

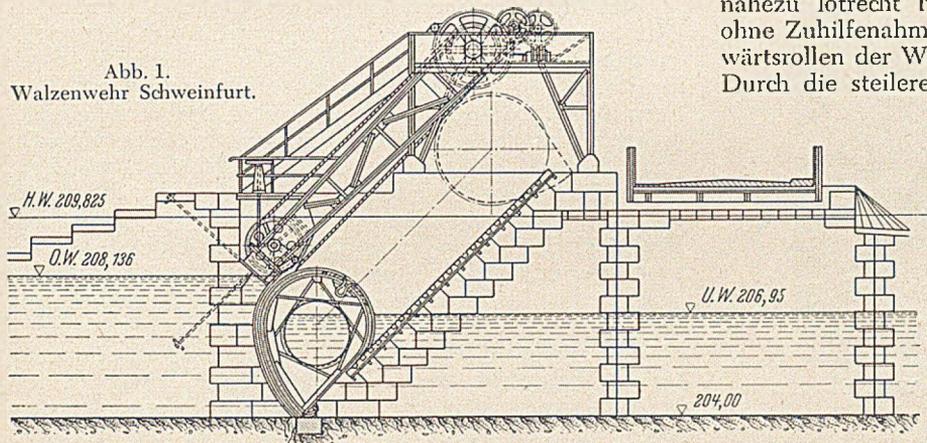
Stahlwasserbau im Lichte praktischer Erfahrungen.

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

I. Teil.

Wehrverschlüsse.

Der seit Ende des 1. Weltkrieges betriebene systematische Ausbau der deutschen Wasserstraßen auf Schiffsgesäße über 1000 t, wie die im Hinblick auf die zunehmende Industrialisierung gebotene, verstärkte Nutzbarmachung der Wasserkräfte haben auf dem Gebiet des Stahlwasserbaues zu einer Entwicklung geführt, die sich bis in die heutige Zeit fortsetzt und immer wieder neue Impulse erfährt. Die in diesem Zeitraum an vielen Anlagen und verschiedenen Verschlussbauarten gesammelten Erfahrungen technischer und betrieblicher Art kennzeichnen daher nicht nur den jetzigen Stand der Stahlwasserbaukonstruktionen, sondern sind wertvollstes Gut, das für die Weiterentwicklung und Vervollkommnung bisher bewähr-



ter Verschlussbauarten genutzt werden muß. In nachstehenden Ausführungen soll daher versucht werden, aus der Fülle dieser Erfahrungen einiges zu berichten und auf neues für die künftige Weiterentwicklung hinzuweisen.

Wenn dabei zuerst von beweglichen Wehrverschlüssen neuerer Bauart die Rede ist, so deshalb, weil deren Entwicklung das größere und allgemeine Interesse beansprucht.

Als älteste Bauart unter den drei Hauptarten der freitragenden Wehrverschlüsse ist das normale, fest-sitzende Walzenwehr anzusprechen. Es sind mehr als 50 Jahre her, seit die erste, von der MAN. erbaute Wehranlage Schweinfurt in Betrieb genommen wurde (Abb. 1).

Mit diesem System war es erstmalig möglich, große Lichtweiten zu überbrücken und abzuschließen. Die heute noch übliche Standardausführung, die durch Ansetzen eines Stauschildes in Schnabelkonstruktion gegenüber dem Querschnitt des Schweinfurter Wehres eine in hydraulischer Hinsicht günstigere Form erhielt, hat sich gegenüber der ursprünglichen Bauart kaum geändert. Die eigentliche Tragkonstruktion blieb der Zylinder, der durch eine um das angetriebene Ende geschlungene Kette auf einer geneigten, mit Zähnen versehenen Bahn aufwärts gerollt wird. Der geschlossene, mit entsprechenden Aussteifungen versehene Rohrkörper übernimmt die Biegung aus dem horizontalen Wasserdruck und ohne weiteres die beim einseitigen Antrieb auftretende Torsion. Man sieht, daß es sich hier um einen außerordentlich robusten Körper handelt, wie er für die rauhe Beanspruchung im Wasser eines strömenden

