätze, 3 an jedem Längsufer und einer am Querkai. Man will jährlich 700 000 t löschen können; das ergibt einen Umschlag von 930 t auf den lfdm. Die zu treffende schwerwiegendste Entscheidung war die Aufteilung der Kaifläche nach Plätzen für den reinen Umschlag und nach Bauwerken für die Lagerung. Die Schuppen müssen nahe am Kai stehen und imstande sein, die Gesamtladung großer Schiffe in der Länge des Fahrzeugs aufzunehmen. Die Bauwerke für die Lagerung — es sind Stockwerkschuppen — sind

hinter den Umschlagflächen anzuordnen. Festzustellen ist in Dakar, daß Warenstapel, für die es sich nicht lohnt, sie in den Stockwerkschuppen zu lagern, mit einer Plane im Freien zugedeckt werden. Es sind für sie also nur überdeckte Plätze vorgesehen, um sie gegen Staub zu schützen, wie beispielsweise Zement. Neben den Lagerflächen bleibt ein Streifen für die Krane, für zwei Gleise und einen Verkehrsweg, der mit dem Erdgeschoß in gleicher Höhe liegt und dem Absetzen schwerer Stückgüter und dem Überladen auf Waggons dient. Eine Verbindung ist für den Querverkehr bestimmt. Ein Netz von Karbahnen zieht sich durch das erste Stockwerk; es ist durch Rampen zugänglich. Abb. 2 gibt ein Bild des Ostkais mit den im Bau befindlichen Schuppen und der Rampenanlage; die vier Volltorkrane auf der rechten Seite des Bildes stehen

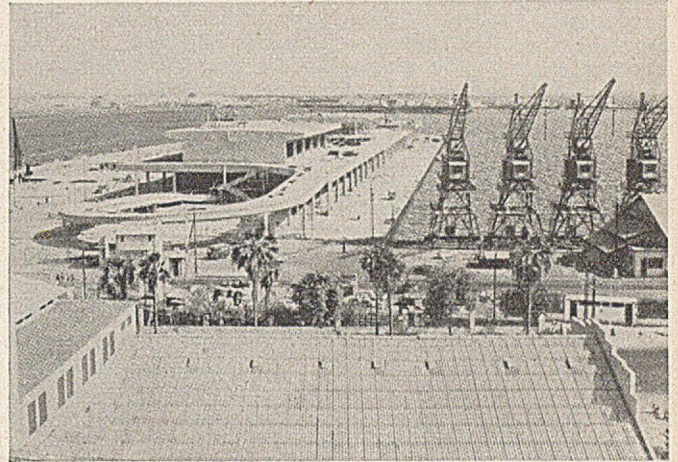


Abb. 2. Ostkai mit den im Bau befindlichen Schuppen.

am anschließenden Hafenufer. Die Schuppentoröffnungen sind außergewöhnlich weit. Die rasche Behandlung der Güter sollen automatische Karren und Hebetische besorgen. Bislang wurden die Waren überwiegend mit dem Lösch- und Ladegeschirr der Schiffe umgeschlagen. Die Höhe der Toröffnungen ist bemerkenswert groß, im Erdgeschoß 6,5 m und im Obergeschoß 5 m. Die Decke des Schuppens ist auf 3 t je m² berechnet. Die Zahl der in Betrieb zu setzenden Krane soll auf 18 beschränkt werden, und zwar auf 9 für jede Längsseite der Mole. Die Höhe des Lasthakens der elektrisch betriebenen Halbportkrane beträgt 22 m und die Reichweite 27 m. Abb. 3 zeigt einen Querschnitt durch den Ostkai und durch die Verbindungsplatte zwischen den Schuppen

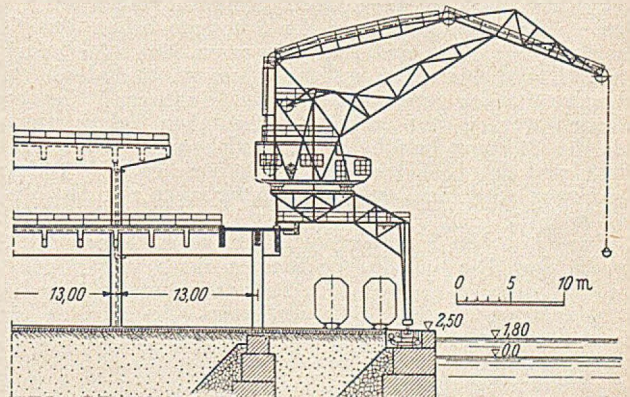


Abb. 3. Querschnitt durch den Ostkai und durch die Verbindungsplatte zwischen den Schuppen.

für den Längstransport zwischen den Schuppen. Die Eisenbahn ist an das Netz der Dakar-Niger-Linie angeschlossen; sie hat eine Spurweite von nur 1 m. Der Hafen von Dakar gilt praktisch als der einzige Platz in Westafrika, an dem brauchbares Wasser in beliebigen Mengen eingenommen werden kann; das hat deshalb eine gewisse Bedeutung, weil die Schiffe mehrere Wochen unterwegs sind, ehe sie einen anderen Platz erreichen, an dem gutes Wasser zu annehmbaren Preisen zu bekommen ist. Treibstoff können die Fahrzeuge aus Leitungen entnehmen, ohne daß die Schiffe einen Platz im Petroleumhafen aufzusuchen brauchen. Der Betrieb im Hafen während der Nachtzeit bei elektrischer Beleuchtung ist möglich, aber nicht wirtschaftlich, weil Leute der Tagschicht sich auch für die Nacharbeit

einstellen lassen, entweder unter anderem Namen oder für eine andere Stauereigesellschaft; daß dadurch die Leistungsfähigkeit der Leute sinkt, ist einleuchtend.

Der Untergrund im Bereich der Mole 1 besteht aus einem Gemengel von verschiedenartigem Mergelboden mit eingesprengten Basaltnestern. Der Boden hat eine Kohäsion von 400 g auf den cm^2 und einen inneren Reibungswinkel von 19° . Der tonige Boden kommt nicht in großen Mengen vor; er ist das verbindende Element der felsigen Massen. Für die Gründung der Kaimauer hat man zunächst einen Schlitz ausgebagert und diesen durch Taucher in geregelten 80 cm starken Lagen mit Bruchsteinen ausgefüllt, die als Auflager für die Betonblöcke mit ausgesparten Hohlschlitz im Gewicht von 50 bis 100 t dienen. Die Kaiflächen reichen nur etwas mehr als $\frac{1}{2}$ m über den höchsten Wasserstand herauf. Bei stürmischen Winden und starkem Wellenschlag wird deshalb der Kai oft überspült. Die Oberfläche der Kaimauer höher zu legen, war jedoch nicht angebracht, da sie der Höhenlage der benachbarten Kais angepaßt werden muß, schon mit Bezug auf die Eisenbahnverbindung. Als Hinterfüllung der Kaimauerblöcke dient eine Bruchsteinpackung, die durch ein wasserdichtes Gemisch von Steinschlag und Ton abgedeckt ist, um zu verhindern, daß die Blockfüllung ausgewaschen werden. Für die Auffüllung der Fläche hinter der so geschützten Blockmauer wurde grober, mit Muscheln durchsetzter Sand, der sich im Meer durch Baggerung gewinnen ließ, verwandt. Beim Rammen der Pfeilerfundamente zeigte sich, daß dieser Füllboden wesentlich widerstandsfähiger ist als der mehr oder weniger feste Mergelboden. Da sich bekanntlich bei neuen Bauwerken der Boden nach einigen Jahren zu setzen pflegt, kam es darauf an, die Flächen mit einer nachgiebigen und leicht auszubessernden Decke zu versehen. Man wählte eine bituminöse Masse, die allerdings durch den Verkehr mit schweren Gütern sehr mitgenommen wird, dafür aber um so leichter wieder herzurichten ist. Um das Wasser während der Regenzeit von der Mole, die in der Verlängerung einer in starkem Gefälle liegenden Straße der Stadt verläuft, ableiten zu können, ist ein Netz von breiten Abflutkanälen vorgesehen, die das Wasser über die Längsseiten der Mole abfließen lassen.

Die Schuppen sind aus stahlbewehrtem Beton hergestellt und größtenteils durch Stockwerke überbaut. Der Pfeilerabstand beträgt nach jeder Richtung 13 m, der für ausreichend gehalten wird, um einen glatten Verkehr der Transportkarren zu gewährleisten. Den Abstand zu vergrößern, war nicht zu empfehlen, da anderenfalls die Abmessungen der Pfeiler zu groß geworden wären; denn die Decken sind mit 3 t auf den m^2 zu belasten. Die Bauart der Schuppen mit ihren oberen Rampen bedarf keiner besonderen Erwähnung, es sei denn die Rücksichtnahme auf das Salzwasser und auf das Spritzwasser und auf die waagrechten Beanspruchungen durch die Krane. Die Auffahrtsrampen der Schuppen haben eine Steigung von nur 5,5 % und Halbmesser von 30 m. Sie bestehen aus 2 Längsbahnen von 3,25 m Breite; sie sind durch einen schmalen Streifen getrennt, der nur in dringenden Fällen überschritten werden darf und die afrikanischen Fahrer zwingen soll, die Richtung beizubehalten. Ausdehnungsfugen von 2 cm Breite sind in Abständen von 75 m vorgesehen. Die Dichtung der Fugen wird durch gefaltete Kupferbleche mit Asphaltverguß erreicht.

Die 5 m hohen Schuppentore sind in ganzer Länge des Kais verschiebbar. Die unbedeckten Rampen der Schuppen erhalten ein schwaches Gefälle von 2 %. Bei unvermeidbaren Beschädigungen lassen sie sich leicht ausbessern. Sie erhalten einen Asphaltüberzug von 1,5 m Dicke. Risse schließen sich meistens schnell wieder durch den Verkehr mit Karren. Die Plattform der obersten Schuppendecke, die wenig befahren wird, ist mit einer 2,5 cm starken Schicht abgedeckt. [Nach P. Bourrières: Travaux 37 (1953) Nr. 220 S. 48.] Erich Bunnies, Hamburg.

Der Hafen von Abidjan und seine Nebenanlagen.

Im Bauingenieur 26 (1951) S. 281 erschien ein technischer Bericht über den Hafen von Abidjan am Golf von Guinea, auf den zur Ergänzung des vorliegenden Berichts verwiesen wird. Zur Erinnerung möge die Erläuterung dienen, daß Abidjan an einer ausgedehnten Lagune liegt, die durch einen Landgürtel vom Meer abgeschlossen ist und bislang keine Wasserverbindung mit der See besaß. Um die folgenden Ausführungen besser verstehen zu können, muß noch einmal die Abb. 1 aus dem Bauingenieur 26 (1951) S. 282 gebracht werden.

Die beschlossenen Bauarbeiten für einen Zufahrtskanal für Seeschiffe sind so weit gediehen, daß das erste Schiff bereits

im Jahre 1950 in die Lagune einfahren und behelfsmäßig abgefertigt werden konnte. Es besteht jedoch noch nicht ein Kai am tiefen Wasser. Die Schiffe müssen in der Lagune an Bojen festmachen und ableichtern, bis sie an die Kais mit geringeren Tiefen herangeholt werden können.

Der Querschnitt des Kanals ist für die Schifffahrt überreichlich bemessen; der Grund dafür war, eine genügend starke Strömung in ihm zu erzeugen, um die Bildung von Sandablagerungen zu verhindern. Die Mündung des Kanals ist durch zwei

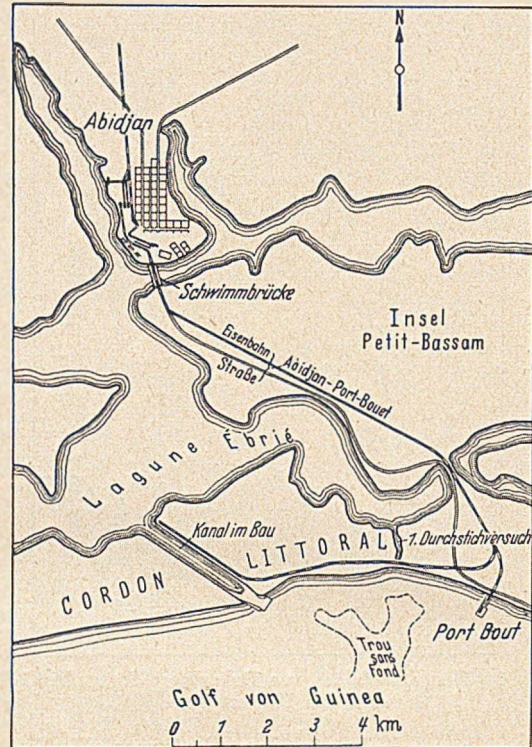


Abb. 1. Lageplan von Abidjan.

Leitdämme eingefasst. Die Sandwanderung von West nach Ost hat bewirkt, daß der Küstenstrich an der Westseite des Kanals sich stark erhöht. Der Damm blieb von Ablagerungen verschont, da die Brandung den Sand hier nicht zur Ruhe kommen ließ. Wenn die Strömung im Kanal nicht kräftig genug wäre, würden sich Ablagerungen gebildet haben, was die Modellversuche schon bewiesen hatten. Östlich vom Kanal befindet sich der Strand noch nicht im Gleichgewicht; das Wasser spült ständig etwas Boden fort, ohne daß dieser Umstand Anlaß zu Beunruhigungen gibt. Der Westdamm hat keine Sackungen erfahren, und die Unterhaltungsarbeiten sind unwichtig. Nacharbeiten von gewisser Bedeutung sind verursacht durch den Verlust von Felsmaterial, der von dem Einsturz einer Dammstrecke während eines Sturms im Jahre 1947 herührte. Die abgerutschten Massen haben die Breite der 10 m tiefen Durchfahrt um 35 m verringert, die dadurch nur noch 100 m beträgt. Die Beseitigung der Rutschung wird die Manövrierfähigkeit der Schiffe sehr verbessern, was besonders für die Durchfahrt während der Nachtzeit erwünscht ist. Die Ein- und Ausfahrt der Schiffe geschieht bei Stauwasser, das bei Nipptiden drei Stunden lang anhält. Bei Springtiden steht nur etwa eine Stunde zur Verfügung. Die Strömung im Kanal verringert die ausnutzbare Zeit, was unerwünscht ist. Der Zeitverlust ist jedoch erträglich.

Durch Tiefenmessungen wurde festgestellt, daß die Senklagen nach der Lagune zu auf eine größere Strecke hätten verlängert werden müssen, da stellenweise Unterwaschungen vorkamen. Die darauf zurückzuführenden Bodenanhäufungen sind durch Baggerungen beseitigt und die Senklagen ergänzt worden, was sich ohne Schwierigkeit trotz der Strömung durchführen ließ.

Der Bau der Kais in der Lagune befindet sich in der Ausführung. Durch Aufschüttungen werden Lagerplätze auf sandigen Flächen geschaffen, die einen guten Baugrund für die geplanten Bauwerke abgeben. Mit Rücksicht auf die Gebundenheit an die Handarbeit der Schwarzen sind die Kaimauern aus vollen Blöcken hergestellt, die leicht mit Kranen versetzt werden können. Vor der Mauer soll eine Tiefe von 10,80 m unter dem niedrigsten Wasserstand ausgebagert werden. Die unter-

sten Blöcke wiegen 150 t. Der Kai ist für eine Auflast von 6 t auf den m² berechnet. Die Arbeiten sind in vollem Gange. Man hofft, Ende Juli 1953 damit fertig zu sein. Vor dem Kai für Leichter und kleinere Fahrzeuge soll eine Tiefe von 3,30 m unter dem niedrigsten Wasserstand genügen. Der höchste Wasserstand kann etwa 70 cm mehr betragen. Das Ufer für den Bananenumschlag wird durch Steinschlag befestigt und durch stahlbewehrte Stege in einer Wassertiefe von 6,80 m bei NW zugänglich gemacht. Abb. 2 läßt die Herstellung der Grundblöcke und die Schalungen erkennen.

Die Einfahrt in den Kanal ist durch Leuchtfeuer und Leuchtbojen so bezeichnet, daß sie auch während der Dunkelheit befahren werden kann. Erwähnenswert ist, daß an Stelle

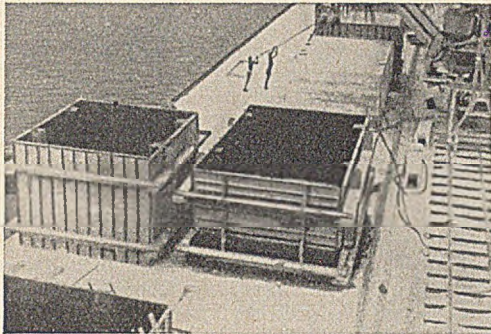


Abb. 2. Grundblöcke und Schalungen.

einer wenig leistungsfähigen Schwimmbrücke eine feste Brücke für die Verbindung des Hafens mit der Einwohnerstadt Treichville und mit dem Industrieviertel auf der Insel Petit Bassam, mit der Stadt Abidjan und mit dem Hinterland geplant ist. Es soll ein dreistöckiges Bauwerk werden. Eine Fahrbahn von 9,10 m Breite wird für den Fuhrwerksverkehr bestimmt, ein Steg von 3,5 m Breite für Radfahrer, ein Flächenstreifen für die Eisenbahn mit einer Spurweite von 1 m und zwei ausgekragte Stege für Fußgänger. Die Hafenverwaltung beabsichtigt, einen Wettbewerb für das Bauwerk auszuschreiben und abweichende Vorschläge zuzulassen.

Die Reede des Hafens von Abidjan liegt, wie schon erwähnt, in einer Lagune, die vor dem Ort Tiefen von mehr als 10 m besitzt, die sich auf 300 km erstreckt und zum mindesten allenthalben Flußschiffstiefe hat. Es leuchtet ein, daß es in höchstem Maße wirtschaftlich ist, möglichst viele Ware nach dem Hafen zu ziehen. Unglücklicherweise wird die Lagune im Osten auf 30 km Länge durch eine Landfläche unterbrochen, die ein großes Gebiet von der Lagune Aby abtrennt, das besonders reich ist an Mahagonihölzern, an Kaffee und Kakao. Man hat sich deshalb dazu entschlossen, dieses Gebiet durch einen Kanal dem Hafenverkehr von Abidjan zu erschließen. Der Kanal muß eine Länge von 30 km, eine Sohlenbreite von 17 m und eine nutzbare Wassertiefe von 2,5 m erhalten. Trotz der mäßigen Breiten- und Tiefenabmessungen wird dafür ein Erdaushub von 4 600 000 m³ erforderlich. Auf Abb. 3 ist der

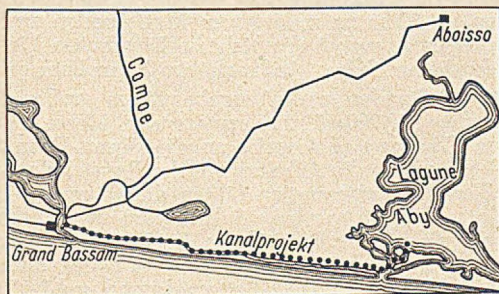


Abb. 3. Kanal von der Lagune Aby nach Grand Bassam.

Plan für die Linienführung des Kanals von der Lagune Aby nach Grand Bassam dargestellt.

Der Hafen von Abidjan soll nach dem Muster von Dakar in Zusammenarbeit von Benutzern und Hafenverwaltung betrieben werden. Die Ausgaben sollen die Einnahmen decken, die aus den Gebühren für die Abfertigung der Güter und der Fahrgäste, für das Lotsenwesen, für die Inanspruchnahme der Landfläche und für die Lieferung von Trinkwasser mit Wasserbooten fließen.

Beim Vergleich der gegenwärtigen Wirtschaftslage mit der in früheren Jahren ist eine erstaunliche Verbesserung zu ver-

zeichnen. Das soll nicht bedeuten, daß nur wenig für den Hafen getan zu werden braucht. Es genügt, darauf hinzuweisen, daß die Seeschiffe künftig mit vollen Ladungen ohne Leichterung an den Kais löschen und laden sollen. Um das zu erreichen, sind noch große Geldsummen aufzuwenden. Man glaubt, erwarten zu können, daß Ende 1953 die Anlagen am tiefen Wasser in Betrieb genommen und die Umschlagkosten sogar gesenkt werden können. [Nach M. Adam und J. Millier: Travaux 37 (1953) Nr. 220 S. 89.] Erich Bunnies, Hamburg.

Baumängel, rechtlich betrachtet.

Neben dem, was man allgemein Technik nennt, gibt es eine Rechtstechnik. Das Bürgerliche Gesetzbuch kennt den Mangel im allgemein-rechtlichen Sinne. Sein § 633 Abs. 1 schreibt vor: „Der Unternehmer ist verpflichtet, das Werk so herzustellen, daß es die zugesicherten Eigenschaften hat und nicht mit Fehlern behaftet ist, die den Wert oder die Tauglichkeit zu dem gewöhnlichen oder dem nach dem Verträge vorausgesetzten Gebrauch aufheben oder mindern.“ — Der Begriff „Fehler“ bedeutet eine vom Normalen abweichende Beschaffenheit.

Die Verdingungsordnung für Bauleistungen VOB. kennt den Mangel im bautechnischen und im bauwirtschaftlichen Sinne¹. Diese VOB. ist keine gesetzliche Bestimmung, wird aber Recht durch Vereinbarungen².

Ein Baumangel ist vorhanden, wenn eine ausgeführte Bauleistung anders ist als die vertragliche. Das ist zum Beispiel auch der Fall, wenn durch bessere Ausführung höhere Unterhaltskosten entstehen. Bauleistungen, die technisch nicht mangelhaft sind, können also doch vertragswidrig sein und den „nach dem Verträge vorausgesetzten Gebrauch aufheben oder mindern“ (§ 633 Abs. 1 BGB.). Sie sind dann im rechtlichen Sinne mangelhaft.

Unter Bauleistungen versteht man nach der VOB. Teil A § 1 „Bauarbeiten jeder Art mit oder ohne Lieferung von Stoffen oder Bauteilen. Lieferung und Montage maschineller Einrichtungen sind keine Bauleistungen“.

Die VOB. schreibt im Teil B § 13 Ziffer 1 über Gewährleistung folgendes vor: „Der Auftragnehmer übernimmt die Gewähr, daß seine Leistung zur Zeit der Abnahme die vertraglich zugesicherten Eigenschaften hat, den anerkannten Regeln der Technik entspricht und nicht mit Fehlern behaftet ist, die den Wert oder die Tauglichkeit in dem gewöhnlichen oder dem nach dem Vertrag vorausgesetzten Gebrauch aufheben oder mindern.“

Die Bezeichnung „allgemein anerkannte Regeln der Baukunst“ steht im Strafgesetzbuche, wo § 330 Strafe androht, falls jemand bei der Leitung oder beim Ausführen eines Baues andere gefährdet. Die Bezeichnung „anerkannte Regeln der Technik“ steht in der VOB. Teil B § 4 Ziffer 2 hinsichtlich der Ausführung des Auftragnehmers und im § 13 in bezug auf seine Gewährleistung. Anerkannte Regeln der Technik sind zum Beispiel die in der VOB. als Teil C (DIN 1962 bis 1985) enthaltenen „Technischen Vorschriften für Bauleistungen im Hochbau“ sowie die im Abschnitt D gegebenen „Technischen Vorschriften für Bauleistungen im Tiefbau“ DIN 4135³.

Zu den anerkannten Regeln der Technik gehört, daß die Gebrauchsanweisungen für Baustoffe befolgt werden und daß gewisse Bauarbeiten bei Frost unterbleiben. Anerkannte Regeln der Technik sind alle Baunormen sowie baupolizeiliche und andere einschlägige gesetzliche Bestimmungen, zum Beispiel die genormten Vorschriften über „Belastungen und Beanspruchungen im Hochbau“, die für Mauerwerk, Holz und Stahl gelten, ferner die Deutschen Stahlbetonbestimmungen, worin DIN 1045 bis 1048 zusammengefaßt sind. Die Frage, ob anerkannte Regeln der Technik vorliegen, kann nur von Fall zu Fall entschieden werden; sie ist keine Frage der Rechtskunde, sondern eine Frage der Baukunde. Ist der Ausführende im Zweifel, ob er anerkannte Regeln anwendet, so muß er vor der Ausführung Sachverständige hören.

Eine technische Regel, die auf der Höhe wissenschaftlicher Erkenntnis steht, gilt erst dann als allgemeine Regel, wenn sie von der Mehrzahl der Fachleute anerkannt ist.

¹ Seit dem 1. April 1953 sind von der VOB. neu gültig: Teil A (DIN 1960) Allgemeine Bestimmungen für die Vergabe von Bauleistungen und Teil B (DIN 1961) Allgemeine Vertragsbedingungen für die Ausführung von Bauleistungen.

² Es laufen Bestrebungen, die VOB. durch gesetzliche Regelung verbindlich zu machen.

³ Das Überarbeiten des Teiles C „Allgemeine Technische Vorschriften für Bauleistungen“ ist noch im Gange, dabei wird ein Unterschied zwischen Normen für den Hochbau und für den Tiefbau nicht mehr gemacht.

Sind infolge behördlicher Anordnungen bestimmte Stoffe zu verwenden, und sind diese an sich mängelfrei sowie dem Stande der Technik entsprechend verwendet, so besteht im rechtlichen Sinne kein Baumangel.

Als Grundlage einwandfreier Verdingungen, die ordentliche Bauleistungen ermöglichen, gilt das Bauleistungsbuch, das der VOB. entspricht.

In diesem Zusammenhang gehört auch die „Tarifordnung über den Leistungslohn im Baugewerbe“, deren Bauleistungswerten hinsichtlich der Güteanforderungen die VOB. zugrunde liegt.