Flusses sozusagen gerade gut genug ist. Auf Grund der seither gemachten Erfahrungen kann als erwiesen gelten, daß die normale Walze bestimmt der betriebssicherste Wehrverschluss ist, den es gibt. Sie verträgt unerwartete Überströmungen, Überlastungen durch Geschiebe und Eisverlagerungen, Stöße von Schwimmkörpern und ist vor allem gegen Vereisung sehr unempfindlich. Ihren Siegeszug verdankt sie ferner der Tatsache, daß der, vielerlei Vorzüge bietende einseitige Antrieb zu ihren Haupteigenschaften zählt. In Anbetracht dieser hervorstechenden Vorteile ist es somit kein Wunder, daß für die Mehrzahl von Wehren mit großen Lichtweiten bis 50 m und mittleren Verschlusshöhen von 6—7 m vornehmlich Walzenverschlüsse bevorzugt werden. Das Verhältnis zwischen Tragzylinderdurchmesser und Verschlusshöhe soll dabei etwa 3:4 betragen. Ferner ist von Bedeutung, daß die Rollbahn unten nahezu lotrecht beginnt. Durch diese Maßnahme wird ohne Zuhilfenahme des Windwerkes ein ungewolltes Aufwärtsrollen der Walze bei starkem Wasserdruck vermieden. Durch die steilere Anordnung der Rollbahn erreicht man

also, daß die Resultierende aus Eigengewicht, Wasserdruck und Auftrieb unterhalb des Auflagerpunktes der Walze liegt und die Walze sich somit von selbst an die Wehrsohle preßt. Normale Walzen werden besonders dann vorteilhaft verwendet, wenn z. B. an Wehren mit mehreren Öffnungen in Anbetracht der Wasserabführung ein einziger regulierbarer Verschluss genügt, während in den übrigen Öffnungen auf derlei Erfordernisse keine Rücksicht genommen zu werden braucht.

Kleinere Änderungen an dieser, an sich bewährten Bauart wurden in neuerer Zeit insofern vorgenommen, als man auf Grund von Erfahrungen die Endscheiben des Walzenkörpers radial versteift und in geschweißter Ausführung erstellt (Abb. 2). Neben einer besseren Einleitung der Kettenzugkräfte in die Endscheibe hat diese Ausführung den Vorteil einer gewissen Materialersparnis und der leichteren, werkstattmäßigen Bearbeitung. Die Einwirkung von Geschiebe und Eis hat vielfach verursacht, daß die für den Anschluß an den Tragzylinder notwendigen Verstrebungen und Aussteifungen des Stauschildes einem starken Verschleiß ausgesetzt sind und daher besser in vollwandigen Blechen als aus Profilleisen ausgeführt werden. Neuerdings wurde, aufbauend auf den im Kriege mit U-Boot-Druckkörpern gemachten Erfahrungen, der Versuch gemacht, den Tragzylinder selbst in Rohrschüssen von 5—6 m Länge in Schweißkonstruktion zu erstellen. Diese Art der werkstattmäßigen Ausführung hat jedoch insofern wenig befriedigt, als trotz gewissenhafter Arbeitsvorbereitung und fachgemäßer Schweißung der Zylindermantel bleibende Deformationen erlitt, die insbesondere beim Anbau des später durch Nietung anzuschließenden Stauschildes Schwierigkeiten verursachten. Außerdem zeigte sich, daß wesentliche Gewichtersparnisse bei der geschweißten Ausführung nicht zu erzielen waren. Daß sich gerade unter den erschwerten Bedingungen des Winterbetriebes eine gewisse Überlegenheit der normalen Walzen bewiesen hat, dafür spricht die Tatsache, daß die Walze speziell in den nordischen Ländern mit Vorliebe Verwendung findet.

Durch die Errichtung von Kraftwerken in Verbindung mit Stauanlagen ergab sich die Forderung einer Feinregulierung des Oberwasserspiegels in der Nähe des normalen Stauzieles.

Bevor daher auf die zwei weiteren Grundformen der freitragenden Wehrsysteme, nämlich der Schützen und Segmente eingegangen wird, bedarf die Frage der heute allgemein verlangten Regulierungsmöglichkeit besonderer Erwähnung. Der Wunsch hiernach ist vielfach begründet. Die Abgabe des Überschußwassers unter dem angehobenen Verschuß hindurch ermöglicht keine sehr genaue Einstellung, insbesondere bei der meist bestehenden Vorschrift ein bestimmtes Stauziel genau einzuhalten.

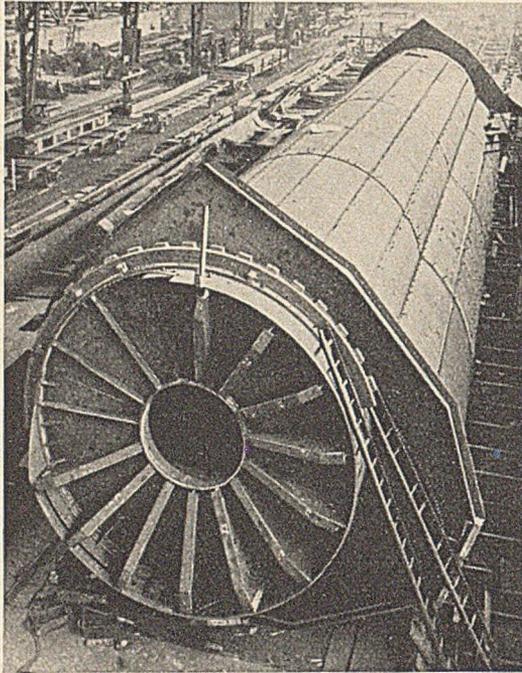


Abb. 2. Endscheiben-Ausbildung an Walzen.