Hinsichtlich der Auftraggeberanordnungen ist folgende Vorschrift der VOB. Teil B § 4 Ziffer 3 wichtig. „Hat der Auftragnehmer Bedenken gegen die vorgesehene Art der Ausführung (auch wegen der Sicherung gegen Unfallgefahren), gegen die Güte der vom Auftraggeber gelieferten Stoffe oder Bauteile oder gegen die Leistungen anderer Unternehmen, so hat er sie dem Auftraggeber unverzüglich — möglichst schon vor Beginn der Arbeiten — schriftlich mitzuteilen; der Auftraggeber bleibt jedoch für seine Angaben, Anordnungen oder Lieferungen verantwortlich.“

Diese unerläßliche Mitteilung geschieht in der Praxis oft nicht schriftlich, sondern man begnügt sich damit, daß man zum Beispiel sagt: „Ich lehne die Verantwortung ab!“ — Nach der VOB. genügt das nicht.

Durch die Abnahme erklärt der Auftraggeber, daß er die Bauleistung hauptsächlich anerkennt, aber nicht, daß alles dem Bauvertrage entspricht.

Vorschriften über die Abnahme enthält die VOB. im Teil B § 12. Danach gehört die Abnahme zu den Vertragspflichten des Auftraggebers. Mit der Abnahme beginnt die Frist der Gewährleistung.

Die Gewährleistung besteht darin, daß der Auftragnehmer für die Baumängel haftet. Sie kann sich verschieden auswirken:

1. Herstellen des vertraglichen Zustandes durch Beseitigen des Baumangels gemäß BGB. § 633 Abs. 2 und nach der VOB. Abschnitt B § 13 Ziffer 5;

2. Preisermäßigung, sogenannte Minderung, gemäß BGB. § 634 und VOB. Teil B § 13 Ziffer 6.

An die Stelle der unter 1. erwähnten Mangelbeseitigung tritt eine Geldentschädigung:

a) wenn der Auftragnehmer der Aufforderung zur Mangelbeseitigung innerhalb einer angemessenen Frist nicht nachkommt. Der Auftraggeber darf dann den Mangel von anderen Auftragnehmern auf Kosten des versagenden Auftragnehmers beseitigen lassen;

b) wenn das Beseitigen des Mangels nicht möglich ist;

c) wenn die Mangelbeseitigung wegen unverhältnismäßig hohen Aufwandes vom Auftraggeber verweigert wird.

Die Gewährleistung kann sich auch auswirken:

3. Durch Schadenersatz gemäß BGB. § 635 und nach der VOB. Teil B § 13 Ziffer 7.

Die Gewährleistungsfrist für Bauwerke setzt das BGB. im § 638 — wenn sie nicht vertraglich verlängert wird — auf 5 Jahre fest. Die VOB. im Teil B § 13 Ziffer 4 aber nur auf 2 Jahre. Es ist also wichtig, die Dauer dieser Verjährungsfrist genau zu vereinbaren. —

Man unterscheidet wesentliche und unwesentliche Baumängel. Ein wesentlicher Baumangel ist zum Beispiel ein unzulängliches Mischungsverhältnis von Mörtel oder von Beton.

Auch Schönheitsfehler von Bauwerken sind Baumängel. Dazu gehören zum Beispiel Risse oder Farbstufen im Putze. Derartige Mängel können aber nur geltend gemacht werden, wenn sie hinsichtlich der Zwecke des Baues wesentlich sind.

Ein unwesentlicher Mangel genügt nicht zum Verweigern der Abnahme (VOB. Teil B § 12 Ziffer 3). Infolge wesentlicher Mängel darf die Abnahme bis zum Beseitigen der Mängel verweigert werden. Was zum Beseitigen der Mängel erforderlich ist, hat der Auftragnehmer zu entscheiden.

Wer im Zweifel ist, ob eine Bauleistung dem Bauvertrage oder den anerkannten Regeln der Technik entspricht, kann Beweissicherung veranlassen, wozu es verschiedene Verfahren gibt. Die Beweissicherung ist in der Zivilprozeßordnung durch die §§ 485 bis 494 geregelt.

Außerhalb und während eines Prozesses kann sowohl der Auftraggeber als auch der Auftragnehmer beim zuständigen Amtsgerichte ein Gesuch zur Sicherung des Beweises anbringen. Für dieses Verfahren besteht kein Anwaltszwang. Das bautechnische Element ist bei der Beweisführung zu Baumängeln so wichtig, daß seine Bedeutung nur der Baufachmann beurteilen kann.

Das Beweissicherungsverfahren unterbricht das Verjähren des Gewährleistungsanspruches. Den Wert des Beweises be-

urteilt das Gericht. Die Kosten der Beweisführung hat der Antragsteller zu tragen.

Beweismittel sind: Besichtigungen, Zeugen, amtliche Auskünfte, Sachverständige, Urkunden, Eid. Besonders wichtig sind die Sachverständigen. Sie können vom Auftraggeber, vom Auftragnehmer oder vom Gerichte bestellt werden. In allen Fällen bedarf die Betätigung des Sachverständigen eines Gerichtsbeschlusses. Der Sachverständige ist Gehilfe des Richters, den er baukundlich, aber nicht rechtlich beraten soll. Der Beweis durch Sachverständige ist erläutert in der Zivilprozeßordnung §§ 402 bis 414. Die VOB. schreibt im Teil A § 7 vor, daß die Sachverständigen „in der Regel von den Berufsvertretungen vorgeschlagen werden“ sollen. Von Fachbehörden dürfen die Parteien keine Gutachten einholen, aber vorhandene Gutachten dieser Stellen benutzen.

Privatgutachten sind Auftragsgutachten, die von den Parteien ohne Gerichtsbeschuß beigebracht werden. Sie sind Urkunden. Als Sachverständigengutachten gelten sie nur mit Zustimmung beider Parteien.

Sachverständige können wegen Befangenheit abgelehnt werden. Sachverständige Zeugen gelten nicht als Sachverständige im Sinne der Beweisführung.

Zum Beweismittel „Urkunden“ sei folgendes erwähnt: Urkunden sind schriftliche oder zeichnerische Verkörperungen von Gedanken. Mit Bauverträgen zusammenhängende Urkunden sind zum Beispiel: diesbezüglicher Schriftwechsel und die VOB. sowie alle besonderen Vertragsbedingungen, außerdem: Bauzeichnungen, Erläuterungsberichte, statische Berechnungen und Leistungsverzeichnisse. Dazu kommen aus der Bauführung zum Beispiel das Bautagebuch und Lieferscheine.

Besitzt der Prozeßgegner oder ein anderer die als Beweismittel erforderliche Urkunde, so kann nach BGB. § 810 verlangt werden, daß er Einsichtnahme dem gestattet, der ein rechtliches Interesse daran hat.

Streitigkeiten aus dem Bauvertrage sind nach der VOB. Teil B § 18 geregelt.

Man kann Streitigkeiten über Baumängel auch außergerichtlich beilegen, wozu es folgende Möglichkeiten gibt:

1. Gutachten von Sachverständigen, die von beiden Parteien anerkannt sind;

2. Schiedsgerichte.

Bei Schiedsgerichten sind zwingende Formen zu beachten, die sich aus der Zivilprozeßordnung ergeben und aus der „Schiedsgerichtsordnung des Deutschen Ausschusses für das Schiedsgerichtswesen“, die beim Verein Deutscher Ingenieure in Düsseldorf, Prinz-Georg-Straße 77, zu haben ist.

Das Vereinbaren eines Sachverständigen oder eines Schiedsgerichtes kann ein Bestandteil des Bauvertrages sein.

Dr.-Ing. Hatlapa, Unkel (Rhein).

Ein Beispiel großer Leistungsfähigkeit bei Erdarbeiten in Amerika.

Für den Bau eines Aluminiumwerkes in Rockdale nordostwärts Austin in Texas war eine nahezu gänzlich bewaldete Fläche von rd. 36 ha zu roden, vom Mutterboden zu befreien und zu planieren, wobei die tiefsten Einschnitte bis zu 4 m und die durchschnittlichen Auftraghöhen 5,2 m betragen.

Bereits 36 Stunden nach Vergabe dieses großen Erdbauprojektes von 540 000 m³ zu bewegender Masse durch die Aluminium Company of America an die Firma Dean Skinner, Austin, Texas, waren die Arbeiten auf der Baustelle angelaufen. 6 Caterpillar-D 8-Planiermaschinen füllten die Bäume, die an Ort und Stelle verbrannt wurden. Sobald genügend Arbeitsraum frei war, wurde mit der Beseitigung des 15 cm starken Mutterbodens begonnen, wobei ein 9-BV-Euclid-Loader, 8 m³-Bodenentleerer der Fabrikate Euclid (Bottom-dumps) und Le Tourneau (Tournahopper), 5 Caterpillar-Straßenhobel Modell 12, und 4 Super „C“ 12 m³ Le Tourneau-Schürfwagen (Tournapullscraper) täglich 20 Stunden eingesetzt waren.

Nach Beendigung des Mutterbodenabtrages wurde der von Caterpillar-D 8-Raupenschleppern gezogene und geschobene Euclid-Loader zum Abtrag der Bodenerhebungen herangezogen. Der Loader bewegte sich mit einer auf 60 cm eingestellten Pflugschartiefe auf einer Arbeitsstrecke von weniger als 300 m Länge hin und her. Bei einer Vortriebsgeschwindigkeit von 300 m/h wurden Personal und Geräte auf das Äußerste beansprucht. Die Bodenentleerer wurden bei gut eingespieltem Arbeitsrhythmus häufig in 15 s beladen. Sehr feste Bodenarten wurden durch einen K 30-Le Tourneau-

Aufreißer gelockert, so daß beim Laden keine Stockungen zu befürchten waren.

Auf der Kippe wurde der geschüttete Boden durch Planier-
raupen und Straßenhobel planiert. Durch den Fahrzeug-
verkehr wurde eine so starke Verdichtung erzielt, daß sich
der Einsatz von Walzen erübrigte.

Zur Staubbekämpfung bei trockenem Wetter standen drei
Sprengwagen von je 5,7 m³ Fassungsvermögen zur Verfügung.
Während einer Regenwoche mußten die Arbeiten eingestellt
werden.

Trotz dieses Ausfalles hatte Skinner bereits am 21. Arbeits-
tag rd. 330 000 m³, also rd. 15 500 m³/20 h bewegt. Unter
günstigen Arbeitsbedingungen stieg die Leistung bis zu
20 000 m³/20 h.

Die Baustelle wurde nachts durch hoch aufgestellte Schein-
werfer und die Gerätebeleuchtung erhellt. 3 Mechaniker
sorgten für sachgemäße Pflege und Unterhaltung der Geräte.
[Nach Construction Methods and Equipment 35 (1953),
Januarheft S. 88—94.]

Dipl.-Ing. Paul Wolff,
Institut für Baumaschinen und Baubetrieb
an der Techn. Hochschule Aachen.

Die Felsarbeiten des Alcan-Projektes.

Nachdem in einem ersten Bericht [Bauingenieur 27 (1953),
S. 143] in großen Zügen über das Projekt und die Vorarbeiten
berichtet wurde, können nun genauere Angaben über die Fels-
arbeiten gegeben werden. In dem begonnenen ersten Ausbau
ist nur die Hälfte der zu gewinnenden Energie erfaßt. Der
Kenney-Damm spannt den Spiegel des Tahtsa-Sees auf + 850 m

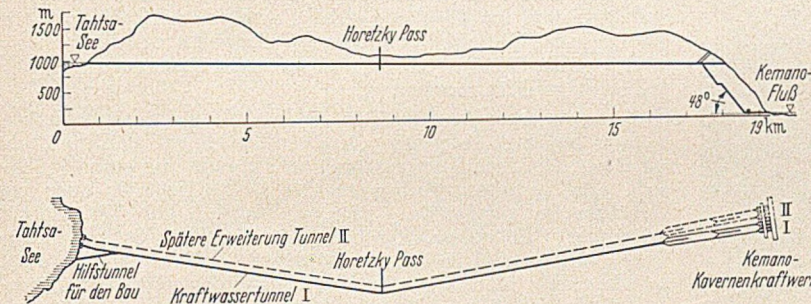


Abb. 1. Der Haupttunnel.

über Meeresspiegel an. Der Einlauf zu dem 16,25 km langen
Tunnel liegt 22 m tiefer, um ganzjährig eisfrei zu bleiben. Ein
provisorischer Schrägstollen gestattet den Beginn der Tunnel-
arbeit von oben her schon während der Ausführung des Ein-
laufbauwerkes. Etwa auf halber Strecke wird der Tunnel durch
einen Stollen im Horetzky-Paß erneut angeschnitten und nach
beiden Seiten hin aufgeföhren. Am Westende ist vor dem An-

fang der eigentlichen Fallschächte eine weitere Tunnelbrust ge-
schaffen, so daß gleichzeitig der Vortrieb an 4 Arbeitsstellen
geföhrt wird. Der Tunnel ist im Querschnitt hufeisenförmig
und entspricht einem Durchmesser von 7,5 m. In jeder Schicht
sind an jeder Einsatzstelle 15 Bohrer, 15 Helfer und weitere
3 bis 5 Ersatzmänner angesetzt. Der Arbeitsrhythmus sieht
1 1/4 Stunden Bohrbetrieb vor (87—96 Bohrlöcher von 4,5 m
Tiefe), 3/4 Stunden für das Besetzen der Bohrlöcher und nach
dem in eine Arbeitspause fallenden Schießen und Belüften den
Rest der Schicht für die Schutterung. Die Normalleistung be-
trägt bei dem üblichen Einsatz von mechanischem
Fördergerät 3,15 m je Schicht. Die Rekordleistung betrug bis-
her 75,5 m in 6 Tagen (Abb. 1).

Die Anlage der Fallschächte und des Kavernenkraftwerkes
am westlichen Tunnelende ist in Abb. 2 dargestellt. Der Tun-
nel beliefert zwei unter 48° gerichtete Stollen mit eingebauten
Stahlrohren von 3,35 m l. W. Der Ausbruch hierfür ist in
standfestem Gebirge 4,28 m und in gebrüchem Fels 4,60 m.
Auf der ganzen Strecke sind die Rohre mit Beton hinterfüllt.
Auf + 515 m ü. M. ist eine kurze waagrechte Strecke in die
Fallschächte eingeschaltet, um einen zweiten Zugang zu
schaffen. Der Turbinenflur liegt auf + 65 m ü. M., so daß im
ganzen ein Gefälle von + 850 bis herunter zu + 65, also von
785 m verfügbar ist. Ein als Wasserschloß dienender Schwall-
schacht ist dem Tunnel noch vor der Gabelung in die Fall-
schächte aufgesetzt.

Für die Herstellung der Fallschächte wurde zunächst ein
Richtstollen 1,55 · 3,05 m groß aufgeföhren, und zwar mit Hilfe
von Arbeitsbühnen, welche man durch Bolzen in den Stollen-
wänden festhielt. Dann wurde von oben her der Vollausbuch
vorgenommen. Die Neigung der Fallschächte ist
mit 48° so gewählt, daß die Schutterung von selbst
herunter kommt. Vor dem Kraftwerk teilt sich
jeder Fallschacht in 4 Stränge auf mit je 3,05 m
Durchmesser, welche zu den einzelnen in einer
Reihe angeordneten Turbinen führen. Ein über
diesen waagrechten Rohren liegender Querstollen
von 8,25 m Durchmesser dient als Schieberkammer.
Ein direkter Auslaufstollen umgeht das Krafthaus
und führt direkt zum Ableitungstunnel. Die Aus-
laufstollen aller 8 Turbinen haben jeweils einen
Querschnitt von 4,90 · 6,40 m und vereinigen sich
zu dem 8,85 · 12,20 m großen Ableitungstunnel,
der nach 428 m Strecke zutage tritt und das Wasser
in den Kemanofluß leitet.

Der Ausbruch des Kavernenkraftwerkes ist eine gewaltige
Arbeit, die in Abb. 3 in ihren einzelnen Phasen anschaulich
dargestellt ist. Vom Ableitungstunnel her wurde zunächst ein
Stollen von 7,30 · 7,30 m Querschnitt söhlig in Kammerlängs-
richtung vorgetrieben, von welchen 7 Schächte von 1,70 · 3,05 m
lotrecht bis zur Kämpferlinie des Gewölbes im Abstand von
36,6 m hochgebracht wurden. Von hier erfolgte der Ausbruch

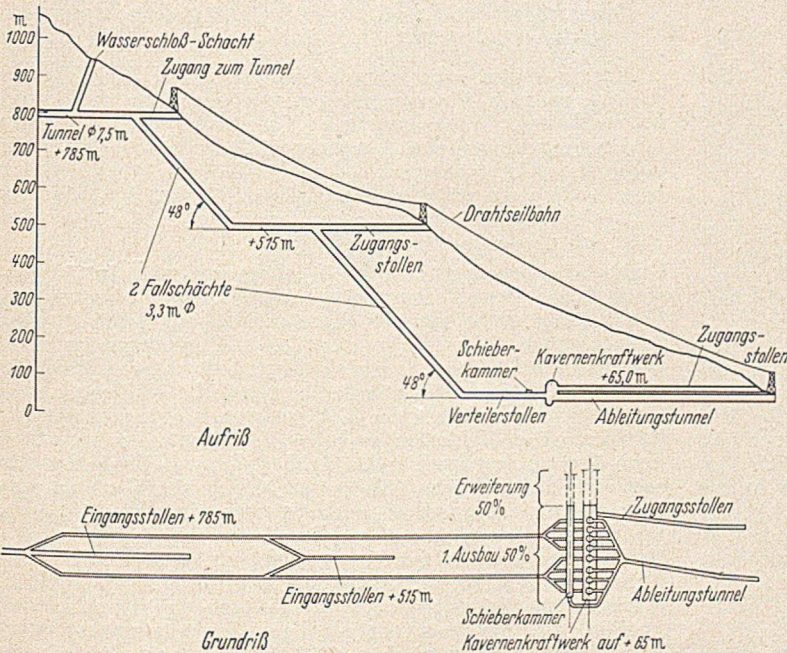


Abb. 2. Fallschächte und Kavernenkraftwerk.

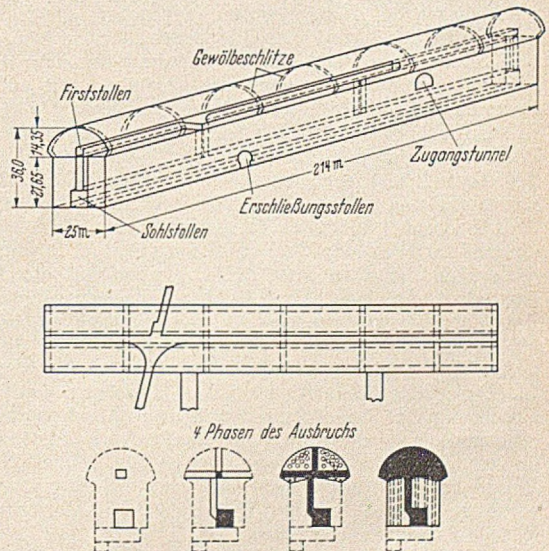


Abb. 3. Schema des Kavernenausbruches.

eines Längsstollens von 3 · 3 m Querschnitt, der alle lotrechten Schächte berührt. Querstollen in Kämpferhöhe gestattet dann nach ihrer Erweiterung zu parabolischen Gewölbeschlitten den Ausbruch des Dachgewölbes, dessen First 14,35 m über der Kämpferlinie liegt. Vor dem dann von oben her beginnenden Ausbruch des eigentlichen Kavernenraumes wird das Gewölbe fertig betoniert. Die Kaverne hat die Abmessungen 25 m Breite, 214 m Länge und 36 m Höhe. Der Ausbruch hierfür beträgt allein 192 000 m³ Fels. Ein Kabeltunnel von 5,30 · 4,10 m Querschnitt vervollständigt das Bild der riesigen bergmännischen Arbeit, die hier z. Z. geleistet wird. Für den endgültigen Ausbau wird die gleiche Anlage mit Haupttunnel, Fallschächten, Kraftwasserstollen und Krafthauskaverne später noch einmal ausgeführt werden, wie in den Grundrissen der Abb. 1 und 2 angedeutet ist.

Wie aus anderen Berichten hervorgeht, wird in Alaska von der Aluminiumcompany of America (Alcoa) ein ganz ähnliches Projekt bearbeitet, bei welchem in 2 Kraftwerken je 800 000 PS erzeugt werden sollen. [Nach Construction Methods and Equipment 34 (1952) H. 12, S. 72.]

Dr.-Ing. E. Bachus, Frankfurt/Main.

Erdarbeiten im Winter.

Wegen der zur Zeit hohen Gerätekosten einerseits und der zahlreichen vorliegenden Aufträge andererseits sind die Unternehmer in Amerika immer stärker auf eine möglichst weitgehende Geräteausnutzung bedacht, und sie suchen so auch Wege, die die Durchführung von Erdarbeiten im Winter ermöglichen.

Auch für die Winterarbeiten sind die vielseitig verwendbaren Flachbagger sehr geeignet. Der folgende Bericht soll

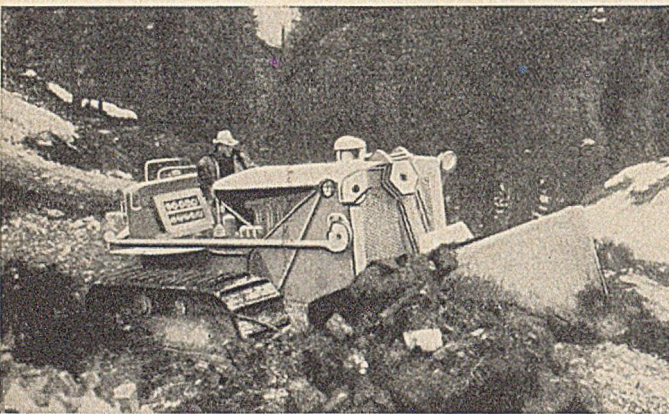


Abb. 1. Caterpillar D8-Planiererraupe beim Aufbrechen gefrorenen Bodens mit einer Ecke des geneigten Planierschildes.

einige Hinweise und Anregungen über ihren Einsatz bei der Beseitigung gefrorenen Bodens geben.

Gefrorene Bodenschichten lassen sich leicht von unten her aufbrechen, deshalb ist es wichtig, zunächst eine bis in den ungefrorenen Boden gehende Angriffsstelle zu erschließen. Man stellt daher bei Planiererraupen (Bulldozer) durch Veränderung der Schildaufhängung den Planierschild mit einer Überhöhung von rd. 30 cm geneigt ein und beginnt mit dem Aushub eines V-förmigen Grabens, wobei die gesamte Kraft auf das tieferliegende Schildende konzentriert wird. Nach Durchbrechen der Frostschicht gräbt man zur Seite weiterrückend den gefrorenen Boden mit der Schildschneide ab. Dünne Frostschichten von 5—15 cm bricht man wie alte Straßendecken einfacher mit horizontal stehendem oben nach hinten geneigtem Schild auf.

Als Zusatzgerät zum Planierschild hat sich die Aufreißer-einrichtung (Back-rip Scarifiers) nach Abb. 2 bewährt. Die Aufreißerzähne sind in Fahrtrichtung pendelnd am Rahmen des Angledozer-Schildes oder direkt am Bulldozer-Schild befestigt. Bei Vorwärtsbewegungen der Planiererraupe schleifen sie lose hinter dem Schilde her, werden aber bei der Rückwärtsfahrt gegen den Schild gedrückt und reißen den Boden unter der Planierschildschneide bis zu 23 cm Tiefe auf. Gern werden zur Lockerung des Bodens auf Straßenhobel aufgebaute Aufreißer oder auch, statt der normalen Planierschilde, Harkenschilde eingesetzt. Seitens der Hersteller wird auf besondere Pflege der Raupenkettens hingewiesen und eine Arbeitspause empfohlen, wenn Bodenteile in den Kettengliedern oder gar die ganze Kette im Boden festgefroren ist.

Die Stärke der beseitigten Frostschichten liegt im allgemeinen bei rd. 15 cm, doch wurden je nach Bodenart auch

Schichten bis zu 30 cm bewältigt. Bei stark steinhaltigen Böden werden Sprengungen vielfach nicht zu umgehen sein.

Beim Tournadozer mit Bulldozer-Schild kann die Schrägstellung des Schildes durch Verstellung der Aufhängung erreicht werden. Beim Angledozer-Schild ist die Schrägstellungsmöglichkeit ohnehin gegeben. Durch Hin- und Herfahren gräbt

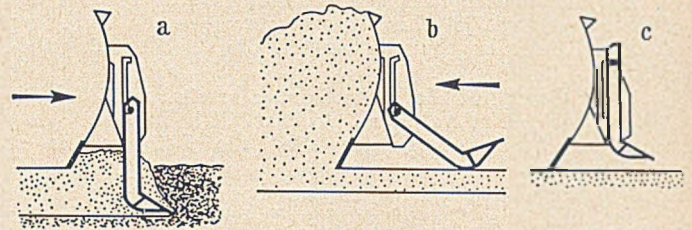


Abb. 2. Aufreißer-Vorrichtung (Back-rip Scarifiers) als Zusatzgerät zur Planiererraupe, wirkt nur bei Rückfahrt der Planiererraupe. — a) Rückwärtsfahrt der Planiererraupe — Aufreißerzähne arbeiten. — b) Vorwärtsfahrt der Planiererraupe — Aufreißerzähne schleifen hinter dem Planierschild her. — c) Aufreißerzähne außer Betrieb.

sich die tiefliegende Ecke verhältnismäßig leicht in den gefrorenen Boden ein. Nach Durchbrechen der Frostschicht erweitert man den Durchstich seitwärts und benutzt die kräftige Hubvorrichtung des Schildes, um besonders dicke Brocken auszuheben.