Bei einer vorhandenen Reguliermöglichkeit des Überfalls läßt sich dies leichter erreichen. Ferner ist die oft notwendige Abgabe von Schwemmsel, Schwimmkörpern und Eis, die sich vor dem Wehr ansammeln, durch Absenken der Verschußoberkante mit geringerem Wasserverlust ausführbar, als wenn der Verschuß angehoben werden muß. In diesem Zusammenhang darf nicht unerwähnt bleiben, daß auf Grund gemachter Erfahrungen die weitgehende Ausnutzung der Reguliermöglichkeit lediglich zu Zwecken der Eisabfuhr ein Trugschluß ist. Die meist nur auf die Abgabe einer bestimmten, überschießigen Wassermenge ausgelegte Absenkbarkeit der Wehroberkante genügt nicht, um bei starken Frostperioden eine weitgehende Räumung des vor dem Wehr befindlichen Eises oder gar die Freieisung einer ausgedehnten Wasserfläche in der anschließenden Haltung zu bewirken. Derartige Forderungen bedingen so große Absenkhöhen, daß deren Anwendung praktisch mit der schnellen und vollkommenen Absenkung des ganzen Staus gleichbedeutend wäre.

Die Forderung der Regulierbarkeit führte bei den Walzenwehren zur Entwicklung der Versenkwalze, die bereits in sehr großer Anzahl ausgeführt wurde (Abb. 3). Der auch ihr anhaftende Vorteil des einseitigen Antriebes wurde anfänglich durch die noch sehr unvollkommene Lösung der Sohlendichtungsstruktur stark beeinträchtigt. Sowohl die ursprünglich verwendete Wasserkastendichtung wie die später entwickelten Kombinationen des Wasserkastens mit anpreßbaren Druckvorrichtungen haben sich im Betrieb nicht bewährt. Die zur Erzielung einer annehmbaren Dichtung erforderliche Ausführung der Sohlenarmierung mit drei verschiedenen Radien, deren kompli-

zierte Verlegung und nachträgliche Anpassung an die Sohlendichtung in trockener Baugrube bereiteten dauernd Schwierigkeiten. Andererseits begünstigten der Durchflußspalt und die Formgebung der Dichtungsstruktur die Anfachung von Schwingungen. Nicht zuletzt führte die ungünstige Anordnung von in die Sohle einschneidenden und schlecht zu dichtenden Nischen, die zur Aufnahme der Seitendichtungsschilder erforderlich waren, zu andauernden Betriebsstörungen und Schäden. Die in dieser Hinsicht gesammelten ungünstigen Erfahrungen gaben Veranlassung, neue Wege zu einer ansprechenden Lösung zu beschreiten.

Zunächst wurde bereits durch den Wegfall der seitlichen Schlitzdichtung eine wesentliche Verbesserung erreicht. Damit das Seitendichtungsblech beim Absenken nicht in die Sohle einschneidet, läßt man das Dichtungsschild nicht an der Sohle, sondern an einer höheren Stelle beginnen. Die Seitendichtung wirkt somit im unteren Teil direkt in Verlängerung des Stauschildes. Damit diese Dichtung nun noch auf dem Mauerwerk schleifen kann, ist bei Versenkwalzen ein zusätzliches Mäuerchen vorzusehen, das in die Pfeilernische etwas hineinragt. Dieses Mäuerchen schneidet jedoch bei den tieferen Walzenlagen in den Tragzylinder ein, so daß der Zylinder im Bereich der Nische entsprechend abgeplattet werden muß (Abb. 4).

Als Schwingungsursache in der Stalage wurde bei Walzen mit der Wasserkastendichtung die sich düsenartig erweiternde Spaltform unterhalb der Dichtungslinie erkannt, die bei Undichtigkeiten ein labiles, wechselndes Ablösen des Durchflußstrahles und damit die Schwingungsanfachung bewirkte. Bei der neu entwickelten und bereits ausgeführten Dichtung wurde angestrebt, die Düsenform sowie die durch den großen Staudruck waageartig wirkende Dichtungsanordnung zu vermeiden, was durch Herbeiführung eines freien Raumes unterhalb der Dichtungslinie und durch Herunterziehen des mit der Walze starr verbundenen Stauschildbleches unmittelbar bis zur Dichtungsleiste geschehen ist. Die nunmehr mit einfacher Stahlleiste ausgeführte, neue Dichtung ist als schwingungsfrei zu betrachten und hat sich im seitherigen Betrieb bestens bewährt (Abb. 5). Die richtige Übereinstimmung des von der Dichtung beschriebenen Weges mit der Form der Armierung wurde durch die Verwendung einer gehobelten Verkleidung aus Stahlguß sichergestellt. Alles in allem kann gesagt werden, daß auf Grund dieser Verbesserungen die Versenkwalze wieder als vollwertiger und