Bei Erdbewegungen mit Schürfkübelwagen kann nach Aufreißen des gefrorenen Bodens die übliche Arbeitsweise angewendet werden. Es ist darauf zu achten, daß die Geräte nach Arbeitsschluß, um der Gefahr des Festfrierens der Kübelböden zu begegnen, auf Bohlenunterlagen abgestellt werden. Kübel- und Schildschneiden müssen allabendlich gut gereinigt und leicht eingefettet werden.

Große Sorge bereitet allen Erdbauern die erhöhte Bruchgefahr der stark belasteten Geräteteile. Der gewöhnliche Stahl wird bei niedrigen Temperaturen sehr spröde und stoßempfindlich. Die Stoßbeanspruchungen der Geräte nehmen aber bei Arbeiten im gefrorenen Boden zu, so daß zur Vermeidung unnötiger Gerätebeschädigungen mit doppelter Sorgfalt gearbeitet werden und besonderer Wert auf die Gerätepflege gelegt werden muß. Man hat neuerdings häufig die stark beanspruchten Teile aus Spezial-Nickelstählen, die bei tiefen Temperaturen weniger spröde werden, hergestellt, und will so größere Bruchsicherheit erreichen. Schließlich sollte man stets die Maschinisten darauf hinweisen, daß die in hydraulischen Getrieben verwendeten Öle sowie die Schmieröle bei tiefen Temperaturen sehr dickflüssig werden, und daß diese vor Inbetriebnahme erwärmt werden müssen, um Schäden zu vermeiden. [Nach Construction Methods and Equipment 35 (1953) Nr. 1, S. 50—53.]

Dipl.-Ing. Paul Wolff, Aachen.

Rückblick auf die Entwicklung der Betonherstellung bei Talsperren in Amerika.

Für die Wirtschaftlichkeit von Bauwerken sind zwei Faktoren wichtig: zunächst die Gesteungskosten und dann die Unterhaltungskosten. Eine sorgsame Vorplanung muß zwischen beiden Forderungen eine Ausgewogenheit herstellen, denn nicht der billigste Gesteungspreis darf das Ziel der Ausschreibung sein, sondern die wirtschaftlichste Gesamtlösung. Im Rückblick auf 25 Jahre Betontechnologie im amerikanischen Talsperrenbau zeigt sich die Wahrheit dieser Regel.

Entwurfsfragen: Vor 10 Jahren schien es unmöglich, einen Schwergewichtsdamm über 75 m Höhe zu betonieren, ohne unangenehme lotrechte Risse parallel zur Achse in Kauf zu nehmen, welche infolge der Temperaturänderungen beim Abbindeprozeß auftreten. Die als Gegenmaßnahme eingebauten künstlichen Längsfugen erforderten künstliche Kühlung, damit die Fugen längst bei der Endtemperatur vergossen werden konnten. Die Kühlrohre und Verpreßleitungen verursachten hohe Kosten, verzögerten das Arbeitstempo und wirkten sich störend auf alle übrigen Arbeiten aus. Heute sind die Volumenänderungen kontrollierbar durch vorgekühlte Zuschlagstoffe, Wahl eines Zementes mit geringer Wärmebildung, niedrigen WZ-Faktor und entsprechende konstruktive Planung. Die üblichen Einbautemperaturen werden heute auf unter 10° C gehalten. An Zement wird für den Kernbeton nur 125 kg/m³ gewählt, und Zemente mit niedriger Temperaturentwicklung sind üblich. Extrem niedrige WZ-Faktoren sind durch Luft-porenbeton und verbesserte Geräte möglich. Demgemäß wer-

den heute die Blöcke von der Wasserseite bis zur Luftseite ohne achsiale Fugen betoniert, wobei nicht nur die Beseitigung der Ribßgefahre ein Erfolg ist, sondern auch die bessere Qualität des Betons eine längere Lebensdauer und niedrigere Unterhaltungskosten erwarten läßt (Abb. 1).

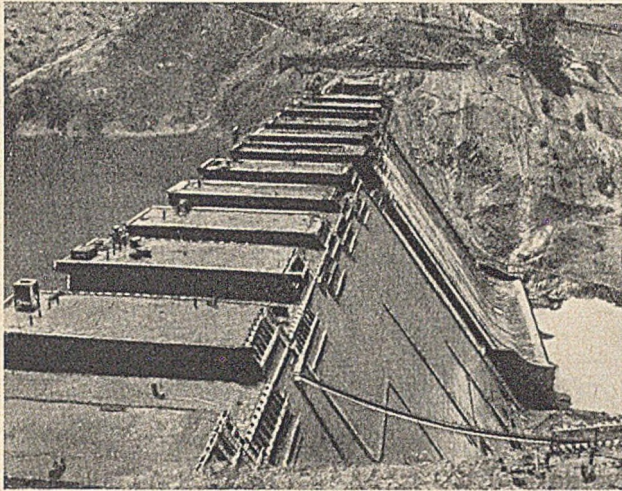


Abb. 1. Die Betonblöcke des Pine Flat-Dammes.
Der Damm wird 145 m hoch.

Betontechnologie: Wesentlich war die Einführung von Luftporenbeton. Kleine Luftmengen ergeben schon merkbare Verbesserungen der plastischen und Härteeigenschaften. Weitere Vorteile liegen in der großen Zementersparnis durch reduzierten Wasserbedarf, der verminderten Gefahr der Entmischung, der Verbilligung beim Einbauvorgang und in der Verbesserung von Oberfläche und Aussehen. Bei zwei Dämmen von je 120 m Höhe wurden durch Luftporenbeton 28 kg Zement je m³ Beton erspart, insgesamt 85 000 t. Seit 6 Jahren wird nur noch Luftporenbeton angewandt, der sich auch gegen Verwitterung und Angriffe durch aggressive Agentien als widerstandsfähiger erwies als nicht belüfteter Beton.

Eine weitere wichtige Verbesserung ist durch die wissenschaftliche Erforschung der Zuschlagstoffe erzielt. Viele Jahre wurden die Korngrößen und Zusammenhänge zwischen Körnung und Festigkeit empirisch angenommen, wodurch oft gute Zuschlagstoffe verworfen wurden und umgekehrt. Auch waren die Unternehmer berechtigterweise darauf angewiesen, in ihren Angeboten entsprechenden Spielraum zu berücksichtigen. Seit der laboratoriumsmäßigen Untersuchung der Zuschlagstoffe ist man nicht mehr auf Schätzungen angewiesen, vielmehr werden dem Anbieter alle Kostenfaktoren bekannt, die früheren Unsicherheiten eliminiert und das Wagnis auf einen Bruchteil reduziert.

Eine andere Seite der Bewertung des Betongemenges ist durch die Erforschung von Spezialzementen und Bindemitteln gegeben. Zur Zeit wird Schlackenzement und Naturzement im Großversuch bei etwa 4,6 Mill. m³ Beton erprobt. Ausgedehnte Versuche mit Flugasche und natürlichen Puzzolanen sind im Gange.

Ausführung: Es sind dauernd neue Baugeräte entwickelt, die manchmal zunächst zu höheren Verarbeitungskosten führten, dann aber nach der Einarbeitung oft genug auch die Herstellungskosten verbilligten. Nur durch das Vorhandensein entsprechender Geräte wurde es ermöglicht, exakte Forderungen, z. B. für Luftporenbeton, aufzustellen und durchzusetzen, ohne welche der unterste Wasserzementfaktor nicht anwendbar ist. Für die Betonqualität waren maßgebende Gesichtspunkte, daß

1. für eine gleichmäßige Mischung die Leistung der Geräte gleichmäßig und mengenmäßig genau sein muß und nur ein Minimum von Handarbeit erfordern darf,

2. die Körnung recht gewissenhaft zusammengesetzt sein muß. Bei Natursanden wird heute mit Hilfe des hydraulischen Sichters eine Trennung in 8 Körnungen vorgenommen und dann eine erprobte Kornzusammensetzung gewählt, so daß weder nesterbildende noch zementfressende Zuschlagstoffe vorkommen.

Bei normalen Naturlagerungen werden sehr grobe Anteile ausgesiebt, gebrochen und wieder zugesetzt. Es wächst die Einsicht, daß die Behandlung der Zuschlagstoffe im Endeffekt auf die Ermäßigung der Gesamtkosten einen wesentlichen Einfluß hat. Schon die Anwendung des kleinsten WZ-Faktors ist eine hinreichende Rechtfertigung für die Innehaltung der strengen Vorschriften für die Zuschlagstoffe.

Die bemerkenswertesten Fortschritte sind durch zentrale Mischanlagen geschaffen, welche durch Genauigkeit, Zuverlässigkeit und Geschwindigkeit heute die Bezeichnung „Betonfabrikation“ berechtigt erscheinen lassen. Früher war die Mischstation immer in Zementstaub gehüllt. Viele Arbeiter mußten darin arbeiten. Der vor 15 Jahren eingeführte halbautomatische Betrieb beschäftigte drei Arbeiter am Mischer. Heute arbeiten die Baustellen vollautomatisch, und ein Mann am Mischer macht alle Operationen für die Zusammensetzung der Mischung genauer und mit wesentlich höheren Leistungen als früher.

Transport und Einbau: Früher war der Gießturm mit der Gießrinne und später der Derrickkran das Wahrzeichen des Talsperrenbaues. Der damit verbundene Mangel war, daß die Betontechnologie mehr Rücksicht auf das Gerät als auf das Bauwerk nehmen mußte, wodurch übersetzte Sandanteile und Zementmengen nötig wurden, welche hohe Kosten und geringe Betongüte brachten. Der Derrick erforderte für das Umsetzen manchen Zeitverlust, und seine Reichweite blieb beschränkt. Dann kam der Bockkran auf, welcher die vom Mischer gefüllten Kübel von Spezialwagen abnimmt und entleert.

Heute sind zwei Arten üblich: der Kabelkran in schmalen und tiefen Tälern, mit welchem heute mit 6 m³-Kübeln eine Stundenleistung bis 205 m³ erreicht worden ist, und der schnellfahrende Bockkran mit Ausleger, der unter vergleichbaren Verhältnissen den Kabelkran noch übertrifft und bei weiten Tälern vorzuziehen ist. Die schnelle Entleerung der Kübel hindert die Entmischung.

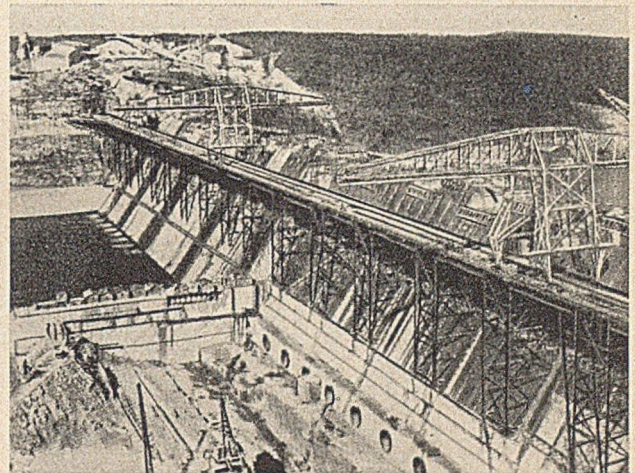


Abb. 2. Transportbrücke mit Bockkränen mit Auslegern.

Für die Verarbeitung des Betons am Bau sind die wichtigsten Geräte die Rüttler geworden, deren Erfolge sich nur noch mit der Einführung des Porenbetons vergleichen lassen. Die früheren mit langen Gummistiefeln knietief im weichen Beton watenden Stocherkolonnen sind Leichtkolonnen mit mittelschweren Rüttlern gewichen. Die Anwendung von Innenrüttlern ist bei den großen zum Einbau kommenden Mengen trockenen Mischgutes notwendig. Trockener Beton und Rüttler haben gleichen Anteil an Wirtschaftlichkeit wie an Qualitätsverbesserung.

Kleinbaustellen: Auch für Kleinbaustellen sind wichtige Fortschritte zu verzeichnen, wie z. B. die Einführung des Pumpbetons für kleine Mengen über größere Entfernungen hinweg bei geringen Lohnkosten. Die leicht bewegliche Rohrleitung gestattet weitgehende Anwendungsmöglichkeit. Die Betonqualität darf wegen der notwendigen Pumpfähigkeit keine Ungleichmäßigkeit erfahren. Daher ist die Betonpumpe gleichzeitig ein vortreffliches Kontrollorgan.

Auch die Verbesserungen an Schalungen sind außerordentlich weittragend. Großflächige Schaltafeln und maschinelle Schalungsmethoden brachten wesentliche Verbesserungen der Betonoberfläche (z. B. Vakuumbeton). Die trockenere Betonkonsistenz reduziert neben den Dehnfugen auch den Schalungsdruck. Auch auf kleineren Baustellen ist Luftporenbeton üblich.

Schließlich schafften die Fortschritte der letzten 25 Jahre eine freundlichere Atmosphäre zwischen Entwurfsbearbeiter und ausführendem Ingenieur, weil dieser ohne untragbares Risiko heute in der Lage ist, den Qualitätsforderungen mit Sicherheit zu genügen. [Nach Civ. Eng. 22 (1952) H. 11 S. 50.]

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

Über die Dimensionierung von technischen Bauwerken auf Grund von Modellversuchen.

Es soll ein Gesamtüberblick über die Gesichtspunkte gegeben werden, die bei der Dimensionierung von technischen Bauwerken auf Grund von Modellversuchen zu beachten sind. Bei diesen Betrachtungen finden insbesondere die Gesetze der mechanischen Ähnlichkeit, die Konstruktion der Versuchsmodelle, die Grundlagen der Lastaufbringung, ferner die Meßverfahren bei den Versuchen sowie die Auswertung der Versuchsergebnisse Berücksichtigung.

Eingangs wird zunächst festgestellt, daß die analytischen Methoden zur Bestimmung der erforderlichen Querschnitte bei technischen Bauwerken gewisse Unvollkommenheiten aufweisen, die besonders augenscheinlich sind, wenn es sich darum handelt, die Bauwerke hinsichtlich ihres Verhaltens jenseits der Elastizitätsgrenze zu betrachten. Es ist daher in vielen Fällen das Bestreben vorhanden, die ungenauen oder umständlichen und zeitraubenden Rechnungen durch andere Verfahren zur Dimensionierung zu ersetzen. Hierbei hat sich der Modellversuch als wertvolles Hilfsmittel erwiesen. Er ermöglicht es, auf oft einfachere und genauere Weise zu den für die Konstruktion eines technischen Bauwerks nötigen Bemessungsunterlagen zu kommen. Damit soll nun keineswegs die analytische Berechnung ausgeschaltet sein, vielmehr bietet sie in anderen Fällen beachtenswerte Vorteile vor den experimentellen Methoden, oder aber sie ist zur Ergänzung oder Vereinfachung dieser Verfahren unumgänglich notwendig.

Die für die experimentelle Bestimmung der zur Dimensionierung nötigen Daten benutzten Modelle weichen oft hinsichtlich ihrer Größe und des benutzten Werkstoffes von dem Originalbauwerk ab. In diesen Fällen sind bei der Anwendung des Modellversuches die Gesetze der mechanischen Ähnlichkeit zu beachten. Der wichtigste in der Modellversuchspraxis vorkommende Fall ist der, daß Modell und Original zwar aus dem gleichen Werkstoff bestehen, aber verschiedene Größen haben. Bei der Betrachtung dieses Falles muß man folgende drei Möglichkeiten unterscheiden:

1. das Originalbauwerk befindet sich im statischen Gleichgewicht und steht unter der Einwirkung von Oberflächenkräften,
2. es befindet sich im dynamischen Gleichgewicht und steht unter der Einwirkung von Oberflächenkräften und Massenkraften,
3. es erfährt eine Volumenänderung.

Wenn man Proportionalität zwischen zwei beliebigen Modellgrößen haben will, müssen die folgenden Gleichungen erfüllt sein:

$$f_m = 1/\lambda \cdot f_p; \quad \delta_m = \delta_p; \quad \sigma_m = \sigma_p,$$

worin f die Verschiebung, δ die Dehnung, σ die Spannung und λ der Vergrößerungsfaktor sind. Die Konstruktion des Modells kann in gewissen Grenzen vereinfacht werden, z. B. indem man unwesentliche Teile wegläßt, Stabgruppen zu Einzelstäben zusammenfaßt usw. Wichtig ist es, am Modell alle diejenigen Belastungen zu berücksichtigen, die am Originalbauwerk angreifen, z. B. Winddruck und Eigengewicht. Die Massenkraften können beispielsweise durch Rotation erzeugt werden, wobei sich ein Zentrifugalfeld ausbildet, dessen Stärke λ -mal so groß ist wie dasjenige der Schwerkraft. Dann bleibt die obige Gleichung in Kraft, vorausgesetzt, daß das Modell in gleicher Weise wie das Original abgestützt ist. Hierzu sind unter Umständen komplizierte Vorrichtungen und Versuchsanordnungen nötig. Wenn die Volumenelemente des Modells dem gleichen Spannungszustand unterworfen sind wie die entsprechenden Elemente des Originalbauwerks, dann ist auch der Verformungszustand bei beiden Elementen der gleiche, selbst bei Verformungen in Bruchnähe. Unstimmigkeiten bei der Ermittlung des Spannungsgradienten, der auch als Maßstab einfluß angesehen wird, sind bisweilen dem Umstand zuzuschreiben, daß man nicht genügend auf die Gleichheit der Werkstoffeigenschaften der zu vergleichenden Teile geachtet hat. Bei Stählen und Leichtmetallen weiß man am meisten über den Maßstabeinfluß, besonders bei Ermüdungsversuchen. Eine allzu große Bedeutung hat der Maßstabeinfluß aber anscheinend nicht, höchstens bei sehr großen Verformungen und sehr starken Größenunterschieden zwischen Modell und Original. Bei Druckbelastung ist bisher kein Maßstabeinfluß festgestellt worden. Oft wird ein Maßstabeinfluß durch andere Effekte, z. B. Trockenbedingungen, vorgetäuscht. Bei Beton und anderen erdigen Massen als Modellbaustoff spielt die Entwässerung und der Wassergehalt eine wesentliche Rolle.

Im Falle, daß Modell und Original aus verschiedenen Werkstoffen bestehen, sind folgende Gleichungen maßgebend:

$$f_m = \frac{1}{\alpha \cdot \beta} f_p; \quad \delta_m = 1/\beta \cdot \delta_p; \quad \sigma_m = 1/\alpha \cdot \sigma_p.$$

Man kann z. B. im Falle eines Originalbauwerks aus Beton für das Modell ein Material nehmen, dessen Diagramm sich bei einachsiger Beanspruchung unter entsprechender Maßstabänderung in das Diagramm von Beton einpassen läßt. Dabei ist es ratsam, ein Modellmaterial mit kleinem $1/\alpha$ und großem $1/\beta$ zu wählen, damit man für kleine Beanspruchungen noch genügend große und damit gut meßbare Verformungen erhält. Bei Stahlbeton im Originalbauwerk muß man die Stahlmörtelung des Originalmaterials im Modell durch ein Material ersetzen, für das $1/\alpha$ und $1/\beta$ den gleichen Wert haben.

Es werden weiter noch die mathematischen Ansätze für den Fall des Originals unter elastischer Verformung behandelt, wobei zunächst der allgemeine Fall des räumlichen Spannungszustandes, dann der Fall des zweidimensionalen oder ebenen Spannungszustandes und schließlich die Fachwerke besprochen werden, dabei die beiden ersten Fälle in der gleichen Unterteilung 1 bis 3 wie vorher, während im letzten Fall beliebige Fachwerke, ebene Fachwerke mit Kräften in ihrer Ebene und ebene oder räumliche Fachwerke aus geradlinigen, gelenkig verbundenen Stäben gestreift werden.

Der folgende Hauptabschnitt betrifft die Konstruktion der Modelle und die Aufbringung der Belastungen beim Modellversuch. Wesentlich ist beim Entwurf eines Modells die Auswahl des Maßstabs. Die Modelle dürfen nicht zu klein sein, weil dann unter Umständen Schwierigkeiten in der genauen Nachbildung des Originals entstehen können. Ebenso muß auf die Anbringung der Meßinstrumente und der Einrichtungen zur Lasteinleitung Rücksicht genommen werden. Gewisse Grenzen in der Kleinheit der Modelle werden insbesondere durch die Größe der Tensometer gegeben, deren Meßstrecken, obwohl bei vielen Geräten an sich schon sehr klein (bis zu 1 mm), auf genügend großen Flächen untergebracht werden müssen, damit keine fremden Einflüsse in die Messung hineinkommen, z. B. Spannungserhöhungen durch Kerbwirkung und dgl. Diese Gesichtspunkte sind sehr wichtig, da von der Genauigkeit der Messungen der Wert des ganzen Modellversuchs abhängt. Bei großen Bauwerken von einfachen, unverwickelten Formen kann man bis auf Maßstäbe von 1:500 gehen, während man bei komplizierten Konstruktionen, besonders wenn diese kleine Abmessungen haben, wesentlich größere Maßstäbe wählen muß. Oft kann es bei kleinen Teilen, wie Maschinenteilen oder Maschinenelementen, vorteilhaft sein, das Modell größer zu bauen, um kritische Stellen einwandfrei messen und untersuchen zu können. Das ist u. a. häufig bei der Ermittlung des Verlaufes von Spannungsspitzen an Kerbstellen zweckmäßig.

Bei der Auswahl der Werkstoffe für die Modelle ist darauf zu achten, daß die Forderungen der mechanischen Ähnlichkeitsgesetze erfüllt sind. Die Materialeigenschaften dürfen nicht von geringen Temperaturänderungen und Feuchtigkeitsschwankungen der Umgebung beeinflusst werden. Ferner müssen die Werkstoffe gut bearbeitbar und mehrere Teile miteinander verbindbar sein. Sie müssen eine möglichst gute Verformung haben, damit man beim Messen der Dehnungen, Verschiebungen usw. eine hohe Meßgenauigkeit erhält, und zwar auch bei kleinen Beanspruchungen. Ferner sollen die Modellwerkstoffe die Gewähr für leichte Befestigung und Haltbarkeit der Meßinstrumente auf der Oberfläche und auch, wenn nötig, im Innern bieten. Schließlich ist auch der Preis von Wichtigkeit, der niedrig sein muß. Im wesentlichen werden diese Grundforderungen von Zelluloid, gewissen Kunststoffen, Gips, einigen Metallen und mit Einschränkung von Gummi und Preßkork erfüllt.

Zelluloid wird oft bei der Herstellung von Modellen ebener Fachwerke benutzt. Es wird meist in Platten bis 5 mm Stärke geliefert und ist leicht zu bearbeiten. Verbindungen mehrerer Stücke werden durch Leimen mit gewissen organischen Lösungen oder Aceton ausgeführt. Der Elastizitätsmodul beträgt 15 000 bis 25 000 kg/cm², die Poissonsche Zahl 0,33 bis 0,38. Zur Bearbeitung benutzt man gut geschärfte Werkzeuge, wie sie bei der Metallbearbeitung üblich sind. Arbeitsgeschwindigkeit und Vorschub auf Werkzeugmaschinen sollen niedrig sein, um starke Temperaturerhöhungen zu vermeiden. Diese könnten Strukturänderungen und innere Spannungen hervorrufen, was besonders bei spannungsoptischen Versuchen von großem Nachteil wäre. Die mechanischen Eigenschaften ändern sich mit dem Alter. Die Verformungseigenschaften werden etwas

von der Temperatur und Feuchtigkeit der Umgebung beeinflusst.

Die ebenfalls häufig benutzten Kunststoffe sind auch meist leicht bearbeitbar. Sie zeigen im allgemeinen ein ausgeprägtes Fließen. Ihr Elastizitätsmodul ist unter bestimmten Voraussetzungen von der Zeit abhängig, und zwar sowohl bei Zug als auch bei Druck. Die wichtigsten Eigenschaften einiger für Modellbau geeigneter Kunststoffe sind in Tabelle 1 zusammen-

Tabelle 1.

| Werkstoff | Bruchdehnung bei Zug kg/cm ² | E-Modul kg/cm ² | Poissonsche Zahl | Gruppe |
|-------------------|---|----------------------------|------------------|--------|
| Perspex | 500 | 30 000 | 0,35 | 1 |
| Plexiglas | 500 | 30 000 | — | 1 |
| Lucite | 500 | 20 000 | — | 1 |
| Bakelit | 1000 | 45 000 | 0,35 | 2 |
| Marblette | — | 35 000 | 0,40 | 2 |
| Marblette | 300 | 15 000 | 0,40 | 2 |
| Trolon | — | 25 000 | — | 2 |
| Alkathene | 100 | 2 000 | 0,40 | 3 |

Gruppe 1 sind Polymerisations-Kunststoffe.

Gruppe 2 sind Kondensations-Kunststoffe.

Gruppe 3 sind Polyäthylene.

gestellt. Polymerisations-Kunststoffe, z. B. die Polymethakrylsäureharze, sind sehr leicht mit den üblichen Werkzeugen zu bearbeiten, wobei die gleichen Vorsichtsmaßregeln zu ergreifen sind wie beim Zelluloid. Die Modelle werden aus einzelnen Stücken gefertigt, die nachher mit Aceton oder besser einem besonderen Kunstharzkleber zusammengeleimt werden. Die Kondensations-Kunststoffe, z. B. die Phenolformaldehyde, sind ebenfalls mit den gewöhnlichen Werkzeugen leicht bearbeitbar. Da sie den Nachteil haben, nicht leimbar zu sein, eignen sie sich vornehmlich für ebene Modelle, insbesondere für spannungsoptische Untersuchungen. Die Polyäthylene-Kunststoffe, z. B. Alkathene, haben einen niedrigen Elastizitätsmodul und eignen sich daher besonders in Fällen, in denen die aufzubringenden Spannungen klein sind, wie etwa bei der Ermittlung des Einflusses des Eigengewichts. Sie werden oft in Form von Körnern geliefert. Da sie bereits bei 140° C schmelzen, können sie beispielsweise durch Gießen zu komplizierten Formstücken gestaltet werden. Die Verbindung mehrerer Teile aus diesen Polyäthylenen muß, da sie nicht mit Fremdstoffen leimbar sind, durch Schweißen mit Heißluft unter Verwendung eines Schweißdrahtes aus dem gleichen Material erfolgen. Sie sind auch leicht schneidbar. Alle diese Eigenschaften machen die Polyäthylene besonders geeignet für komplizierte Modelle und für Fälle, in denen die Modelle im Laufe der Versuche geändert werden müssen.

Gips und Gemenge aus Gips und Kieselgur eignen sich gut für räumliche Modelle, da man auch diese Stoffe leicht zu beliebiger Gestalt formen kann. Wichtig ist bei der Herstellung von Modellen aus diesen an sich billigen Stoffen die richtige Wasserdosierung. Um bei längeren Formarbeiten an Gipsmodellen ein zu schnelles Trocknen zu verhüten, kann man dem Gemenge 0,5 % des Gipsgewichtes an PO₄ HNa₂, 12 OH₂ zusetzen. Man benutzt bei der Fertigung von Gipsmodellen auch Formen aus Metall oder Holz. Der Elastizitätsmodul hängt vom Feuchtigkeitsgehalt ab. Bei künstlicher Trocknung darf die Temperatur 40° C nicht übersteigen, da sonst der Gips altert. Vielfach wird Ultrarotlicht zum Trocknen mit Vorteil verwendet. Mit zunehmendem Verhältnis Wasser/Gips sinken der Elastizitätsmodul sowie Zug- und Druckfestigkeit. Bei Gipsmodellen mit genügend dicken Wandstärken ist es möglich, im Innern Meßgeräte mit einzuschließen.

Wenn man beim Bau von Modellen Metalle verwendet, was an sich ziemlich selten der Fall ist, kommen im wesentlichen Stahl, Messing oder Leichtmetalle in Frage. Die Verbindung mehrerer Teile geschieht vornehmlich durch Schweißen.

Manchmal wird auch Gummi als Modellmaterial benutzt, besonders wenn Wert auf einen kleinen Elastizitätsmodul gelegt wird. Wenn man mit Gummimodellen den Einfluß des Eigengewichtes untersuchen will, muß man Bleiglätte beimischen, um sein spezifisches Gewicht zu erhöhen. Wegen seiner schwierigen Verarbeitbarkeit ist Gummi nur für einfache ebene Modelle geeignet.

Auch die Preßkorke haben einen sehr kleinen Elastizitätsmodul (900 kg/cm²). Sie werden in Form von Platten oder Blöcken geliefert und sind leicht zu bearbeiten. Wegen ihres

kleinen Elastizitätsmoduls eignen sie sich noch besser als Zelluloid und Kunststoffe für die Fertigung von Modellen von Bauwerken großer Starrheit, mit denen man die Verschiebungen messen will.

Für spannungsoptische Untersuchungen können nur Werkstoffe geeignet sein, die die oben genannten allgemeinen Forderungen erfüllen und außerdem homogen, isotrop und transparent sind. Ferner müssen sie einen hohen photoelastischen Koeffizienten haben. Eine endliche Doppelbrechung darf nicht vorhanden sein, zum mindesten muß sich eine solche Eigenschaft leicht beseitigen lassen. Besonders geeignet sind Bakelit, Plexiglas, Zelluloid, Trolon, auch Gelatine. Von diesen sind Zelluloid und Plexiglas zur Bestimmung der Isoklinen vorzuziehen, während Bakelit und Trolon sich besser für die Aufwindung der Isodromaten eignen. Die hohe photoelastische Konstante der Gelatine empfiehlt ihre Anwendung zur Bestimmung der Dehnungen infolge des Eigengewichtes. Die Gelatine wird in wäßriger Lösung verwendet, der man Glycerin zusetzt, um das Schrumpfen beim Trocknen zu vermindern. Der Elastizitätsmodul schwankt mit dem Wassergehalt. Man kommt bei Trocknung im Vakuum auf Werte bis herunter zu 1 kg/cm². Die geringe Festigkeit dieses Materials zwingt dazu, sehr dick zu bauen. Komplizierte Modelle, besonders wenn sie dünne Wandstärken haben, sind sehr schwer aus Gelatine herzustellen.

Die Aufbringung bzw. Einleitung von Kräften an Modellen, die an der Oberfläche wirken, bietet, gleichgültig ob es sich um Einzelkräfte oder Flächenkräfte handelt, keine allzugroßen Schwierigkeiten. Einzelkräfte werden meist durch Gewichte, Schraubspindeln oder Spannfedern erzeugt, wobei im letzteren Falle die Lasterzeuger zugleich Lastmesser sind (Abb. 1). Soll

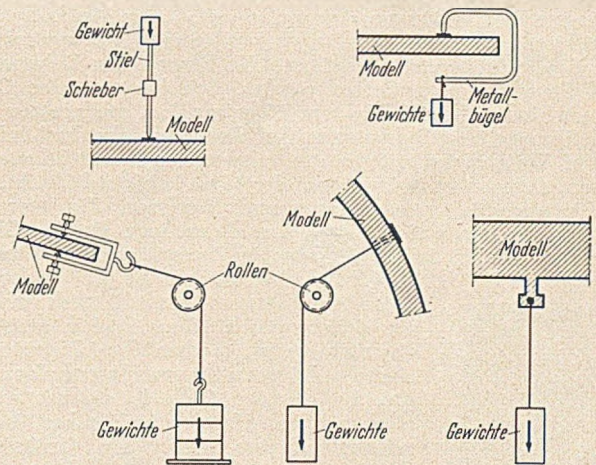


Abb. 1. Verschiedene Arten der Aufbringung von Einzellasten.

eine größere Zahl von Einzelkräften auf das Modell einwirken, so werden sie durch ein Hebelsystem zusammengefaßt, so daß zuletzt nur noch eine einzige Gesamtergebnis resultierende übrigbleibt, die mit den oben erwähnten Mitteln hervorgebracht wird. Für Flächenbelastungen werden oft genügend dicht nebeneinandergesetzte, durch Hebelsysteme zusammengefaßte Einzelkräfte benutzt (Abb. 2). Bei lotrechten Flächenkräften kann die Be-

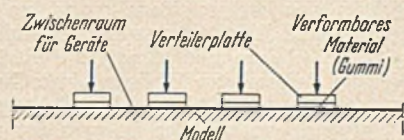


Abb. 2. Aufbringung von Flächenbelastungen durch Einzellasten.

lastung in wesentlich einfacherer Weise mit Hilfe von Flüssigkeiten, z. B. Quecksilber, oder granuliertem Material mit geringer innerer Reibung, z. B. Bleischrot, erfolgen. Oft reicht aber das spezifische Gewicht der brauchbaren Stoffe nicht aus, um genügend große Kräfte auszuüben. Ein weiteres gutes Mittel sind mit Luft aufblasbare Gummikissen, die mit der einen Fläche gegen das Modell, mit der gegenüberliegenden Fläche gegen eine Stützwand anliegen (Abb. 3). Beim Aufblasen drücken die Kissen mit einer dem inneren Überdruck proportionalen Kraft gegen das Modell. Bei diesem Mittel kann man zwischen der Modelloberfläche und dem darauf drückenden Kissen leicht elektrische Dehnungsmessstreifen anbringen, deren Anzeige durch den Kissendruck nicht beein-

trächtig wird. Die Aufbringung zusammengesetzter Kräfte bietet keine Schwierigkeiten, solange es sich um Modelle geringer Dicke handelt, bei denen man die zusammengesetzten Kräfte durch eine ebene Resultierende ersetzen kann. Schwierigkeiten entstehen, wenn es sich darum handelt, Zentrifugalkräfte oder im Innern des Modells angreifende Kräfte anzuwenden. Wichtig ist in jedem Fall, daß die Stützkräfte des Modells die Ähnlichkeitsbedingungen erfüllen. Häufig werden sowohl die festen als auch die beweglichen Auflager in dieser Beziehung vernachlässigt, wodurch dann Fehler entstehen.

Zweck der Belastungsversuche an Modellen ist die Ermittlung der dabei auftretenden Verschiebungen, Dehnungen und

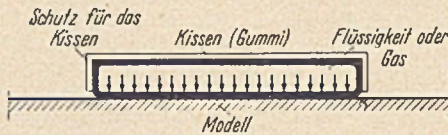


Abb. 3. Aufbringung von Flächenlasten durch Druckluftkissen.

Spannungen, aus denen man mit Hilfe der mechanischen Ähnlichkeitsgesetze die entsprechenden Werte der Originalbauwerke ermitteln kann. Diese sind dann Grundlage für die Dimensionierung des Originals. Die Dehnungen und Spannungen können durch indirekte Methoden bestimmt werden, indem man Größen mißt oder, wie bei der Spannungsoptik, Erscheinungen benutzt, die in bekannten Beziehungen zu Dehnung und Spannung stehen. Zur Bestimmung der Verschiebungskomponenten gelangen vornehmlich Mikrometer der verschiedenen Meßgenauigkeiten zur Anwendung, wobei auf sorgfältige Befestigung bzw. Abstützung dieser Geräte zu achten ist. Bei sehr geringen Verschiebungswerten muß man auf das Meßmikroskop zurückgreifen. Die Verformungen werden mit Tensometern der verschiedenen Bauarten bestimmt. Es können nur Dehnungen und Stauchungen gemessen werden, Schiebungen oder Gleitungen sind nicht auf direktem Wege meßbar, sondern nur auf dem Umweg über Dehnungen. Auf der Oberfläche der Modelle bieten Dehnungsmessungen im allgemeinen keine Schwierigkeiten, dagegen ist es im Innern der Modelle oft nicht leicht, die Meßinstrumente unterzubringen und abzulesen. Da aber die Größtwerte der Verformungen im allgemeinen an der Oberfläche stattfinden, ist die Messung im Inneren meist von untergeordneter Bedeutung. Es gibt zahlreiche Arten von Tensometern, die teils mechanisch oder optisch, teils elektrisch arbeiten. Bekannte rein mechanische Instrumente sind die Zeigergeräte von Huggenberger und Johansson (Abb. 4), die mit einem mechanischen Hebelsystem hoher Übersetzung arbeiten; ferner die Geräte mit schwingender Stahlsaite, die elektromagnetisch erregt wird, und die Lichtstrahlgeräte mit Spiegelablenkung. Die elektrischen Instrumente benutzen das induktive, kapazitive, elektromagnetische oder Widerstandsprinzip. Sehr verbreitet sind neuerdings die sog. elektrischen Dehnungsmeßstreifen, die wegen ihrer Kleinheit und geringen Dicke leicht überall angebracht werden können. Die elektrischen Geräte haben den großen Vorteil, daß sie Fernanzeige und Registrierung der Meßwerte gestatten. Bei der Anwendung der elektrischen Geräte auf porösem Werkstoff, wie Gips usw., muß die Oberfläche vorher dicht gemacht werden. Schließlich ist noch das pneumatische

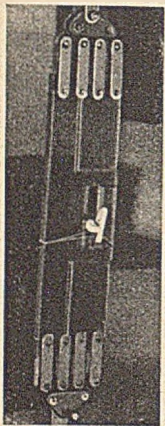


Abb. 4. Modell mit ausgebautem Johansson-Tensometer.

Tensometer von Solex zu erwähnen, das bei einer Meßstrecke von nur 2 mm eine Vergrößerung von $2 \cdot 10^5$ aufweist.

Ein gelegentlich angewandtes Verfahren zur Erlangung eines Bildes der Verformung eines Modells unter einer aufgebrachtten Belastung ist die Reißlackmethode (Abb. 5), bei der das Modell mit einem Speziallack überzogen wird, der bei Verformung des Modells Risse erhält. Diese Risse entstehen quer zur Verformungsrichtung bei einer bestimmten Verformung zuerst an den Stellen höchster Belastung, an der diese Reißverformung zuerst eintritt, dann bei weiter steigender Belastung nacheinander an anderen Stellen, an denen diese kritische Verformung auftritt. Diese Methode wird bei Stahlmodellen, aber auch bei solchen aus Zelluloid und Kunststoff angewendet, und zwar vornehmlich bei komplizierten Formen. Sie ist oft auch eine Hilfsmessung zur Ermittlung der Stellen hoher Belastung und Fest-

stellung der Verformungsrichtungen, wonach erst die Tensometer entsprechend angesetzt werden.

Da sich Spannungen nicht unmittelbar messen lassen, erfolgt die Bestimmung des Spannungszustandes an einem bestimmten Punkt mit Hilfe der dort gemessenen Dehnungen. Dieses Verfahren wird aber ungenau, wenn die Beziehungen zwischen Dehnung und Spannung nicht mehr linear sind und wenn die Verformungen plastisch werden. Aber auch bei Werkstoffen, die dem Hookeschen Gesetz unterliegen, können dann Schwierigkeiten entstehen, wenn der Elastizitätsmodul ungleich-

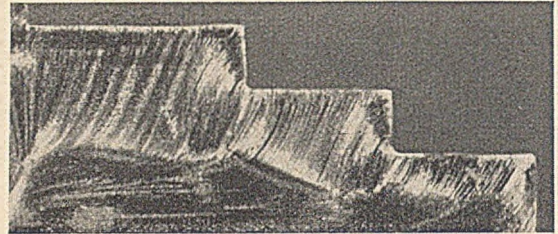


Abb. 5. Ausbildung der Sprünge beim Reißlackversuch.

förmig ist oder sich im Laufe der Zeit ändert. Neuerdings ist ein Verfahren zur Umgehung derartiger Schwierigkeiten versucht worden, bei dem ein kleiner elastischer, fester Körper in das Innere des zu untersuchenden Modells eingebracht und mit ihm fest verbunden wird. Man kann dann aus dem Verformungsverhalten dieses Körpers auf das des Modells schließen, selbst wenn dieses keine linearen Beziehungen zwischen Spannung und Dehnung aufweist oder bereits fließt. Die Verformung des kleinen Körpers wird mit elektrischen Dehnungsmessern bestimmt.

Schließlich werden noch Untersuchungen an Fachwerkmodellen besprochen. Da diese Modelle oft große Verformungen bei der Belastung erleiden, können die bisher erwähnten Meßmethoden bisweilen nicht angewandt werden. Die Fachwerkmodelle werden vorzugsweise aus Metallstäben kleinen Durchmessers oder aus Metallstreifen hergestellt. Dabei ist die Nachahmung veränderlicher Querschnitte nicht immer leicht. In

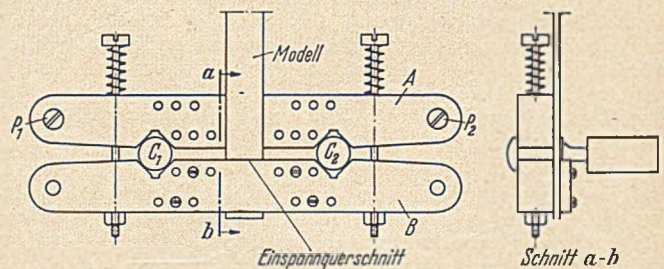
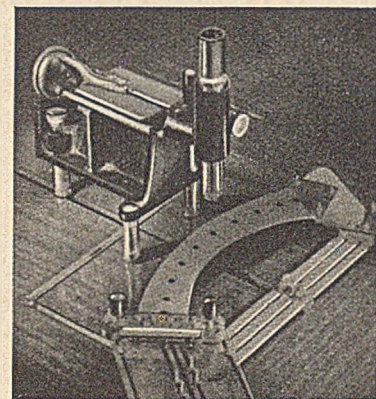


Abb. 6. Versuchsordnung nach Beggs.

solchen Fällen empfiehlt sich die Verwendung von Zelluloid oder Kunststoffen. Zu Verschiebungsmessungen kann man vielfach in Millimeter geeichte Lineale benutzen. Erwähnt wird besonders die Versuchsmethode von Beggs, bei der kleine Verschiebungen auftreten, die mit einem Mikroskop gemessen werden. Das Stab- oder balkenförmige Modell wird an beiden Enden in einen Verformungsapparat eingespannt und mit dessen Hilfe gebogen, so daß keine äußeren Lasten eingeleitet

zu werden brauchen. Der Verformungsapparat ist dicht über einem Tisch auf Kugeln gelagert, wobei die Modellebene parallel zur Tischebene liegt (Abb. 6). Man kann mit der Beggsschen Methode auch Spannungen ermitteln, die in einem inneren Schnitt wirken, indem man das Modell diesem Schnitt entlang aufschneidet. Die Verschiebungen bei Fachwerkmodellen können, wenn sie groß genug sind, auch photographisch gemessen werden, indem man Meßpunkte deutlich auf dem Modell markiert und auf dem Film den Weg, den die Meßpunkte zurücklegen, ausmißt (Abb. 7; 8). Diese Methode erlaubt die Aufnahme einer großen Anzahl von Meßpunkten gleichzeitig. Auf dem Film kann man den belasteten und den unbelasteten Zustand gleichzeitig sehen, unter Umständen sogar, je nachdem wie oft man exponiert, eine Anzahl Zwischenwerte.

Spannungsoptische Methoden können bei Modellen mit zweidimensionalem Spannungszustand angewendet werden, wobei man sehr schnell ein Bild der Spannungsverteilung auf der Modelloberfläche erhält. Da meist nur kleine Modelle benötigt werden, ist dieses Verfahren billig. Man erkennt bei ihm gut die Stellen von Spannungskonzentrationen an Kerbstellen usw. Durch Verwendung von Modellen aus Gelatine sind sogar die Einflüsse vom Eigengewicht zu ermitteln. Indessen ist es nicht leicht, mit Gelatine zu arbeiten, da das Material außerordentlich verformbar ist. Bei räumlichen Spannungszuständen, bringt die spannungsoptische Methode Schwierigkeiten. Trotz gewisser Unzulänglichkeiten ist sie aber ein gutes Hilfsmittel, insbesondere, da sie ein sichtbares Bild der Spannungsverteilung auf dem Modell ergibt, was mit keiner anderen Methode, mit Ausnahme der Reißlackmethode in beschränktem Maße, möglich ist.

Zusammenfassend wird zum Abschluß festgestellt, daß Modellversuche sehr gut geeignet sind, die Grundlagen für Gestaltung und Bemessung eines technischen Bauwerkes zu ermitteln, insbesondere, solange Beanspruchungen im elastischen Bereich auftreten; aber auch bei Spannungen außerhalb dieses Bereiches können Werkstoffe zum Bau des Modells gefunden werden, die die Forderungen der mechanischen Ähnlichkeitsgesetze mit genügender Genauigkeit erfüllen. Die Aufbringung von Oberflächenlasten und die Ermittlung von Dehnungen,

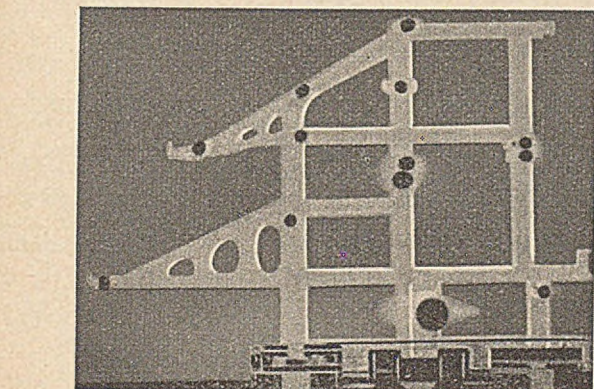


Abb. 8. Mit der Anordnung nach Abb. 7 aufgenommenes Lichtbild der Verformung eines Fachwerkes.

Spannungen und Verschiebungen bieten mit den gewöhnlichen Verfahren keine besonderen Schwierigkeiten. Man kann oft mit dem Modellversuch genauere Voraussagen für das Originalbauwerk machen als mit Hilfe einer Berechnung. Die Berechnung hat aber unter Umständen den Vorteil, schneller und mit weniger Kostenaufwand zum Ziel zu führen. Ein Mangel der analytischen Methode besteht darin, daß sie die Einflüsse der Werkstoffschwankungen, der Herstellungsqualität des Bauwerkes (z. B. Güte von Schweißverbindungen, Wärmebehandlungen) und Auswirkung der Belastung auf bestimmte Stellen des Bauwerkes (z. B. örtliche Spannungserhöhungen infolge Kerbwirkung) nicht mit genügender Genauigkeit berücksichtigen kann. Es müssen daher mehr oder weniger hohe Sicherheitsfaktoren eingeführt werden. Versuche, allen möglichen Einflüssen in der Berechnung Rechnung zu tragen, führen zu sehr

komplizierten und entsprechend langwierigen, teuren und u. U. unsicheren Berechnungsgängen. Es wird vielfach zweckmäßiger sein, die analytische Methode mit der experimentellen in geeigneter Weise zu kombinieren.

Für die Durchführung von Modellversuchen sind gut eingerichtete Laboratorien mit erfahrenerm Personal nötig. Diese Vorbereitungen sind in vielen Fällen nicht vorhanden, so daß von vornherein keine günstigen Voraussetzungen für die Durchführung und Auswertung von Modellversuchen gegeben sind.

Modellversuche haben aber nicht nur für die Dimensionierung von technischen Bauwerken große Bedeutung, sondern auch als Mittel zur Förderung der Forschung und als Lehrmittel. In der Forschung erlauben die Modellversuche in verhältnismäßig billiger Weise die Untersuchung komplizierter Konstruktionen und die Entwicklung neuartiger Berechnungsverfahren. Beim Unterricht haben sie die sehr wertvolle Eigenschaft, verwickelte Vorgänge in einfacher und billiger Weise anschaulich vorführen und erläutern zu können.

[Nach M. Manuel Rocha: Annales de l'institut technique du bâtiment et des travaux publics Nr. 235, Febr. 1952.]

H. Bürnheim, München 9.

Nichtelastische Verzerrungen des Betons.

Bekanntlich bewirkt beim Beton jede noch so kleine Spannung außer den elastischen Verzerrungen auch solche nicht-elastischer Art, eine Erscheinung, die als Kriechen bezeichnet wird. Vielfach trifft man die Auffassung, daß das Kriechen wesensähnlich den bei hohen Spannungen auftretenden unelastischen Verzerrungen sei. In Wirklichkeit handelt es sich um zwei ganz verschiedene Erscheinungen.

Zunächst betrachten wir das idealisierte σ - ϵ -Diagramm eines zähen Stahles (Abb. 1). OA ist der elastische Bereich, dadurch definiert, daß $\epsilon = f(\sigma)$ für zunehmende und abnehmende σ eindeutig und von der Zeit unabhängig ist. Eine geringe Überschreitung des Bereiches OA führt in den Fließ-

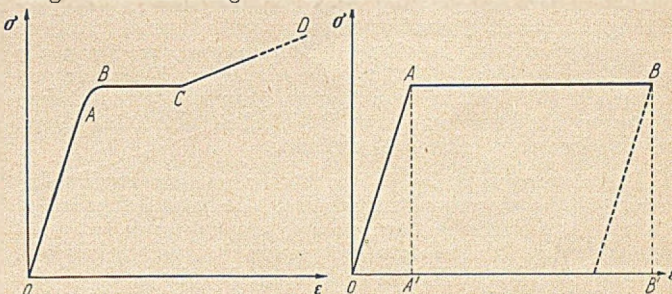


Abb. 1.

Abb. 2.

bereich BC, in dem die Verzerrung bei konstanter Spannung wächst, die Zeit Einfluß ausübt, eine eindeutige Beziehung zwischen ϵ und σ nicht besteht. Das Fließen bewirkt eine Verfestigung, und deshalb muß nach Durchschreiten des Fließbereiches σ wachsen, um eine Zunahme von ϵ zu bewirken. Im Stahlbetonbau wird der Verfestigungsbereich CD i. d. R. nicht erreicht, so daß man für viele Zwecke mit der vereinfachten Kurve nach Abb. 2 auskommt.

Entlastet man im Bereich AB, z. B. in B, so geht der elastische Anteil OA' der Verzerrung wieder ganz zurück, während der plastische Teil AB=A'B' verbleibt. Man kann das Verhalten des Stahles nach Abb. 2 durch das Modell Abb. 3 darstellen.

Die Elastizität wird durch die Feder S, die Plastizität durch einen festen Körper auf rauher Unterlage dargestellt. Unterhalb der Fließgrenze ist die Verschiebung der Kraft P durch die elastische Nachgiebigkeit der Feder gegeben, im Fließbereich, d. h. wenn P genügend gewachsen ist, um die Reibung des festen Körpers K zu überwinden, geht die weitere Verschiebung von P ohne weitere Zunahme von P vor sich.

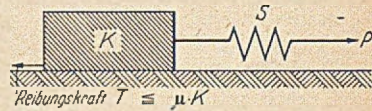


Abb. 3.

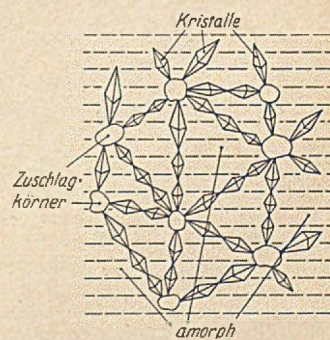


Abb. 4.

Die nichtelastische Verzerrung von Beton ist von der des Stahles verschieden und soll wie folgt aufgefaßt werden: Der

Beton besteht zunächst aus dem losen Zuschlag Sand und Kies, der in Zementleim eingebettet ist. Der Zementleim ist im frischen Zustand eine zähe Flüssigkeit. Mit fortschreitender Zeit erhärtet der Zement, indem die Salze des Zements hydratisieren und dabei Kristalle bilden, die den amorphen Zementleim in wachsendem Maß durchsetzen. Die Kristalle zeigen elastisches, die amorphe Masse des Zementleimes plastisches Verhalten, so daß mit der Zeit der plastische Anteil abnimmt (Abb. 4). Das Kriechen des Betons wurde zuerst von Faber [1] beschrieben. Glanville [2] beobachtete erstmalig Proportionalität zwischen dem Kriechen und der kriecherregenden Spannung: „creep of concrete can be considered for practical purposes as proportional to the stress“. Das Kriechen ist also auch mit der geringsten Spannung verbunden, es ist darin verwandt dem Fließen einer zähen Flüssigkeit und völlig verschieden vom Fließen des Stahles.

Der amorphe Zement bewirkt etwas wie eine Verzögerung der elastischen Verzerrung des Betonskeletts, das aus den Zuschlagkörnern und den Zementleimkristallen besteht. Als Denkmodell des elastisch und plastisch sich verformenden Betons kann ein schwammartiges Gebilde dienen, dessen Gerüst voll elastisch ist und Hohlräume umschließt; diese sind mit einer

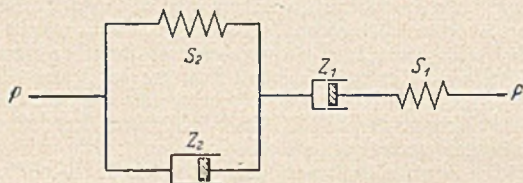


Abb. 5.

zähen Flüssigkeit gefüllt und verzögern die elastischen Verformungen des Gerüsts bei Belastung sowohl wie bei Entlastung. Es ist mit dieser Vorstellung plausibel gemacht, warum es so schwierig ist, bei Elastizitätsmessungen am Beton die sog. „Erholung des Betons“ von der elastischen Formänderung zu trennen [3]. Die „Erholung“ wird häufig mit der elastischen Hysterese gleichgesetzt, ist in Wirklichkeit aber eine davon verschiedene physikalische Erscheinung.

Die Verzerrungen des Betons können an dem Denkmodell gem. Abb. 5 veranschaulicht werden, das von Burgers [4] stammt. Die elastische Verschiebung von P ist, wie in Abb. 3 bereits dargestellt, durch die Verformung der Feder S_1 gegeben, ist proportional P und beträgt $\delta_1 = a_1 \cdot P$. Hinter die Feder ist ein Zylinder Z_1 geschaltet, der mit einer zähen Flüssigkeit gefüllt ist, und in dem sich ein Kolben mit kleiner Durchbohrung bewegt. Der Kolben bewegt sich in der Zeit von $t = 0$ bis $t = t$ unter Einwirkung der Kraft P um $\delta_2 = b_1 \int_0^t P \cdot dt = b_1 \cdot P \cdot t$, wenn das zähe Fließen proportional P geschieht. Die Verschiebung δ_1 geht bei Entlastung von P auf 0 zurück, δ_2 bleibt ganz als plastische Verschiebung erhalten. Parallel zueinander geschaltet sind weiterhin eine zweite Feder S_2 und ein zweiter Zylinder Z_2 . Die Kraft P verteilt sich auf S_2 und Z_2 , so daß $P = P_{S_2} + P_{Z_2}$, und bei symmetrischer Lage von P ist $P_{S_2} = P_{Z_2}$. Geht P auf 0 zurück, so zieht die Feder S_2 den Kolben in Z_2 langsam wieder ganz zurück, was der Erholung des Betons entspricht.

Es ist die P_{S_2} entsprechende Verschiebung

$$\delta_3 = a_2 \cdot P_{S_2}$$

und die P_{Z_2} entsprechende Verschiebung

$$\delta_3 = b_2 \cdot \int_0^t P_{Z_2} \cdot dt = b_2 \cdot P_{Z_2} \cdot t.$$

Man muß sich bei diesem Denkmodell die Federkonstante $a_2 = f(t)$ denken, und zwar in einem bestimmten Zeitpunkt t $a_2 = b_2 \cdot t$,

und es ist

$$P_{S_2} = \frac{\delta_3}{a_2},$$

$$P_{Z_2} = \frac{1}{b_2} \cdot \frac{d\delta_3}{dt}.$$

Mit $P = P_{S_2} + P_{Z_2} = \frac{\delta_3}{a_2} + \frac{1}{b_2} \cdot \frac{d\delta_3}{dt}$ und $\delta_3 = y$

$$\text{wird} \quad \frac{dy}{dt} + \frac{b_2}{a_2} \cdot y - b_2 \cdot P = 0;$$

die Lösung dieser Differentialgleichung lautet:

$$y = a_2 \cdot P \left(e^{-\frac{b_2}{a_2} \cdot t} \cdot C + 1 \right).$$

Die Anfangsbedingung $y = 0$ für $t = 0$ liefert $C = -1$ und

$$y = \delta_3 = a_2 \cdot P \left(1 - e^{-\frac{b_2}{a_2} \cdot t} \right).$$

Die gesamte Verschiebung wird

$$\delta_1 + \delta_2 + \delta_3 = P \left[a_1 + b_1 \cdot t + a_2 \left(1 - e^{-\frac{b_2}{a_2} \cdot t} \right) \right] \quad (1a)$$

oder in Verzerrungen

$$\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 = \frac{P}{L \cdot l} \left[a_1 + b_1 \cdot t + a_2 \left(1 - e^{-b_2 t / a_2} \right) \right]; \quad (1b)$$

$\varepsilon_1 =$ elastische Verzerrung; $\varepsilon_2 =$ Kriechen; $\varepsilon_3 =$ Erholung.

Die durch diese Darstellung erfaßten Vorgänge im Beton sind vergleichbar denen im Stahl unterhalb der Fließgrenze (Bereich OA der Abb. 2). Dem elastischen Bereich des Stahles entsprechend, kann man beim Beton einen visko-elastischen Bereich erkennen, in dem Gl. (1) in etwa gilt (Bereich OA in Abb. 6 und 7), der also dadurch gekennzeichnet ist, daß näherungsweise Linearität zwischen ε und σ besteht. Im Bereich AB, der als bildsamer oder als plastischer Bereich bezeichnet wird, nimmt der Wert $\frac{d\sigma}{d\varepsilon}$ schnell ab und wechselt bald das Vorzeichen. Diesem mathematischen Kriterium entspricht physi-

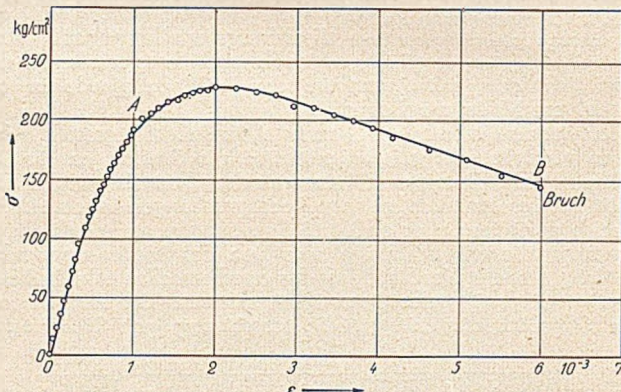


Abb. 6. σ - ε -Linie eines Betons geringer Festigkeit.

kalisch eine Überwindung der Adhäsion zwischen Zementleim und Zuschlag, womit feine Risse im Betongefüge bedingt sind, die fortschreitend aus dem Beton ein Haufwerk machen. Es besteht ein wesentlicher Unterschied zwischen der Plastizität eines Metalles und der scheinbaren Plastizität eines Haufwerkes hinsichtlich der Kräfte, die zwischen den einzelnen Teilchen wirksam sind. Im plastisch deformierten Metall bleibt

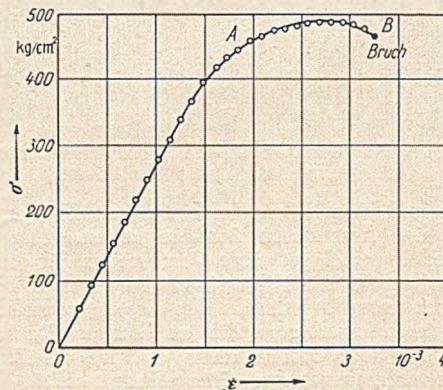


Abb. 7. σ - ε -Linie eines Betons hoher Festigkeit.

die Kohäsion erhalten, Spannungsspitzen werden abgebaut bzw. vermieden durch nichtlineare Gleitungen der Kristalle; das Haufwerk kennt als innere Kräfte nur die Reibung der einzelnen Körperteile untereinander. Die Verzerrungen im plastischen Bereich des Betons bei hohen, der Bruchfestigkeit sich

nähernden Spannungen sind gekennzeichnet durch mehr oder minder umfangreiche lokale Zerstörungen der Adhäsion (Klebwirkung) zwischen Zementleim und Zuschlag. Das Verhalten ist nur scheinbar plastisch. In Wirklichkeit handelt es sich um Verschiebungen innerhalb eines adhäsionslosen Haufwerks, das mit zunehmender Zerstörung des Gefüges entsteht, und das sich hinsichtlich der Verformungen wie ein vollplastischer Stoff verhält. Die Betonfestigkeit wird nur noch gehalten durch die innere Reibung des Haufwerks.

Berg [5] beobachtete die ersten Risse in dem Betongefüge mit einer Länge bis zu rd. 2 cm und einer Rißbreite von rd. $1 \cdot 10^{-3}$ cm. Er maß eine Querdehnung von rd. 1 bis $2 \cdot 10^{-4}$, was etwa der Dehnungsfähigkeit des Betons entspricht [6]. Ähnliche Erscheinungen konnten von Dr. Jones im Road Research Laboratory London beobachtet werden; eine Veröffentlichung hierüber soll bald erscheinen. Es kann daraus geschlossen werden, daß der Beginn der inneren Gefügeschädigung eines auf Druck oder Zug beanspruchten Betons nur von seiner Dehnungsfähigkeit abhängt. Bei der Bedeutung dieser Frage sollten systematische Versuche auf breiter Grundlage durchgeführt werden. [Nach Engineering 174 (1952) Nr. 4518, S. 276.]
A. Mehmel, Darmstadt.

Literatur.

1. Faber: Proc. Inst. Civil Eng. 225 (1927/28) S. 27.
2. Glanville: Building Research, Techn. Paper No. 12, London 1930.
3. Mörsch: Statik der Gewölbe und Rahmen, Stuttgart 1947, S. 447.
4. Reiner: Deformation and Flow, Lewis, London 1949.
5. Berg: Doklady Akademii Nauk S. S. R. 7 (1950) S. 617, in englischer Übersetzung erschienen als Road Research Library Communication Nr. 165, London 1951.
6. Mörsch: Der Eisenbetonbau I, 1. Stuttgart 1920, S. 105. (Nach Engineering 174 (1952) No. 4518, S. 276.)

Die Verdichtung von Böden.

In französischen Ausschreibungen größerer Erdarbeiten finden sich neuerdings Vorschriften über den Grad der Verdichtung nach Proctor, welche der Unternehmer bei seiner Preisermittlung zu berücksichtigen hat. Diese Angaben setzen die Kenntnis der durch Laborversuche gewonnenen Charakteristika der Böden voraus und deren Auswertung für die praktische Baustellenarbeit. In der aufschlußreichen Studie von F. Dervieux wird eine eingehende Erläuterung über grundlegende Fragen gegeben, die zu klaren Forderungen an die ausschreibenden Stellen führt und deshalb wohl einer Beachtung wert erscheint.

Die Angabe einer Verdichtung nach Proctor als Qualitätskennzeichnung genügt allein noch nicht, um dem Unternehmer über die anzuwendenden Verfahren, die Wasserzugabe, die Verdichtungsgeräte und die notwendige Anzahl der Verdich-

Dichte $d_s = P_s/V$, wobei P_s das Trockengewicht beim Volumen V ist. Beispielsweise habe ein Boden das spezifische Gewicht $\delta = 2,65$, α sei der Wassergehalt bei Sättigung, bezogen auf das Trockengewicht, dann ist die feuchte Dichte $d_h = (1 + \alpha) \delta / (1 + \alpha \delta)$ und die diesem Sättigungsgrad entsprechende trockene Dichte $d_s = \delta / (1 + \alpha \delta)$. In einem Koordinatensystem werde als Abszisse das Porenvolumen (ausgedrückt durch Wasserprozent) und als Ordinate die zugehörige trockene Dichte d_s aufgetragen, dann ergibt die Formel für d_s eine gleichseitige Hyperbel durch die Punkte $D = \delta$ (in Abb. 1 z. B. 2,65) und $E = \alpha = (\delta - 1) / \delta$ (im Beispiel 0,62). Praktisch schaltet der untere Teil der Dreiecksfläche aus, weil Boden mit einer trockenen Dichte unter 1,2 kaum vorkommt. Man nennt den Bereich unter $d_s = 1,20$ die „Unterdichte“, den Bereich über der Hyperbel die „Überdichte“. Durch dieses Bild wird die Grenze der Brauchbarkeit eines Bodens vom spez. Gewicht δ für die Verdichtungsarbeit gekennzeichnet. Nur der durch das Dreieck DOA umschlossene Bereich ist der Verdichtung überhaupt zugänglich. Die Dreiecksform zeigt an, daß ein Boden, der für die Verdichtung viel Wasser benötigt, eine geringere trockene Dichte haben wird als ein solcher, der mit wenig Wasser das Verdichtungs optimum erreicht. Tonige Böden sind weniger leicht zu verdichten als tonig sandige Böden. Erstere erreichen selten eine trockene Dichte von 1,6 oder 1,7, während Ton-Sand-Gemenge 1,9 und bei Kiesgehalt auch 2 und 2,1 erreichen. Darin steckt das ganze Geheimnis des Tonbetons.

Es gilt, nun den für die Verarbeitbarkeit nötigen und für die optimale Verdichtung erforderlichen Wassergehalt zu ermitteln. Ein Zuviel an Wasser macht den Boden plastisch, er klebt am Gerät und macht eine Walzung unmöglich. Daher ist ein weiteres Charakteristikum notwendig: die Plastizitätsschwelle. Ihre Lage schwankt. Bei sehr tonigem Boden liegt sie bei etwa $\alpha = 20\%$, bei sandigem Boden geht sie auf 10% und im Extremfall noch weiter zurück. Hier sind Versuche unerlässlich, denn eine etwaige Überschreitung erfordert eine kostspielige Belüftung des Bodens durch Pflügen, Eggen oder andere Entwässerung.

Die Bodenentnahme liefert Material mit natürlicher Feuchtigkeit, normal etwa 3% , die man im Graphikon ebenfalls einträgt.

Wenn man nun die Proctor-Untersuchung durchführt, d. h. die Gesetzmäßigkeit des Verhältnisses Dichte/Wassergehalt versuchsweise bestimmt und punktwise aufträgt, gewinnt man die für den Boden typische Kurve, welche die max. erreichbare Dichte und den dazugehörigen optimalen Wassergehalt abzulesen gestattet. Die Proctor-Kurve steigt langsam an und fällt nach Überschreitung des Optimums parallel der Hyperbel schnell ab, wie aus Abb. 3 ersichtlich. Wenn nun

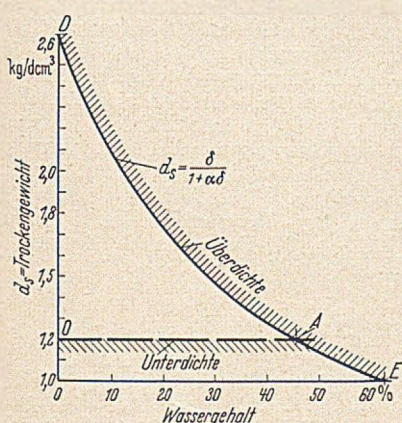


Abb. 1. Sättigungskurve für ein Bodenmaterial mit einem spez. Gewicht von 2,65.

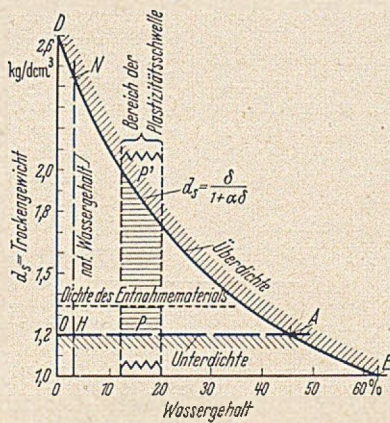


Abb. 2. Auswertung der Kurve der Abb. 1.

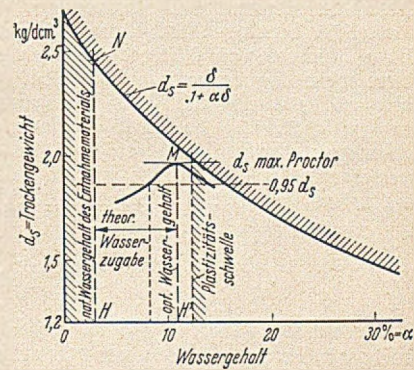


Abb. 3. Eintragung der Proctor-Kurve in die Kurve der Abb. 1.

tungsvorgänge Klarheit zu geben. Es sind zur Vermeidung von Streitigkeiten und unnötiger Risikozuschläge bei der Kalkulation weitere Angaben zu machen, welche die ausschreibende Stelle genau so fixieren kann wie z. B. die Gütevorschriften für Betonarbeiten.

Die Dichte eines Bodens ist ein Merkmal für seine Widerstandsfähigkeit gegen Belastungen. Sie bestimmt sich nach dem Gewicht der Körner, die den Boden bilden, im Verhältnis zum Volumen. Man findet das Korngewicht als Differenz der trockenen und gesättigten Bodenprobe. Es ist dann die trockene

z. B. eine Verdichtung bis zu 95% der Proctordichte vorgeschrieben ist, so heißt das, daß man Geräte entsprechend dem Proctor-Stempel verwenden muß und die Wasserzugabe möglichst genau nach dem Proctor-Optimum innezuhalten hat. Das ist nicht leicht, denn hierbei ist ein weiterer Faktor zu berücksichtigen, das ist die Verdunstung. Sie auszuschalten ist eine Frage der Praxis, es gibt Fälle, in denen die Verdunstung höher ist als die theoretische Wasserzugabemenge, die sich unter Berücksichtigung der jeweiligen Eigenfeuchtigkeit des Bodens aus dem Diagramm ablesen läßt. Die Beachtung der

Dichtigkeitserhöhung übertrifft aber an Bedeutung die Wirksamkeit des Arbeitsgerätes. Man erkennt auch aus der Proctor-Kurve, daß in der Nähe des Optimums die Variation des Wasserzusatzes nicht mehr so wirksam ist, hier muß die Verdichtungsarbeit einsetzen, wobei eine große Energie aufzuwenden ist, um nur einige % an Dichteerhöhung zu gewinnen. Man sieht auch sehr eindeutig die Klippe der meist sehr dicht am Optimum liegenden Plastizitätsschwelle, deren Überschreitung später Trockenrisse ergibt mit den gefährlichen Folgen einer Wasserinfiltration. Es zeigt sich durch diese Auswertung der Diagramme deutlich der Wert der Proctor-Versuche sowohl als Vorversuche wie auch als Kontrollen während und nach der Arbeit.

Eine Verdichtung nach Proctor Standard ist meist einfach zu erreichen, wenn aber eine solche nach Proctor-ASHO vorgeschrieben ist, dann ist schwerstes Gerät notwendig, wenn man nicht die Schichthöhe verringern will, wobei aber der Arbeitsumfang wesentlich erhöht wird. Die Amerikaner haben bei ihren mengenmäßig gewaltigen Aufgaben erkannt, daß es

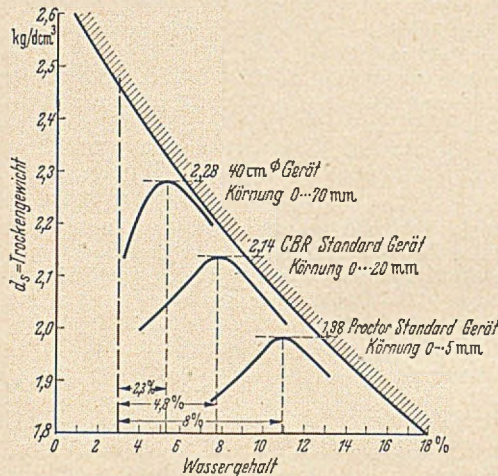


Abb. 4. Einfluß des Kiesanteiles auf die Verdichtungsfähigkeit eines Bodens.

interessant sein kann, die Dichte einer Schüttung sehr wesentlich zu erhöhen und damit aus den gesteigerten inneren Materialeigenschaften den höchsten Nutzen zu ziehen (Stabilität, Kubaturverminderung). Sie wenden Pneu-Walzen von 180 t Gewicht mit 5–6 kg/cm² Druck und Schafsfußwalzen mit 28–70 kg/cm² Druck (je nach Auflast) an, besonders für Sperrdämme, Flugplätze und schwere Straßen. Demgemäß wurde auch der Proctor-Versuch verändert. Während im Standard-Versuch mit einem Stempel von 2,5 kg bei 30 cm Schlaghöhe drei Lagen von je 3,6 cm verdichtet werden, was einem mechanischen Äquivalent von 5,5 cm/kg/cm³ = 5,5 kg/cm² entspricht, werden im Proctor-ASHO-Versuch 5 Schichten von 2,2 cm mit einem Stempel von 4,5 kg mit 45 cm Fallhöhe (entsprechend einem mech. Äquivalent von 25 kg/cm²) verdichtet. Größenordnungsmäßig wächst die Verdichtungsenergie mit dem Quadrat der Schichtstärke, d. h. bei 15 cm-Lagen muß man 4mal soviel Walzungen durchführen, wie bei 7,5 cm starken Schichten. Andererseits ist eine Walze von 60 t doppelt so wirksam wie eine solche von 40 t. Das Proctor-ASHO-Gerät ist bis auf den

Stempel gleich dem Standard-Gerät und daher nur für Boden geeignet mit max. Korn von 5 mm. Größeres Korn kann abgeiebt werden, aber stört bei höherem Anteil die Beurteilung. In Kalifornien wurde ein Gerät benutzt mit 15 cm ϕ , das Körnung bis 20 mm zuläßt. Hier deckt eine Scheibe das Versuchsgut ab, und die Schlagzahl wird von 2 im Standard auf 55 bei gleich schwerem Stempel erhöht, bei gleichzeitiger Reduktion der Schichthöhe von 4 auf 2,5 cm. In Frankreich hat man bereits ein Gerät benutzt mit 40 cm ϕ , 15 kg Stempel und 190 Schlägen je Schicht bei Absiebung der Körnung über 20 mm. Dieses Gerät ist aber ein Ausnahmefall.

In Abb. 4 ist ein Beispiel für den Einfluß von kiesigen Bestandteilen gezeigt; je kiesiger das Material, um so höher die Verdichtungsfähigkeit bei jeweils geringerem Wasserzusatz, der nur noch wenige % zu dem natürlichen Wassergehalt beiträgt. Die Dimensionen der Kiesel bestimmen die Wahl des Verdichtungsgerätes, denn die Klaue einer normalen Schafsfußwalze von 50 cm² Fläche genügt nicht mehr für Kiesel von 100–150 mm ϕ . Man erkennt an den gesteigerten Dichten unschwer die Annäherung an die Ausfallkörnung der Beton-technologie, bei welcher die diskontinuierliche Körnung große Möglichkeiten eröffnete. In der Bodenmechanik nähert man sich hier dem Makadam.

Ein Sonderfall liegt bei der Beurteilung von Strandsanden vor. Obwohl der Proctor-Versuch anwendbar bleibt, hat man ein einfacheres Mittel für die Bestimmung der Mörtelqualität des Feinsandes in dem „kalifornischen Index“. Hierbei schließt man aus dem aufzuwendenden Druck auf einen bleistiftstarken Stab auf den Wassergehalt der Probe, was sehr praktisch ist, da die Kurve „Druck = f (Wassergehalt)“ sehr steil abfällt. Bei groben Bestandteilen versagt die Methode, man kommt aber zum Ziel, wenn man einen Stab von 20 cm² Querschnittsfläche benutzt. Es möge hier der Hinweis auf dieses Verfahren genügen, da es sich um einen Sonderfall handelt.

Zu einer angestrebten theoretischen Dichte gehört naturgemäß eine praktisch erreichbare Verdichtung, die sich nach der Entlastung des Bodens ergibt, da der zusammengepreßte Restporen-Luftgehalt das innere Gleichgewicht wiederherzustellen bemüht ist. Die Endsetzungen können als Funktion

dieses Gleichgewichtsstrebens ermittelt werden aus
$$\frac{d_h}{h} = \frac{d_2 - d_0}{d_2}$$

worin d_2 die Dichte ist, die einer Schicht entsprechend ihrer Belastung zukommt, und d_0 die praktisch erreichbare Dichte. Die Kurve der wahren Dichte ähnelt durchaus der Proctor-Kurve. Die Studie zeigt die Berechtigung der Forderung, daß man dem anbietenden Unternehmer nicht die Bedingung auf einen bestimmten Verdichtungsgrad vorschreiben kann, ohne ihm dabei mindestens noch folgende Angaben zu machen: 1. Dichte des Entnahmematerials, 2. Wassergehalt dieses Materials, 3. die maximale Proctor-Dichte, 4. den optimalen Wassergehalt nach Proctor, 5. die Plastizitätsschwelle, 6. Maschinentyp und Anzahl der Walzendurchgänge je Schicht. Im Besitz dieser Angaben — die im Range anderer gebräuchlicher Qualitätsvorschriften für Lieferungen und Leistungen stehen — kann der Unternehmer seine Preise in richtiger Erkenntnis seiner zu übernehmenden Verpflichtungen kalkulieren, wenn er sie zu deuten versteht. Das aber wird Allgemeingut der im Erdbau tätigen Ingenieure werden. [Nach Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics. 5 (1952) Nr. 52—53.] H. Petermann, Bremen.

Buchbesprechungen und Neuerscheinungen.

Holzschutz. (Heft 11) 59 S., mit 14 Tafeln, Gr. DIN A 4. Stuttgart: Franck'sche Verlagshandlung, 1953. DM 6,50.

Das Heft behandelt den Holzschutz und bringt nach einem Vorwort von Prof. Dr.-Ing. e. h. Wedler folgende Arbeiten: 1. G. Theden, Holzzerstörende Pilze in Berliner Gebäuden nach dem Krieg (16 S., 5 Taf.); 2. K. Schuch, Über den Hausbockkäfer (12 S., 3 Taf.); 3. H. Zycha, Verblautes Holz (8 S., 2 Taf.); 4. Theden, Starfinger u. Becker, Laboratoriumsversuche über die Eignung pilzwidriger Stoffe zur Behandlung schwammbefallenen Mauerwerks (14 S., 3 Taf.); 5. G. Becker, Über Wert und Grenzen von Laboratoriumsversuchen auf dem Holzschutzgebiet (6 S.); 6. K. Storch, Zur Frage der chemischen Schutzbehandlung von Bauholz (6 S.) und 7. W. Bavendamm, Holzschutzbücher und -schriften für den Baufachmann, eine schätzenswerte Literaturzusammenstellung dieses Gebietes. A. Troche, Hannover.

Journal of the Mechanics and Physics of Solids. Herausgeber: R. Hill, Bristol, und W. M. Baldwin, Cleveland. Beratende Herausgeber: J. F. Baker, Cambridge; G. Busch, Zürich; M. J. Druyvesteyn, Delft; N. F. Mott, Bristol; G. Sachs, Syracuse, N. Y.; E. Brandenberger, Zürich; A. H. Cottrell, Birmingham; F. A. Kochendörfer, Düsseldorf; A. Nadai, Pittsburgh, Pa.; E. Siebel, Stuttgart; H. W. Swift, Sheffield. Die Zeitschrift erscheint vierteljährlich, Gr. 17 · 25,5 cm. London: Pergamon Press Ltd. 1952. Der Preis je Jahrgang von rund 300 Seiten beträgt £ 4.10.

Die Zeitschrift will sowohl theoretische als auch experimentelle Originalaufsätze mit hohem Niveau bringen. Das Arbeitsgebiet des Journals soll insbesondere umfassen: Kriechen; Ermüdungserscheinungen; elastische und plastische Eigenschaften von Metallen; Festigkeitslehre; Materialprüfung; technische Formgebungsprozesse.

Diese neue Zeitschrift über die Mechanik und Physik der festen Körper wird auch der theoretisch interessierte Bauingenieur im Auge behalten müssen, wie schon der Inhalt des ersten Heftes, das im Oktober 1952 erschien, zeigt:

H. W. Swift: Plastische Instabilität unter ebenen Spannungszuständen.

R. Hill: Über diskontinuierliche plastische Zustände unter besonderer Berücksichtigung des Ziehens von Blechen.

A. P. Green u. R. Hill: Berechnungen über den Einfluß der Reibung und der Formen beim Blechziehen.

A. E. Johnson u. N. E. Frost: Das Kriechen von Metallen bei hohen Temperaturen.

A. H. Cottrell: Der zeitliche Verlauf des Kriechens.

W. M. Lomer: Der Fließvorgang in vielkristallinem weichem Stahl.
Ferd. Schleicher, Dortmund.

Briske, Rudolf, Dipl.-Ing., Hamburg: Erddruckverlagerung bei Spundwandbauwerken. 159 S., Gr. DIN A 4, mit 125 Abb. u. 9 Tafeln. Berlin: Verlag W. Ernst u. Sohn, 1953. Geh. DM 16,—.

Untersuchungen über Verteilung und Umlagerung des Erddruckes bei Spundwänden und Ausdeutungen von Versuchsergebnissen werden in dieser Schrift gewertet. Für den deutschen Leser ist der Bericht über die neuen Ergebnisse von Tschebotarioff bemerkenswert. Die „Dänischen Normen“, die vor etwa 25 Jahren entwickelt worden sind, werden hier mit den Verfahren von „Lohmeyer-Blum“ und Tschebotarioff verglichen. Über den Erdwiderstand oberhalb des Ankers einer sich elastisch verformenden Spundwand und „Gewölbebildung“ hinter dem oberen Teil der Wand werden die Gedankengänge von Möller, Streck, Waltking, Terzaghi und Tschebotarioff, sowie die eingehenden Untersuchungen von Ohde zu einer Gegenüberstellung herangezogen. Die Abhängigkeit der Druckumlagerung von Verformungen des Bauwerks, nachträglich auftretenden Änderungen der erdstatischen Bedingungen, Bauvorgängen (Abaggerung, Hinterfüllung) und Bauwerksabmessungen werden gesondert untersucht. Alle Ergebnisse werden nach ihrer Bedeutung für Sicherheit und Wirtschaftlichkeit zusammengefaßt und damit der Einfluß einer erzwungenen Erddruckumlagerung bei dem statisch unbestimmten Spundwandbauwerk umrissen.

Es ist sicher, daß das in dieser umfangreichen Arbeit angeschnittene Problem der Ausnutzung von Spundwandbauwerken im Mittelpunkt des Interesses der Fachleute steht.

H. Petermann, Bremen.

Wendehorst, Reinhard, Dipl.-Ing.: Baustoffkunde für technische Lehranstalten und zum Selbstunterricht. 13. verb. Aufl., 222 S., Gr. DIN A 5, mit 72 Abb. Hannover: Curt R. Vincentz, Verlagsanstalt, 1953. Brosch. DM 5,80.

Die 13. Auflage unterscheidet sich von der vorherigen Ausgabe zwar nur auf 5 Textseiten, doch sind diese Abänderungen praktisch um so bedeutungsvoller: von einem Zusatz auf S. 20 (tierische Holzschädlinge betreffend) abgesehen, sind (auf S. 94 bis 98) die Angaben über Ziegelmaße, Vorzugsgrößen und Gewichte, Hoch- und Langlochziegel, Eigenschaften und Kennzeichen der Mauerziegelarten, Formziegel und Verblender auf Grund der neuen Ziegel-Normmaße neu zusammengestellt. Dementsprechend sind auch die Abb. 45—47, sowie 56 (S. 122) abgeändert. Im übrigen wurden die Übersichten über die DIN-Normen und das Schrifttum verbessert und vervollständigt.

A. Troche, Hannover.

Doorentz, R., Baudirektor i. R., Leipzig: Die Stahlverbundbauweise zur Stahleinsparung im Hochbau. 71 S., Gr. 16,5 · 23 cm, mit 74 Abb. Leipzig: Fachbuchhandlung GmbH., 1952. Kart. DM 2,—.

Der Verfasser behandelt als Sondergebiet der Verbundbauweise deren Anwendungsmöglichkeiten im Stahlhochbau. Er bespricht die gebräuchlichsten Arten der Verbindungsmittel, die Berechnungsgrundlagen und Spannungsnachweise. Geeignet ausgewählte Anwendungsbeispiele aus der Praxis und Gegenüberstellungen verschiedener konstruktiver Ausführungsmöglichkeiten geben einen für Normalverhältnisse ausreichenden Überblick. Eine Abstimmung verschiedener Vorschläge des Verfassers auf die zu erwartende Vorschrift „Verbundträger im Hochbau“ (DIN 4239) wäre für die 2. Auflage des Büchleins — das aber auch in der vorliegenden Fassung schon einen wertvollen Beitrag darstellt —, wünschenswert.

B. Fritz, Karlsruhe.

Stini, Josef, Dr., Wien: Mineralogie für Ingenieure des Tief- und Hochbaues und der Kulturtechnik. 121 S., Gr. 13,5 · 21 cm, mit 78 Abb. Wien: Springer-Verlag, 1952. 12,— DM.

Wenn ein Buch von J. Stini in Wien, dem Altmeister der angewandten Geologie, erscheint, so wird ihm mit Recht große Aufmerksamkeit zuteil. Sind doch seine Technische Gesteinskunde und seine Technische Geologie allgemein eingeführte Lehrbücher. Jetzt ist von ihm eine Mineralogie für Ingenieure erschienen. Er selbst bezeichnet sein Buch als Wagnis, da er kein Mineraloge vom Fach ist. Aber er glaubt — und mit Recht —, den Standpunkt vertreten zu können, daß ein reiner Mineraloge nicht so die Bedürfnisse der Bautechnik und der Architekten kennt, wie ein praktischer Geologe, der die Fragen der Technischen Gesteinskunde seit vielen Jahren bearbeitet. So sind denn alle gesteinsbildenden Mineralien, der Eruptiv- wie der Sedimentgesteine so behandelt, wie sie sich im Gestein bautechnisch auswirken. Die große Bedeutung, welche die verschiedenen Tonmineralien für die Beschaffenheit des Baugrundes haben, erfordern eine besondere Behandlung derselben. Diese, die leider nur mit schwierigen Untersuchungsmethoden voneinander getrennt werden können, werden unter Erklärung ihrer verschiedenen starken Quellbarkeit aufgezählt. Es wäre vielleicht noch wünschenswert gewesen, auf die verschieden große Gefährlichkeit (Rutschungen, Setzungen usw.) der einzelnen Tonmineralien in bestimmten Ton- und Mergelvorkommen hinzuweisen.

Für den studierenden Bauingenieur und Kulturtechniker bringt das Buch bedeutend mehr, als von ihm in einer Hochschulprüfung gefordert wird. Der Unterricht in Ingenieurgeologie kann leider bei der geringen zur Verfügung stehenden Unterrichtszeit sich nur auf die wichtigsten gesteinsbildenden Mineralien erstrecken. Das Buch ist deshalb mehr ein Nachschlagbuch für den fertigen Bau- und Kulturingenieur, als ein Lehrbuch für den Studierenden. Diesem kann es aber als Ergänzung zum Unterricht bestens empfohlen werden, zumal auch eine kurze Anleitung zum Bestimmen der technisch wichtigsten gesteinsbildenden Mineralien beigegeben ist.

W. Wagner, Darmstadt.

Bleiweiß-, Bleimennige-, Bleifarben-Anstriche. Herausgegeben vom Verein Deutscher Bleifarbenfabrikanten e. V., Bonn, Markt 24, 55 S., Gr. 12 · 17 cm. Die Broschüre wird von dem oben erwähnten Verband kostenlos abgegeben.

Verschiedenes.

Fr. Hartmann 75 Jahre alt.

Am 3. Sept. 1953 beging Abt.-Präs. i. R. Prof. Friedrich Hartmann seinen 75. Geburtstag. H. ist in Eßlingen/Neckar geboren, wo er seine ersten Lebens- und Schuljahre verbrachte. Die Tätigkeit seines Vaters als Unternehmer bei Eisenbahnbauten beeinflusste seine Berufswahl, so daß er von 1896 bis 1900 an der Techn. Hochschule Stuttgart das Bauingenieurwesen studierte. Zunächst war er mehrere Jahre im väterlichen Geschäft tätig; dann leistete er seine Vorbereitung für die 2. Staatsprüfung bei der Eisenbahn ab. Nach Ablegung seiner Regierungsbaumeisterprüfung trat er 1906 in den Staatsdienst ein und war von nun an ohne Unterbrechung bei der Eisenbahn tätig. Er wirkte an verschiedenen Stellen, bis er 1921 zum Vor-

stand des Bautechnischen Büros der damaligen württembergischen Generaldirektion ernannt wurde. Seit seiner Versetzung zum Reichsbahnzentralamt Berlin 1927 galt seine Tätigkeit ausschließlich dem Weichenbau. Seine Entwürfe ersetzten die verschiedenen Bauarten der Länderverwaltungen, sie lagen seit 1928 der Beschaffung neuer Weichen im ganzen Reichsgebiet zugrunde. Insbesondere die Bogenweichen sind durch ihn bei der Reichsbahn eingeführt worden; erst hierdurch ist die freiere Gestaltung der Bahnhofpläne möglich gemacht worden. Diese Arbeiten fanden das größte Interesse auch im Ausland und verschafften ihm einen Ruf weit über die Grenzen seines Vaterlandes hinaus.

Nach dem Zusammenbruch stellte der damals 67jährige als Leiter der Bauabteilung der Eisenbahndirektion Stuttgart noch-

mals seine Arbeitskraft und seine große Erfahrung in den Dienst der Eisenbahn; er hat diese Stellung bis 1948 bekleidet.

Nachdem er schon 1928 einen Lehrauftrag über Tunnelbau an der Techn. Hochschule Stuttgart erhalten hatte, wurde er

1933 zum Honorarprofessor an der Techn. Hochschule Berlin ernannt, wo er bis 1945 in seinen Vorlesungen über Eisenbahnoberrbau und Tunnelbau zahlreichen Studierenden einen Teil seines umfangreichen Wissens weitergeben konnte.

Seine wissenschaftlichen Arbeiten sind zu zahlreich, um im einzelnen genannt zu werden; hingewiesen sei nur auf sein Hauptwerk „Reichsbahnweichen und Reichsbahnbogenweichen“, das erst in jüngster Zeit auf vielfachen Wunsch neu aufgelegt wurde, sowie auf den von ihm bearbeiteten Abschnitt „Tunnelbau“ im Handbuch für Eisenbetonbau.

Die Fachwelt wünscht dem Jubilar, daß er den schweren Schlag, der ihn vor kurzem getroffen hat — seine getreue Lebensgefährtin wurde ihm durch einen Verkehrsunfall entrissen —, überwindet und ihm noch viele Jahre guter Gesundheit und ungeschmälerter Schaffenskraft bleiben mögen.

Dr.-Ing. H. H. Kress, Stuttgart.

Doppeljubiläum von Landesrat und Landesoberbaurat Mönning, Münster.

Im Monat September konnte der Leiter der Straßenbauverwaltung Westfalen, Landesrat und Landesoberbaurat Friedrich Mönning, Münster i. Westf., ein doppeltes Jubiläum feiern: Am 9. September blickte er auf eine 40jährige Tätigkeit im öffentlichen Dienst zurück, am 29. September beging er seinen 65. Geburtstag.

Dieses doppelte Jubiläum bietet Anlaß, die verdienstvolle Tätigkeit eines Mannes zu würdigen, der zwar in der Stille schafft, dessen Wirken aber für die gesamte Öffentlichkeit ihre große Bedeutung hat, ist er doch verantwortlich für das gesamte

klassifizierte Straßennetz Westfalens. Bei ihm laufen die Fäden der zehn westfälischen Landesstraßenbauämter (Münster, Bochum, Hagen, Hamm, Siegen, Meschede, Paderborn, Bielefeld, Dortmund und Kamen) zusammen. M. hatte das Landesstraßenbauamt Bielefeld (1923 bis 1936) und anschließend das Landesstraßenbauamt Bochum (1936 bis 1939) geleitet, als er 1939 an die Spitze der Straßenbauverwaltung Westfalen nach Münster berufen wurde. Während des zweiten Weltkrieges war er auch Landesstraßenbevollmächtigter im Wehrkreis VI.

Am Aufbau und Ausbau des westfälischen Straßennetzes hat Mönning durch Jahrzehnte außerordentlichen Anteil genommen. Auch an der Ausarbeitung der Pläne für die Reichsautobahnen war M. maßgeblich beteiligt; die Strecke Wiedenbrück—Minden mit den sich der westfälischen Landschaft so vorbildlich anpassenden Viadukten wurde nach seinen Entwürfen ausgeführt. Nach dem zweiten Weltkrieg galt sein Augenmerk besonders der Wiederherstellung der vielen zerstörten Brücken im Zuge der Bundesautobahnen, der Bundesstraßen und der Landstraßen I. und II. Ordnung in Westfalen. Unter seiner Leitung sind von der Straßenbauverwaltung Westfalen in diesen Jahren 440 Brücken wiederhergestellt bzw. neu gebaut. Heute steht im Vordergrund seiner Arbeit die Anpassung der westfälischen Straßen an den gesteigerten Verkehr, allen voran der Ausbau des Ruhrschnellweges (Bundes-

straße 1), der Bau der Umgehungsstraße Münster und die Erbauung der Weserbrücke an der Porta Westfalica.

Landesrat und Landesoberbaurat Friedrich Mönning wurde am 29. September 1888 zu Dortmund geboren. Er studierte nach der Reifeprüfung an den Technischen Hochschulen Berlin, Hannover und Aachen. Nach gut bestandener Diplomprüfung trat er 1913 als Regierungsbaureferendar zur Ausbildung für den höheren bautechnischen Dienst bei der Preuß. Staatsverwaltung ein. Während des ersten Weltkrieges war er bei verschiedenen Militär-Eisenbahndirektionen in Belgien und Frankreich tätig. Nach Ablegung der großen Staatsprüfung wirkte er als Regierungsbaumeister im Bezirk der Eisenbahndirektion Essen. Der Eintritt in den Dienst der Straßenbauverwaltung des Provinzialverbandes Westfalen erfolgte im Jahre 1922.

M. Förster, Münster i. Westf.

Das Große Verdienstkreuz für Wasserstraßendirektor a. D. Dr. Pfeiffer.

Am 11. Juli 1953 überreichte Bundesminister Dr.-Ing. Seebohm dem früheren Leiter der Wasser- und Schifffahrtsdirektion Kiel, Herrn Wasserstraßendirektor a. D. Dr.-Ing. Hans Pfeiffer das Große Verdienstkreuz der Bundesrepublik Deutschland.

Dr.-Ing. Pfeiffer ist der Schöpfer und Erbauer des Hindenburgdamms, der die Insel Sylt mit dem Festland verbindet. Er hat in Plan und Ausführung die verantwortliche Leitung dieses in Deutschland einmaligen und im In- und Ausland anerkannten großen Werkes ausgeübt. Pf. steht seit dem Jahre 1903 im Dienst der Wasserbauverwaltung und hat seit dem Jahre 1907 Anteil an den wasserbaulichen Arbeiten im schleswig-holsteinischen Raum.

Die hohe Auszeichnung, die Herrn Dr.-Ing. Pfeiffer als einem der ersten Angehörigen der Wasserbauverwaltung überreicht wurde, ehrt den erfolgreichen Ingenieur und verdienstvollen Beamten.

Lorenzen, Kiel.

75 Jahre R. Dolberg AG., Dortmund.

Die R. Dolberg AG., Dortmund, beging in diesen Tagen den 75. Jahrestag ihrer Gründung. Sie gehört zu den ältesten und bedeutendsten Firmen der Feldbahnindustrie und betreibt Werkanlagen in Dortmund und Berlin. Außerdem unterhält sie in Berlin, Hamburg, Köln, Frankfurt/M., Stuttgart und München Verkaufsniederlassungen mit Lagerplätzen und Werkstätten.

Ihr Lieferungsgebiet dehnt sich auf alle Länder der Welt aus. Neben dem Bau und der Lieferung von Feldbahnen, Industriebahnen, Anschluß- und Kleinbahnen mit allem rollenden Material beliefert die Dolberg AG. die Bauwirtschaft und die Industrie mit Lokomotiven und Baumaschinen aller Art. In den letzten Jahren wurde eine neuer Kleinbagger entwickelt, der durch seine große Leistungsfähigkeit schnell Verbreitung fand und der von der „Großen Rationalisierungsausstellung Düsseldorf“ mit der Goldmedaille ausgezeichnet wurde.

Staatliche Ingenieurschule für Bauwesen Köln.

Die Staatliche Ingenieurschule für Bauwesen Köln begeht im Juni 1954 das Fest ihres 75jährigen Bestehens. Da durch Kriegseinwirkung nahezu alle Unterlagen über die ehemaligen Studierenden verlorengegangen sind, bittet der vorbereitende Festausschuß alle Absolventen, Freunde und Gönner um ihre Anschrift, um ihnen rechtzeitig das Programm der Festtage zusenden zu können. Anschrift: Köln-Nippes, Turmstr. 7.

Bautechnische Auskunftsstelle.

Geschichtlicher Überblick.

Mit Wirkung vom 1. März 1941 hatte der Generalbevollmächtigte für die Regelung der Bauwirtschaft die Errichtung einer Bautechnischen Auskunftsstelle bei der Fachgruppe Bauwesen e. V. angeordnet. Gründung und Leitung dieser Auskunftsstelle übernahm Herr Prof. Dr. Otto Graf, damals Direktor des Instituts für Bauforschung und Materialprüfungen des Bauwesens an der Technischen Hochschule Stuttgart; ihren Sitz erhielt sie in den Räumen des genannten Instituts.

Ihre Aufgabe war Sammlung der Erfahrungen „über alle Baustoffe und Bauarten, Baugeräte und Bauhilfsgeräte“, Veröffentlichung der Ergebnisse ihrer Tätigkeit in allen Fachkreisen. Zur Erfüllung der Aufgaben standen freiwillige und ehrenamtliche Mitarbeiter im ganzen Reichsgebiet zur Verfügung; die bescheidenen Kosten trug der Generalbevollmächtigte. Nach Beendigung des Krieges kam nach und nach eine Verbindung mit dem Bundesministerium für Wohnungsbau zustande, das schließlich die wirtschaftlichen Lasten übernahm, während die



Forschungsgemeinschaft Bauen und Wohnen durch die Erledigung aller Verwaltungsarbeiten wertvolle Unterstützung leistet. Während ihres 12jährigen Bestehens hat die Bautechnische Auskunftsstelle zeitgemäße Änderungen durchgemacht; ihre Aufgaben sind jedoch gleich geblieben, verfolgt und weiter entwickelt worden. Ihre Dienstbezeichnung lautet jetzt

Bautechnische Auskunftsstelle des Bundesministeriums für Wohnungsbau und der Forschungsgemeinschaft Bauen und Wohnen.

Grundsätzliche Aufgaben einer Baudokumentationsstelle.

Alle Arten von Erfahrungs- und Anschauungsmaterial sind zu sammeln, zu sichten, zu erfassen, auszuwerten, bereitzustellen und weiterzugeben; also nicht nur Bücher und Fachzeitschriften, sondern auch Veröffentlichungen von Forschungsinstituten und wissenschaftlichen Gesellschaften, Dissertationen und Habilitationsschriften, Zugangs- und Zeitschriftenverzeichnisse von Bibliotheken, Gesetz- und Normblätter, Patentschriften, Prüfungs- und Zulassungsberichte, Verbands- und Firmennachrichten, Werbeschriften, Ausstellungs- und Firmenkataloge, auch alle Arten von Bibliographien. Zur Dokumentation des Bauwesens gehören weiter Entwurfs-, Konstruktions- und Detailpläne, Modelle und Modellaufnahmen, Fotografien und Filme, ja alle Arten von Reproduktionen von Werken der Bautechnik.

Die Dokumentation des Bauwesens umfaßt selbstverständlich alle Zweige der Bautechnik: Bauforschung und Baustoffprüfung, Bauingenieurwesen, Hoch-, Tief-, Straßen- und Wasserbau, sanitäre Technik usw.; es gehören ebenso dazu Raum-, Stadt- und Verkehrsplanung, Städtebau und Siedlungswesen, das gesamte Wohnungswesen, Architektur und Raumgestaltung.

Es wird mit 50 000 bis 60 000 technisch-wissenschaftlichen Veröffentlichungen je Jahr gerechnet. Etwa 160 deutsche Fachzeitschriften müssen für die Dokumentation des Bauwesens laufend beachtet werden. Außerdem ist mit einer großen Zahl von ausländischen Fachzeitschriften zu rechnen, denn es ist ja eine besondere Aufgabe der Dokumentation, Erfahrungsberichte des Auslandes zu kennen und daraus das für das Inland Wichtige in geeigneter Form weiterzugeben.

Neben dem eigentlichen Arbeitsgebiet müssen große Randgebiete beachtet werden, z. B. technische Physik (Wärme, Kälte, Akustik, Schallschutz), technische Mechanik, Elastizitätslehre; auch chemische Technik, die oft bei der Herstellung von Baustoffen beteiligt ist; weiter Bergbautechnik im Zusammenhang mit den natürlichen Baustoffen, Holzwirtschaft, Geologie, Klimatologie usw. Es gehören ebenfalls dazu Sozial- und Verwaltungswissenschaft, Baurecht, Patentrecht und vor allem Normung und Rationalisierung. Wer die bautechnischen Zeitschriften durchblättert, weiß, was namentlich die Rationalisierung für die künftige Entwicklung der Bautechnik bedeutet.

Nach der Entwicklung der letzten Jahre ist die Baudokumentation in Deutschland auf 2 Stellen konzentriert:

Den Deutschen Verband für Wohnungswesen, Städtebau und Raumplanung in Frankfurt a. M., Hansa-Allee 23, der alle Gebiete betreut, die in seinem Namen enthalten sind, und

die Bautechnische Auskunftsstelle des Bundesministeriums für Wohnungsbau und der Forschungsgemeinschaft Bauen und Wohnen in Stuttgart-Berg, Poststr. 15, für die gesamte Bautechnik und zugehörigen Randgebiete.

Arbeiten der Bautechnischen Auskunftsstelle Stuttgart als Dokumentationsstelle der Bautechnik.

Neben dem eingangs aufgezählten übrigen Schrifttum werden z. Z. über 140 deutsche und 40 ausländische Zeitschriften überwacht und daraus die wesentlichen Veröffentlichungen und Karteikarten DIN A 6 festgehalten. Jede Karte erhält neben den bibliographischen Angaben ein kurzes Referat. Man muß sich klar darüber sein, daß auch das beste Referat das Studium einer Originalarbeit nicht ersetzen kann und auch nicht soll, es gibt jedoch die Möglichkeit zu entscheiden, ob es notwendig ist, einen Originaltext einzusehen oder nicht. Jede Karte erhält außerdem eine Ordnungszahl, nach der sie in einer Kartei abgestellt und für den Gebrauch bereitgehalten wird. Als Ordnungssystem dient die Internationale Dezimalklassifikation. Die Kartei umfaßt z. Z. etwa 50 000 Literaturkarten, die zur mündlichen und schriftlichen Auskunftserteilung und zur Vorlage an Besucher benützt werden.

Die Bautechnische Auskunftsstelle ist sich bewußt, daß sie der Unterstützung der Verbände und sonstigen Einrichtungen bedarf, die auf einzelnen Fachgebieten technisch-wissenschaftlich tätig sind. Von verschiedenen Seiten ist Unterstützung bereits

zugewandt. Es sei besonders der wohlwollenden Einstellung folgender Organisationen gedacht:

Deutscher Ausschuß für Stahlbeton,
Deutscher Beton-Verein,
Deutscher Stahlbauverband,
Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen,
Gesellschaft für Baugrundforschung.

Deutsche Referatenkartei für das gesamte Bauwesen.

Durch eine solche Kartei soll Überblick über die Erfahrungen des Bauwesens gegeben werden. Bei einer vom Bundesministerium für Wohnungsbau im Mai 1953 einberufenen Vorbesprechung haben sich die Beteiligten für die Herausgabe einer solchen Kartei ausgesprochen; mit ihrem Erscheinen kann wohl noch im Laufe dieses Jahres gerechnet werden. Es ist geplant, jeden Monat zunächst 200 Referatenkarten im Format DIN A 7 herauszugeben. Hiervon werden 75 Städtebau, Raumplanung und Wohnungswesen betreffen, 125 die Bautechnik. Den Abonnenten wird die Möglichkeit gegeben, sich selbst eine stets griffbereite Kartei aufzubauen; Leitkarten und Anweisungen werden mitgeliefert.

Von 3 deutschen Verlagen liegen Angebote vor. Der Bezugspreis ist mit monatlich 5,— DM zuzüglich Porto angenommen. Mit diesem geringen Bezugspreis wird den wirtschaftlichen Verhältnissen vieler Bauschaffenden Rechnung getragen.

Literatur-Recherche.

Darunter ist die systematische Suche und Zusammenstellung der zu Spezialfragen gehörenden Veröffentlichungen zu verstehen. Für 163 Fachgebiete liegen heute bereits Literatur- und Patentzusammenstellungen vor.

Dokumentationsstelle und Fachbibliothek.

Die Dokumentationsstelle muß Schrifttum nachweisen, braucht es jedoch nicht selbst zu besitzen; enge Zusammenarbeit mit einer Bibliothek ist erforderlich. Die Bautechnische Auskunftsstelle hat das Glück, die Bibliothek der Forschungs- und Materialprüfungsanstalt, Stuttgart, mitbenützen zu dürfen; sie arbeitet außerdem zusammen mit der Bibliothek der Technischen Hochschule Stuttgart. Ihre Handbücherei mit 1500 Bänden ist Präsenzbibliothek, es wird jedoch in begründeten Ausnahmefällen ausgeliehen.

Sammlungen.

An Sammlungen besitzt die Bautechnische Auskunftsstelle: die sog. Sachliche Sammlung mit etwa 19 000 Schriftstücken, wie Sonderdrucke, Patentblätter, Normblätter, Richtlinien usw., eine Werbeschriftsammlung mit etwa 3800 in- und ausländischen Werbeblättern, ein Markennamenregister mit etwa 3300 Namen.

Die Dokumentationsstelle in Frankfurt besitzt etwa
3 500 Bücher,
250 Zeitschriften,
12 000 Einzelveröffentlichungen und
32 000 Literaturangaben.

Die Sammlungen beider Dokumentationsstellen sind allen Bauinteressenten täglich zugänglich. Für rein technische Fragen stellt Herr Prof. Graf jederzeit seine reichen Erfahrungen zur Verfügung.

Für Benützung und Auskunftserteilung wird eine kleine Gebühr erhoben; fertige Literaturzusammenstellungen können gegen festgesetzte Preise erworben werden; Literatur-Recherchen werden durchgeführt gegen Bezahlung der aufgewendeten Arbeitszeit.

Fortschritte und Forschungen im Bauwesen.

Herr Prof. O. Graf gibt seit 1942 die Schriftenreihe „Fortschritte und Forschungen im Bauwesen“ heraus. Es erschienen bis zum Jahre 1944 15 Hefte in der Reihe A, 5 Hefte in der Reihe B. 1950 wurde eine Reihe C begonnen, in der bis jetzt 2 Hefte erscheinen konnten. Seit dem Jahre 1951 gibt Herr Prof. Graf für den Beirat für Bauforschung eine Reihe D heraus, in der bis heute die Hefte 1 bis 9, 11, 13 bis 15 erschienen sind, weitere Hefte sind in Vorbereitung. Der Forschungsbeirat trägt die Kosten für die Manuskripte der Reihe D, die Bautechnische Auskunftsstelle führt Subskriptionswerbung und Auslieferung der Subskriptionsbestellungen durch.

Internationale Zusammenarbeit.

Seit 1952 arbeitet Deutschland im Conseil International de Documentation du Bâtiment (CIDB). Dieser Conseil will Dokumentation und Information des Bauwesens entwickeln und den Austausch der Erfahrungen zwischen den einzelnen Ländern fördern; für Baudokumentation, Terminologie, Klassi-

fikation und Referatenkarten werden gemeinsame Grundsätze aufgestellt. In Vorbereitung befindet sich eine Spezialausgabe „Bau“ der Internationalen Dezimal-Klassifikation, die als Ordnungsmittel für die Baudokumentation empfohlen ist. An diesen Arbeiten ist Deutschland maßgeblich beteiligt. Auf der im Juni d. J. in Genf stattgefundenen Versammlung wurden die Aufgaben vom CIBD erweitert; die Organisation heißt heute Conseil International du Bâtiment (CIB). Deutschland ist durch das Bundesministerium für Wohnungsbau vertreten. Von den angeschlossenen 20 Kulturstaatens liefern heute schon 9 regelmäßig ihre Referatenkarten. CIB erwartet, daß auch die übrigen, insbesondere Deutschland, noch im Laufe dieses Jahres mit nationalen Referatenkarteien beginnen und diese in den internationalen Austausch geben. Deutschland hofft auf diese Weise einen umfassenden Überblick über die Bauverfahren des Auslandes zu erhalten. Cl. E. Müller, Stuttgart.

Die Flensburger Tagung des Westdeutschen Wasserwirtschaftsverbandes E. V.

Wasserprobleme des Raumes Schleswig-Holstein standen im Mittelpunkt der Jahresversammlung des Westdeutschen Wasserwirtschaftsverbandes E. V., Sitz Essen, die Wasserwirtschaftler aller Sparten am 31. August 1953 in Flensburg zusammenführte. Eine Bereisung des Marschgebietes gab fesselnde Einblicke in die durch das „Programm Nord“ geförderten Bemühungen, die wasserwirtschaftlichen Voraussetzungen für eine intensive Bodennutzung der nordfriesischen Niederungen zu schaffen. Sie lassen in Verbindung mit einer planmäßigen Besiedlung der Marschköge eine Ertragssteigerung um 60 bis 70 % erwarten.

Die Insellage Schleswig-Holsteins und seine Wassersorgen.

Oberregierungs- und -baurat Suhr, Kiel, stellte die besondere Abhängigkeit dieses Landes von der Beherrschung des Wassers dar. Im Vordergrund steht der Schutz gegen die Angriffe der Nord- und Ostsee. Die Gezeitenwasserstände sind im allmählichen Anstieg begriffen. Pläne zu einer Verstärkung und Erhöhung der Deiche liegen vor; 30 km Seedeiche wurden bereits verbessert. Zur Abriegelung gefährlicher Gezeitenströme zwischen Pellworm und dem Festland, die im Laufe weniger Jahre bedenkliche Veränderungen herbeigeführt haben, wird der Bau eines hochwasserfreien Dammes notwendig. Eine besonders wirksame und billige Ergänzung des Küstenschutzes ist die Landgewinnung. Sie ist seit der Währungsregelung wieder zielstrebig aufgenommen worden. Eindeichungsreif sind jetzt auch die 1200 ha Neuland, die mit Hilfe des Meeres südlich des Hindenburgdammes bei Sylt in 13 Jahren aufgebaut wurden.

Die andere große Aufgabe ergibt sich daraus, daß $\frac{2}{3}$ des Landes durch die Marschniederungen zur Nordsee entwässern. Bei länger anhaltendem hohen Wasserstand des Meeres kommt es häufig zu Überschwemmungen großer Teile der Marsch. Im Grenzgebiet wurden die Verhältnisse noch dadurch verschärft, daß auf dänischer Seite nach dem ersten Weltkrieg großzügige Sanierungsmaßnahmen durchgeführt worden sind, die den südlichen deutschen Teil der Niederung mit 19 000 ha von seinem natürlichen Vorfluter, der Wiedau, abschnitten. Dieses Gebiet — im Bereich der Gottesköge — ist jetzt durch den Ausbau des Verlater Schöpfwerks auf eine Leistung von 23 m³/s wieder lebensfähig gemacht worden. Binnenentwässerung, Drainungsarbeiten, wegebauliche Erschließung und Siedlungsbauten wurden in Angriff genommen. Ähnlich stellt sich die Aufgabe im Bongsieler Gebiet. Hier sollen durch die Beherrschung des Wassers 18 000 ha wertvollen Bodens voll nutzbar gemacht werden. Die Verstärkung der Deiche, die das Speichervermögen der Vorfluter wesentlich steigert, steht vor dem Abschluß. Wenn in Sturmzeiten die Abführung des Binnenwassers nicht möglich ist, sollen der Bottsclotter See und tieferliegende Flächen am Maasbüller Herrenkoog als Auffangbecken herangezogen werden. Für die innere Entwässerung der Köge müssen 15 Pumpwerke errichtet werden.

Während man hier auf dem Wege ist, das Wasser zu beherrschen, treibt die Siedlungswasserwirtschaft Schleswig-Holsteins einer Katastrophe entgegen. Nur 50 v. H. der Bevölkerung sind an eine zentrale Wasserversorgung, 24 v. H. an Abwasserbeseitigungsanlagen angeschlossen. Von 1371 Gemeinden besitzen nur 15 eine zentrale Kläranlage. Viele Flüsse und Seen sind durch Abwässer untragbar verseucht.

Die verkehrsreichste Wasserstraße der Erde.

Über die Wasserstraßen Schleswig-Holsteins berichtete Wasserstraßendirektor Lorenzen, Kiel. Älteste Handelsbeziehungen zur See vom und zum Ostseeraum ließen früh

nach kürzeren und weniger gefährlichen Wegen suchen, als sie die Fahrt um Skagen darstellt. Eider, Haithabu im Norden, Stecknitz-Kanal im Süden sind dafür Beispiele. Dieses Streben hat im Bau des Nord-Ostsee-Kanals, der heute die verkehrsreichste künstliche Wasserstraße der Erde ist, seine Krönung gefunden. Die Wasserwege sind Schleswig-Holsteins Lebensadern. Bund und Land müssen um ihre pflegliche Behandlung und Entwicklung besorgt bleiben, wenn das durch die Kriegsfolgen hart betroffene Grenzland dauerhaft gesunden soll.

Entstehung der Nordsee und Ostsee.

In großzügigen Strichen zeichnete Prof. Dr. Gripp, Kiel, ein Bild von der Entstehung der Nordsee und Ostsee, zu dem auch jüngste Erdölbohrungen Material geliefert haben. Er nimmt an, daß Schleswig-Holstein an der Randzone eines Großgletschers durch Aufpressung entstanden ist, durch die ungeheure Eislast des bis zu 3000 m hohen Gletschers emporgehoben. Die Steilküste der Ostsee und die tief einschneidenden Zungenbecken seien durch Schmelzwasser aufgewühlt worden. Während der Vereisungsperioden hat der Weltmeerspiegel 60 bis 100 m tiefer gelegen als heute. Die unter dem Meeresboden festgestellten Torfbänke geben darüber Aufschluß und lassen in Verbindung mit der Pollenanalyse auch Zeitbestimmungen zu. Aus dem Fund von Jagdgeräten kann gefolgert werden, daß 6000 Jahre vor der Zeitwende die Nordsee bis hinter der Doggerbank trocken lag und Jagdgrund der Menschen gewesen ist. In drei großen Angriffen hat das Meer die Landbrücke zwischen Nord- und Ostsee ständig mehr eingeeengt.

Die Atlantis-Theorie des Bordelumer Pastors Spanuth bezeichnete Prof. Gripp als literarisch interessant, aber wissenschaftlich nicht haltbar. Die jüngsten Funde an der Untiefe des Steingrundes bei Helgoland, in denen Spanuth Beurkundungen des untergegangenen Atlantis sehen will, erklärt G. für Feuersteingebilde, die ohne Menschenhand im jahrtausendelangen Spiel der Brandungswellen geformt worden seien. — Allerdings blieben seine Ausführungen nicht unwidersprochen. — Von neuen Messungen des Hydrographischen Instituts Hamburg über dem Steingrund werden weitere Aufschlüsse erwartet.

Zu der Gefahr, die sich aus dem Vordringen des Salzwassers in den Untergrund Schleswig-Holsteins für die Versorgung mit Trink- und Brauchwasser ergibt, regte G. an, man sollte im Küstengebiet das vom Lande stammende Süßwasser soweit wie möglich nicht dem Meere, sondern durchlässigem Untergrund zuleiten. Auf diese Weise müsse es gelingen, die auf dem Salzwasser schwimmende Süßwasserlinse wieder zu vergrößern.

Helgoland im Wiederaufbau.

Oberregierungs- und -baurat Dr.-Ing. Bahr, Tönning, gab einen Überblick über die geologische Geschichte der Felseninsel, ihre zerstörten Hafen- und Uferschutzanlagen und die Wiederaufbauplanung, die Helgoland seiner natürlichen Bestimmung als Schutz- und Zufluchthafen für die Seeschifffahrt und Hochseefischerei zurückgeben wird. Die Aufräumungsarbeiten am Südhafen sind so weit fortgeschritten, daß bereits 100 Kutter hier Zuflucht finden können. Auch das Rettungsboot, mit dem die Helgoländer in der Vergangenheit viele hundert Menschen aus Seenot gerettet haben, liegt hier wieder vertäut, und von den behelfsmäßig hergerichteten Befeuungsanlagen erhält die Schifffahrt die Zeichen, die ihr den Weg weisen. Auf der Düne entfaltete sich in diesem Sommer erstmalig wieder das Badeleben.

Die Sonderstellung des Bergbaus.

In die wasserwirtschaftliche Problematik des Ruhrgebietes führte ein Vortrag von Bergwerksdirektor Prof. Dr. Dr. h. c. Oberste-Brink, Essen. Er begründete aus der Standortgebundenheit des Bergbaus dessen Sonderstellung und die Forderung, daß die in Vorbereitung befindlichen Wassergesetze des Bundes diese Sonderstellung berücksichtigen müssen. An dem jährlichen Wasserverbrauch des Ruhrgebietes von rd. 1,3 Md. m³ ist der Bergbau mit 560 Mio. m³ beteiligt. Der eigenen Wasserförderung sind Grenzen gesetzt, weil die Gruben von einer bestimmten Teufe ab hochgradige Sole führen. Der Bergbau wirkt aber auch in vielfältiger Weise auf die Wasserwirtschaft ein, so als Verschmutzer und als Veranlasser von Veränderungen der Grundwasserstände. Das erste gilt vor allem für den Steinkohlenbergbau, das zweite für den Braunkohlenbergbau, der das Gebirge systematisch vorentwässert, um Rutschungen und Schwimmsandeinbrüchen zu begegnen. Hier werden sich vermehrte Schwierigkeiten ergeben, wenn der

Braunkohlenbergbau in der Erftniederung zum Tieftagebau mit Einschneiden bis zu 200 m übergeht.

Sache der Landesplanung ist es, soweit möglich zu verhindern, daß sich Wasserwirtschaft und Bergbau gegenseitig stören. Oberste-Brink setzte sich dafür ein, daß das Gesetz bei der Festsetzung von Schutzgebieten für Wasserwerke oder Heilquellen in jedem Falle den Bergbau mitwirken lasse. Er befürwortete die Betrauung der Bergbehörde mit der Federführung in Wasserangelegenheiten des Bergbaus; zu den Aufgaben dieser Behörde gehöre ja auch die Abwehr gemeinschädlicher Einwirkungen des Bergbaus. Bei der Entscheidung, welche der beiden Wirtschaftsarten den Vorrang habe, müsse man sich bewußt sein, daß das Wasser der Lebensquell für alle sei, daß aber andererseits auch die Nutzung der Bodenschätze zu unserer Existenzgrundlage gehöre.

Zeichnerische Darstellung der Ergebnisse von Baugrund- und Wasserbohrungen (DIN 4023).

Es ist üblich, die Ergebnisse von Bohrungen und Schürfunken nicht nur in Schichtverzeichnissen, sondern auch zeichnerisch darzustellen. Bisher wurde dabei wenig einheitlich verfahren. Sowohl die zeichnerische Darstellung als auch die benutzten Buchstabenabkürzungen, Zeichen, Schraffuren und Farben sind sehr verschieden. Eine erste Richtlinie für eine Vereinheitlichung ist wohl der Erlaß der Direktion der Reichsautobahnen vom 23. September 1935 — RAB T Jp 10 — über die Darstellung der Bodenprofile und Grundwasserstände in den Höhenplänen und Streckennachweisen. Dieser Erlaß hat ein einheitliches Verfahren für einen bestimmten Arbeitsbereich gewährleistet und sich wie DIN 4220 „Landeskulturbau;

Bodenbezeichnung und Bodenkartierung“ während vieler Jahre bewährt. Der Ähnlichkeit der Geltungsbereiche entsprechend schließt sich die neue Norm DIN 4023 besonders eng an DIN 4220 an.

Wie aus dem Titel von DIN 4023 hervorgeht, beschränkt sich der Zuständigkeitsbereich auf bautechnische Zwecke und solche der Wassererschließung, lehnt sich also eng an die neuen Entwürfe von DIN 4022 Bl. 1 „Schichtenverzeichnis für Baugrunduntersuchungen“ und DIN 4022 Bl. 2 „Schichtenverzeichnis für Wasserbohrungen“ (Januar 1953) an.

Die Beschränkung des Zuständigkeitsbereiches war nötig, da es nicht möglich ist, in einer Norm auch Vorschriften für die Darstellung der Ergebnisse von Bohrungen für andere Zwecke (z. B. Kohlenbergbau, Erdölbohrungen, sonstige geologische Untersuchungen) zu geben. Die Einspruchsfrist zu DIN 4023 läuft am 30. 11. 1953 ab.

DIN-Normen im Bauwesen.

Im Beuth-Vertrieb ist im Sept. 1953 ein Verzeichnis aller Baunormen erschienen, in dem allgemeine sowie bautechnische Grundnormen, Maßgrundlagen, Planungsunterlagen, Berechnungsgrundsagen (Lastannahmen), Normen des Verbindungswesens, der Baustoffe und Fertigbauteile, des Bautenschutzes, der Geräte, Gerüste, Baumaschinen, des Grund- und Rohbaues, des Ausbaues, des Hoch-, Ingenieur-, Industrie- und Straßenbaues, des ländlichen Bauwesens und des Kulturbaues aufgeführt sind. Darüber hinaus enthält dieses Verzeichnis — das an Interessenten kostenlos abgegeben wird — Normblätter und Entwürfe anderer Fachgebiete, die das Bauwesen berühren.

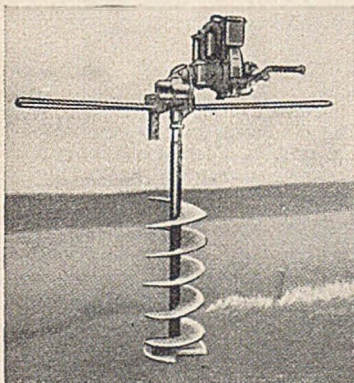
Mitteilungen aus der Industrie.

(Ohne Verantwortung der Herausgeber)

In diese Spalte werden kurze Mitteilungen von Bauwirtschaft und Industrie aufgenommen, die sich auf das Arbeitsgebiet der Zeitschrift beziehen. Der Inhalt muß ausgeführte Neuheiten behandeln. Der Umfang der Manuskripte darf, einschl. eines etwaigen Bildes, höchstens 80 Schreibmaschinenzeilen betragen. Für den Inhalt ist der Einsender verantwortlich. Die Auswahl des zu veröffentlichenden Materials behält sich der BAUINGENIEUR vor.

Erdbohrgerät.

Beim Versetzen von Leitungsmasten, Zaunstielen, Ständern für Schuppendächer, Siloanlagen und bei vielen anderen Arbeiten auf der Baustelle werden immer wieder Erdlöcher mit geringem Durchmesser erforderlich, deren Herstellung mit dem Spaten umständlich und zeitraubend ist. Hierbei die teure Handarbeit durch ein geeignetes tragbares Kleingerät auszuschalten, hat sich die Maschinenfabrik Andreas Stihl, Waiblingen-Neustadt (Württ.) zur Aufgabe gemacht. Der in das Erdreich eindringende Schneckenbohrer wird über ein besonderes Getriebe von einem 8,5 PS-Benzinmotor angetrieben. Hat sich die Schnecke in den Boden gearbeitet, so wird das Gerät angehoben und der Aushub durch Erhöhung der Drehzahl aus den Windungen geschleudert. Der Bohrer ist auswechselbar und hat Durchmesser von 150 bis 350 mm. Steine bis zur Größe des Zwischenraumes zwischen den Windungen werden mühelos



Stihl-Erdbohrgerät, 8 1/2 PS-Benzinmotor — Gewicht 52 bis 75 kg.

hochgefördert. Je nach dem Bohrlochdurchmesser und der Bodenart sind für die Bedienung 2 bis 4 Mann erforderlich. Das einfache Gerät genügt für Bohrtiefen bis 1,30 m und kann durch Verlängerungsstücke für Tiefen bis zu 4 m eingerichtet werden. Hi.

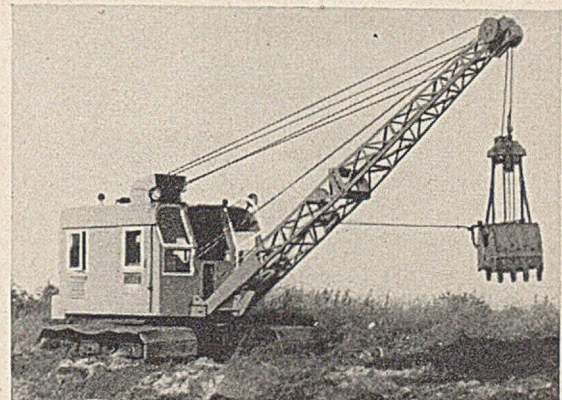
Weserhütte Otto Wolf GmbH., Bad Oeynhausen.

Die von der *Weserhütte Otto Wolf GmbH.*, Bad Oeynhausen, vorgenommenen Verbesserungen an den bekannten Standardtypen der Universalbagger zielen in erster Linie darauf hinaus, durch Schaffung von Spezialbaggern das Einsatz- und Absatzgebiet zu erweitern.

So wurde, um ein geeignetes Gerät für den Einsatz auf Moorboden und für Kultivierungsarbeiten zu schaffen, die Breite der Raupenkette bei der neuen Type W 3 M auf 1000 mm erhöht; sie beträgt bei der Standardtype W 3 nur 600 mm. Die spezifische Bodenpressung konnte dadurch von 0,48 kg/cm² auf 0,20 kg/cm² gesenkt werden. Bei den Typen W 6 H und W 9 T mit 0,5 und 0,9 m³ Fassungsvermögen wurden Verbesserungen am Unterwagen vorge-

nommen, die eine größere Länge der Raupen ergeben; bei der Type W 6 H beträgt sie 3700 mm gegenüber 2750 mm bei Type W 6.

Eine Spezial-Tropfenkonstruktion stellt die Type W 9 T dar, eine Weiterentwicklung der Standardtype W 9. Der größte von der Weserhütte gebaute Universalbagger, Type W 24 mit 2,5 m³ Fassungs-



Weserhütte Universalbagger Type W 3 M beim Einsatz im Moor. 33/40 PS-Motor, Löffelinhalt 0,32 m³.

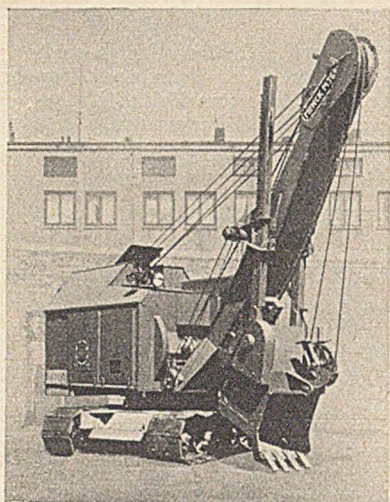
vermögen, stellt ein in der Praxis sich bestens bewährtes Großgerät dar. Für Felsarbeit sind Spezial-Felslöfel mit besonders verschleißfesten Vorderwänden entwickelt worden. Th.

Menck & Hambrock GmbH., Hamburg-Altona.

Dem überall feststellbaren Bestreben, beim Baggerbetrieb möglichst zum *Eimerseilbagger* überzugehen, kommt die *Menck & Hambrock GmbH.*, Hamburg-Altona, mit einem besonders erprobten Eimer entgegen, dessen Formgebung das Ergebnis eingehender Versuchsreihen ist. Großer Wert wurde bei der Schneidenausbildung des Menck-R-Eimers auf Anpassung an die Bodenart und die Grabtiefe gelegt. Aus einer Reihe von 9 Zahnformen kann der geeignete Zahn ausgewählt und an der Kübelschneide montiert werden, um den größtmöglichen Wirkungsradius beim Baggerbetrieb zu erreichen. Auch die Löffel zu den Menck-Universalbaggern (0,75 bis 4,5 m³) werden nach den vorstehend dargelegten Gesichtspunkten mit besonders geformten Zähnen der jeweiligen Baggerarbeit angepaßt. Als wichtigster Vertreter dieser Reihe kann der M 75 angesehen werden, dessen

Unterwagen in diesem Jahr verlängert wurde und nun 5 Rollen aufweist. Für den Antrieb wird ein luftgekühlter 0 Zylinder-Deutz-Motor mit 82 PS verwendet.

Neben den beiden Hanomag-Schleppern K 55 und K 90, die als Grundgerät für das Menck-Schwenkschild dienen, wird jetzt auch der neue Deutz-Raupenschlepper mit luftgekühltem 4 Zylinder-60 PS-Motor von Menck & Hambrock mit Planierschild ausgerüstet. Das Schild wird, ebenso wie bei der Menck-Hanomag 90 PS-Planierraupe durch Preßzylinder betätigt, die in Richtung auf die hintere Turas-



Menck-Universalbagger M 75, 0,75 m³ Löffelinhalt, 82 PS-Dieselmotor.

achse liegen, um eine zusätzliche Belastung der Querfeder zu vermeiden.

Mit der neuen Menck-Schürfkübelraupe SR 53 wird ein Universalgerät auf den Markt gebracht, dessen wirtschaftliche Förderweiten zwischen 5 und 500 m liegen. Sie faßt die bisher getrennten Arbeitsbereiche der Planierraupen und der Schürfkübelanhänger zusammen. Der 6,5 m³ fassende Schürfkübel nimmt etwa dreimal soviel Boden auf wie mit einer gleichstarken Planierraupe bewegt werden kann. Für den Antrieb wird ein 150 PS-Dieselmotor verwendet, der auf 120 PS gedrosselt ist. Das Gerät ist zusätzlich mit einem Brustschild

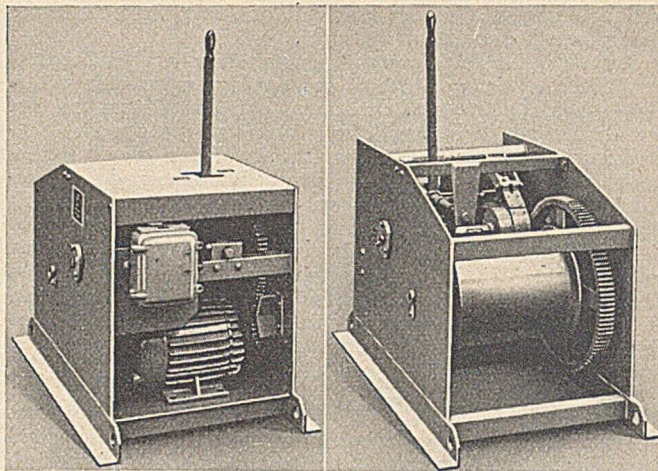


Menck & Hambrock-Schürfkübelraupe SR 53, 6,5 m³ Kübelinhalt — 150 PS-Dieselmotor — Gewicht 19 t.

ausgerüstet, das vom Führersitz aus, wie alle anderen Steuerungen einschließlich der Lenkung, hydraulisch betätigt wird. Ein Blick auf das Menck & Hambrock-Produktionsprogramm wäre unvollständig, würden die Rammen nicht erwähnt werden. Eine interessante Neuerung stellt eine Zusatzeinrichtung zur Rohrerüstramme dar, die es ermöglicht, den Mätkler im Verhältnis 1:1 nach hinten zu neigen, um Pfähle und Bohlen unter 45° gegen die Horizontale zu rammen. Hi.

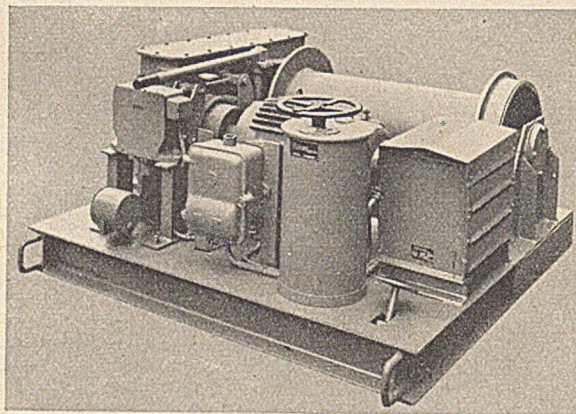
Schiess-Defries, Düsseldorf-Oberkassel.

Die Firma Schiess-Defries, Düsseldorf-Oberkassel, bringt in ihrem stark erweiterten Windenbauprogramm einige technisch sehr interessante Neuheiten. Neben einer Speicherwinde für 750 kg Tragfähigkeit, bei der die Senkgeschwindigkeit des leeren Hakengeschirrs an die maximale Senkgeschwindigkeit der Vollast angeglichen und durch einen Schnellsenkregler begrenzt wird, interessiert den Baufachmann vor allem eine Schnellbauwinde für 600—750 kg Tragfähigkeit, bei der die Forderungen nach erhöhter Sicherheit, insbesondere nach Verminderung jeglicher Freifallstellung weitestgehend erfüllt sind. Die Last kann aus der Schwebelage heraus, ohne jedes Zurückhaken, weitergehoben und genau eingefahren werden. Bei Loslassen des



Bauwinde, Fabrikat Schiess-Defries, 600—750 kg Tragkraft.

Bedienungshebels bleibt die Last automatisch hängen. Die während des Hebens dauernd geschlossene Bremse wird nur beim Senken der Last gelüftet, der Bedienungsmann kann die Bremswirkung nicht beeinflussen. Eine Einhebelsteuerung, geführt in einer Kulissee, schließt jeden Bedienungsfehler aus und sichert so Winde und Seil vor Überbelastung. Erwähnungswert ist ferner eine für besonders robusten Betrieb auf Baustellen geeignete Elektromontagewinde,

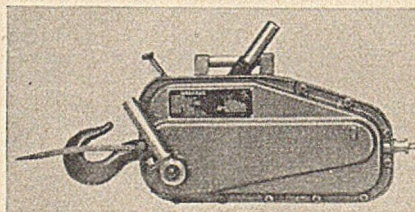


Elektromontagewinde, 3,2 t Tragkraft.

deren Zahnräder im geschlossenen Getriebekasten im Ölbad laufen. Die Bremse wird elektromagnetisch betätigt und fällt bei Stromunterbrechung automatisch ein. Die Normalausführung kann für eine Tragkraft von 2, 3,2 und 5 t bei Geschwindigkeiten von 12—18, 16—25 bzw. 10—15 m/min geliefert werden. Die Hochleistungstypen besitzen bei gleicher Tragkraft erhöhte Geschwindigkeiten bis zu 45 m/min. Th.

Greifzug.

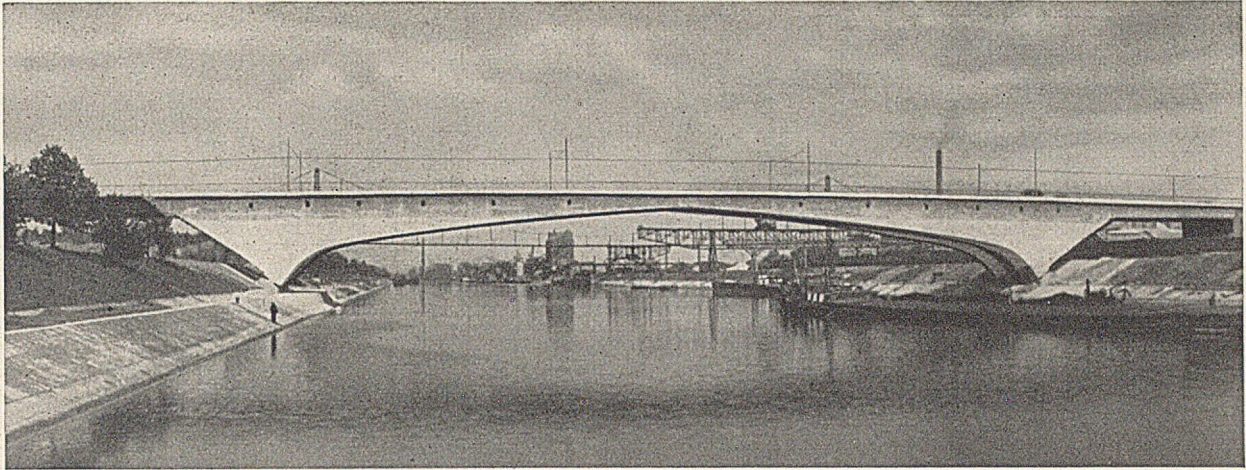
Ein universell verwendbares handbetätigtes Kleinhebezeug, „Greifzug“ benannt, wird von der Firma Secalt AC., Bergisch-Gladbach, gebaut. Die äußeren Abmessungen des sehr handlichen nur etwa 19 kg schweren Gerätes betragen 63 · 33 · 15 cm, die maximale Zug-



Zug- und Hebezeug, „Greifzug“, Zugkraft 1,5 t, Gewicht 19 kg.

kraft in direktem Zug 1,5 t, der Vorschub 7 cm bei jedem Doppelhub. Die Arbeitsweise des Gerätes beruht auf dem Prinzip der Froschklemmen. Zwei Klemmbackenpaare arbeiten abwechselnd und gegenläufig so, daß sie das durch das Gerät laufende beliebig lange und die Last tragende Zugseil in einer Richtung heranziehen bzw.

in der Gegenrichtung absenken. Eine Sperrvorrichtung gibt das jeweils tragende Backenpaar nicht eher frei, bevor das andere Backenpaar nicht fest eingegriffen hat. Die Betätigung des Antriebes erfolgt durch zwei beidseitig wirkende Handhebel, einer für den Aufzug, der andere für das Absenken der Last. Der Kraftaufwand beträgt bei Vollast 35 kg. Wird die Betätigung unterbrochen, schließen beide Backenpaare und tragen die Last gemeinsam. Die Verankerung des Gerätes erfolgt entweder mit Hilfe des drehbaren Gerätehakens, einer Drahtseilschlinge oder Kette. Das Gerät dient für die Bewegung von Lasten aller Art und in beliebiger Richtung, bei entsprechend langem Zugseil über jede gewünschte Entfernung. Th.



Kanalhafenbrücke Heilbronn. Dreigelenkrahn mit vorgespannten Bogenscheiben.
Stützweite 107,80 m, Pfeilhöhe 11,15 m, Brückenbreite 15,00 m.



WAYSS & FREYTAG A. G.

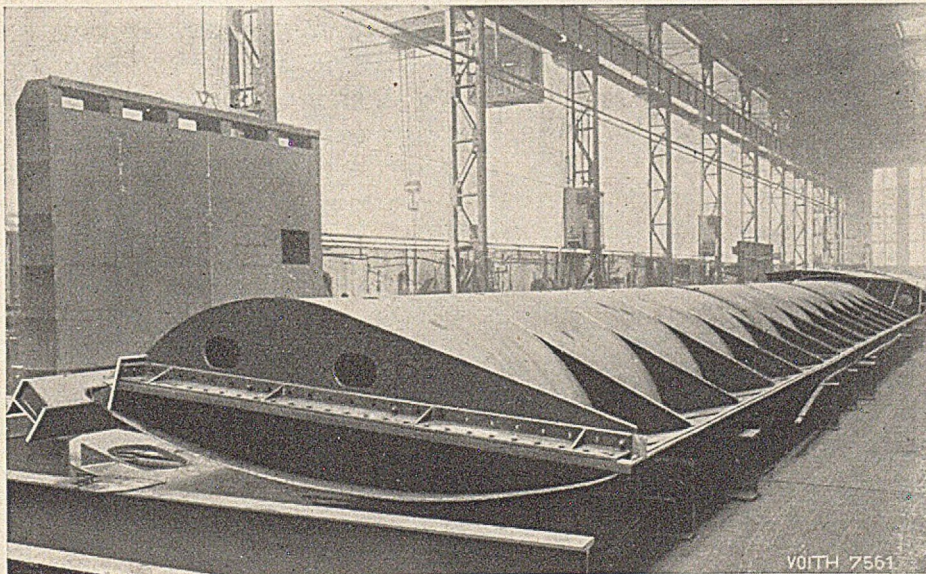
HOCH- UND TIEFBAU · FRANKFURT AM MAIN

Neue Mainzer Straße 59

NIEDERLASSUNGEN IN: Berlin - Bremen - Düsseldorf - Essen - Hamburg - Hannover - Karlsruhe - Kiel - Köln
Mannheim - München - Neustadt/Weinstraße - Nürnberg - Stuttgart

Klappenwehre von **Voith**

einseitig aufgehängt mit Zahnstangenantrieb und elektrischer Schwimmersteuerung oder mit hydraulisch gesteuertem Gegengewicht



Schützen,
Dammtafeln,
Rechen für
Talsperren usw.

Eine von zwei mechanisch angetriebenen Stauklappen für 20,8 m li. Weite und 2,94 m Stauhöhe.
Vorn das freie Ende, hinten die Antriebsseite der Stauklappe



J.M.Voith G.m.b.H., Maschinenfabrik, Heidenheim (Brenz)

STELLENANGEBOTE

Für die Bearbeitung von

Absatzfragen

für ein Produkt der Eisen erzeugenden Industrie wird in der Umgebung von Hagen/Westfalen

Bauingenieur

(Statiker)

oder auch Maschineningenieur mit entsprechenden Kenntnissen und Erfahrungen (Hochbau, Fahrzeugbau, Schiffsbau) gesucht.

Neben guten theoretischen und praktischen Kenntnissen und Erfahrungen müssen Bewerber Veranlagung auf dem Gebiet der

Entwicklung

besitzen und befähigt sein, mit den in Frage kommenden Abnehmern und Behörden die erforderlichen Verhandlungen (techn. Akquisition) zu führen. 5—10jährige Praxis im Eisenhochbau, Schiffsbau oder dergleichen erwünscht.

Kurz gefaßter beruflicher Werdegang, möglichst mit Bild, sowie Angaben über Gehaltsansprüche und Eintrittstermin unter „Der Bauingenieur 842“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20, erbeten.

Gesucht zum sofortigen Eintritt

Diplom-Ingenieur

mit langjähriger Unternehmerpraxis für Statik und Spannbeton-Brückenbau. Bewerbungen mit handgeschriebenem Lebenslauf, Lichtbild und beglaubigten Zeugnisabschriften erbeten unter „Der Bauingenieur 848“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20.

Erfahrenen Stahlbau-Statikerfür Projekt und Ausführung
und**erfahrene Stahlbaukonstrukteure**

für Stahlhoch- und Stahlbrückenbau stellt ein

Stahlbau Kiel G. m. b. H. & Co.Kommanditgesellschaft
Kiel

Tatkräftiger

DIPLOM-INGENIEUR

als Techn. Leiter einer Stahlbau-Anstalt für allgemeinen Stahlbau einschließlich Brückenbau (500 Mann Belegschaft, früher zeitweise bis 1500 Mann) nach

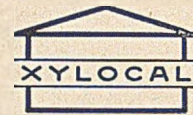
Djakjakarta (Mittel-Java)

gesucht.

Alter etwa zwischen 35 und 50 Jahren. Der Gesuchte muß die gesamte technische Leitung übernehmen und Erfahrung im Konstruktionsbüro, der Werkstatt und Montage besitzen; der Maschinenpark des Werkes ist im wesentlichen deutscher Herkunft. Besondere Sprachkenntnisse nicht erforderlich. Wohnung wird gestellt, klimatische Verhältnisse entsprechen etwa Süd-Italien, höhere Schule (Kath. Mission) am Orte.

Bewerbungen mit Lebenslauf, Lichtbild, Zeugnisabschriften, Gehalts- und sonstigen Ansprüchen, Angabe von Referenzen an

Indonesische Botschaft, Konsularabt., Bonn, Drachenfelsstraße 2

**KNAUF
GIPS**verbürgt
Qualität**BAUTEN-ISOLIERUNGEN**

Kälte, Wärme, Schall, Feuchtigkeit

— Fertigung · Beratung —

LÜNEBURGER FASERWERK GM
BH

Lüneburg · Fernruf: 3544



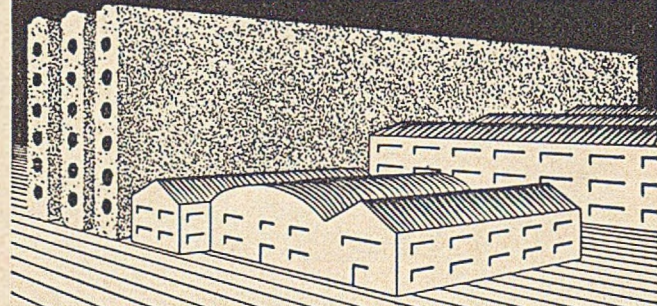
BHS

HOCHBAUKRANE
VERSCHIEDENER
□ GRÖSSE □

ZWANGS-BETONMISCHER
AUFBEREITUNGSANLAGEN
BAUWINDEN U. AUZFÜGE

STRASSENWALZEN

BAVER. BERG-HÜTTEN- U. SALZWERKE
HÜTTENWERK SONTHOFFEN

DACHPLATTEN AUS
NATURBIMS**HEIMBACHWERKE** GEGR.
1898
BIMSBAUSTOFF-GESELLSCHAFT M. B. H. NEUWIED

Linde
DRUCKLUFTWERKZEUGE
FÜR BAU- U. ABRUCHUNTERNEHMUNGEN



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

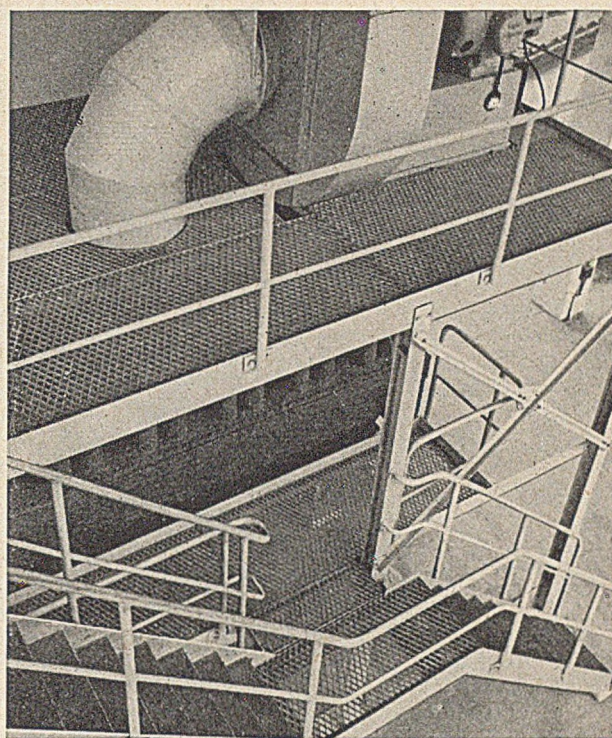
SPATENHAMMER
FÜR ERD-, LEHM-
U. TORFARBEITEN

NIETKOPFABSCHERHAMMER
ZUM ABSCHLAGEN VON
NIETKOPFEN BIS 40 mm Ø.

Sowie alle für einen störungsfreien Druckluftbetrieb erforderlichen Armaturen

Verlangen Sie unverbindliche Angebote und kostenlose Vorführung

MASCHINENFABRIK SURTH
SURTH BEI KÖLN



Diagonal Gitterroste
Wilhelm Hähn, Ferndorf
Gegründet 1875 (Kreis Siegen)
Roste- und Apparatebau

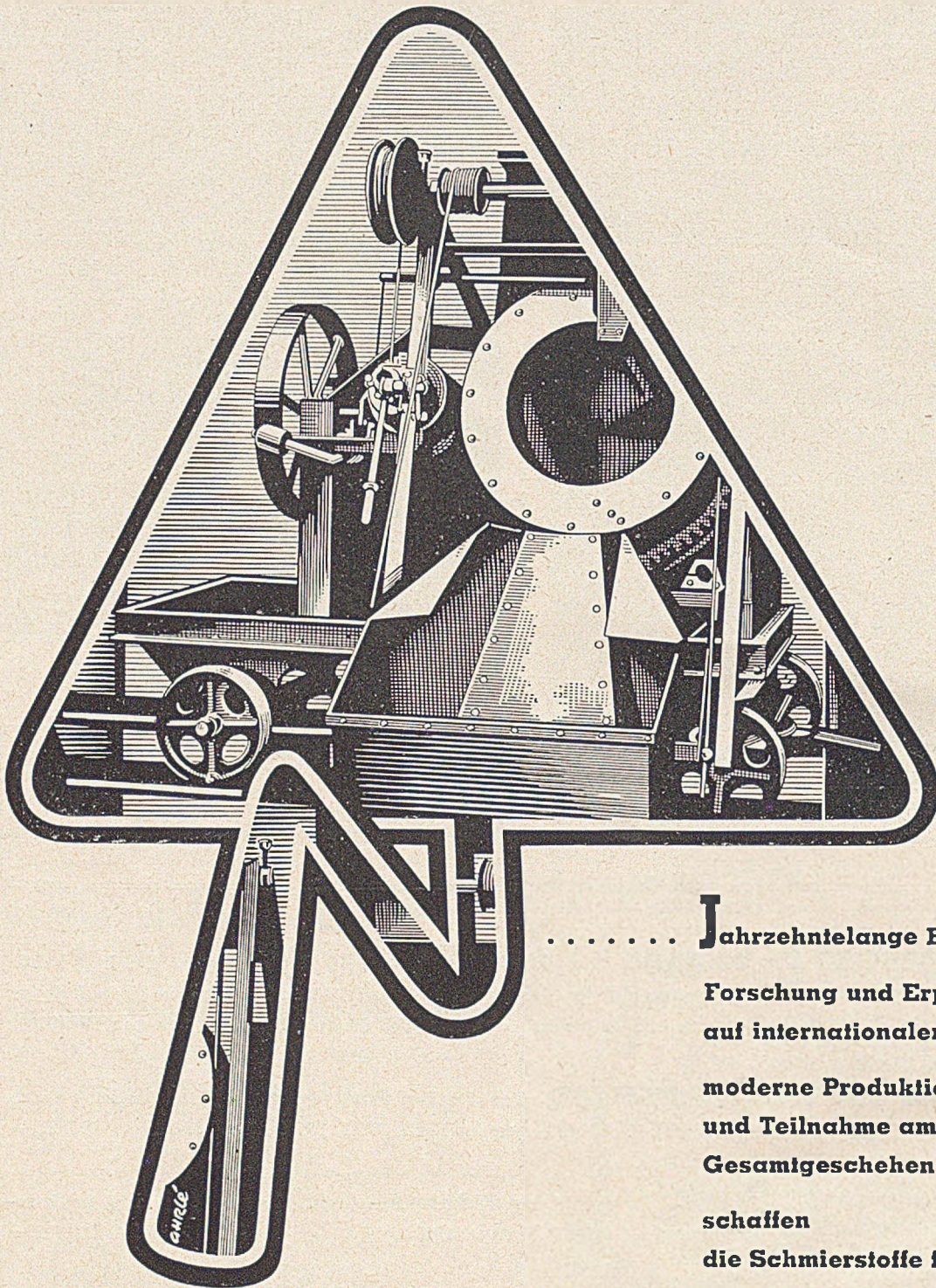
Das Gedingewesen im Bergbau. Von **Franz Dohmen VDI**, Dipl.-Berging., Dr.-Ing. habil. Privatdozent für Bergbauliche Betriebslehre an der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule zu Aachen. Mit 214 Abbildungen und 130 Tafeln im Text. XI, 427 Seiten. 1953. Ganzleinen DM 92,50

Planung und Bau von Hüttenwerken. Von Dr.-Ing. **Friedrich Lüth**, Privatdozent an der Technischen Hochschule Aachen. Mit 18 Abbildungen im Text. VIII, 155 Seiten. 1952. DM 21,—

Die Drahtseile in der Praxis. Von Dipl.-Ing. **Richard Meebold**. Zweite, völlig neubearbeitete Auflage. Mit 121 Abbildungen. V, 108 Seiten. 1953. Steif geheftet DM 12,—

Kinematische Getriebesynthese. Grundlagen einer quantitativen Getriebelehre ebener Getriebe. Für den Konstrukteur, für die Vorlesung und das Selbststudium. Von Dr. phil. habil. **Rudolf Beyer**, Privatdozent für Getriebelehre und Kinematik an der Technischen Hochschule München, Stud.-Prof. am Oskar v. Miller-Polytechnikum, Akademie für angewandte Technik, München. Mit 258 Abbildungen. VII, 217 Seiten. 1953. Ganzleinen DM 36,—

Technische Messungen bei Maschinenuntersuchungen und zur Betriebskontrolle. Von Professor Dr.-Ing. **A. Gramberg**, Frankfurt a. M. Siebente, neubearbeitete Auflage. Mit 487 Abbildungen. X, 445 Seiten. 1953. Ganzleinen DM 36,—



..... **J**ahrzehntelange Erfahrungen -
 Forschung und Erprobung
 auf internationaler Grundlage -
 moderne Produktionsmethoden
 und Teilnahme am technischen
 Gesamtgeschehen -
 schaffen
 die Schmierstoffe für die Praxis

50 Jahre Rat und Tat.....