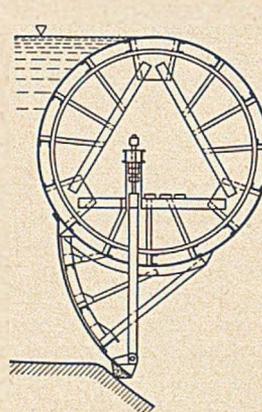


Abb. 3. Versenkwalze.

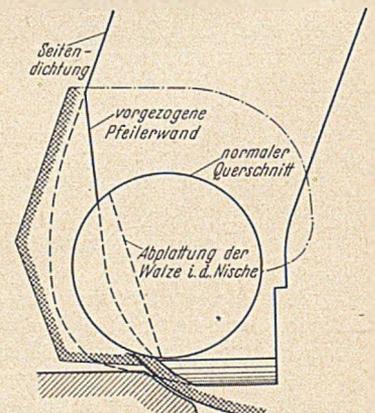


Abb. 4. Versenkwalze, neue Bauart.

bei in gewissen Grenzen liegenden Absenkhöhen als durchaus geeigneter, regulierbarer Verschuß betrachtet werden kann. Die mit Rücksicht auf die Temperaturänderungen zweimal im Jahr erforderliche Korrektur des Anpreßdruckes für die Sohlendichtung ist dem bedienenden Personal so geläufig, daß sie nicht mehr als besonderer Nachteil bewertet werden kann. Abschließend sei festgestellt, daß die Versenkwalze die gleichen Vorteile wie die normale

Walze aufweist, insbesondere hinsichtlich des einseitigen Antriebes.

Einteilig ausgebildete Absenkverschlüsse bleiben an der überströmten Oberkante, die etwaigen Stößen ausgesetzt sein kann, robust und außerordentlich widerstandsfähig. Die gleiche Abwandlung wie die Walzen haben hinsichtlich Absenkbarkeit auch die übrigen Wehrsysteme wie Schütz und Segment erfahren. Die Probleme der Absenkverschlüsse sind allerdings die richtige, hydraulisch günstige Ausbildung des Überfallrückens und, wie bereits erwähnt, der Sohldichtung. Auf ihre Verwendung kann

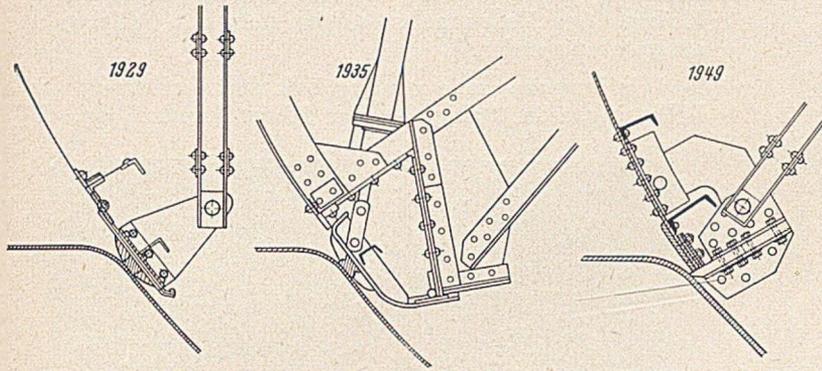


Abb 5. Sohldichtung an Versenkwalzen.

jedoch in all den Fällen nicht verzichtet werden, bei welchen eine bestimmte Absenkbarkeit auch bei beschränkter Verschlussbauhöhe erreicht werden muß.

Für derartige Fälle ist das in letzter Zeit stark in den Vordergrund tretende Versenkschütz sehr gut geeignet (Abb. 6). Die gleiche Reguliermöglichkeit wie die Absenkverschlüsse haben auch die Wehrsysteme mit Aufsatzklappen. Bei Walzenwehren haben sich diese nicht bewährt, da die wälzende Bewegung des Staukörpers und die Hubbewegung der Stauklappe zueinander in Widerspruch stehen.

Für die Bemessung der Aufsatzklappen bei Schützenwehren und noch mehr für die des Antriebes ist eine genaue Kenntnis der auf die Klappe wirkenden Kräfte erforderlich. Es handelt sich dabei in der Hauptsache nicht um statische, sondern um dynamische Wirkungen des strömenden Wassers auf die umgelegte oder überströmte Klappe. Die Krümmung des Staubleches, das in umgelegter Lage einen idealen Überfallrücken bildet und dessen Form und Gestalt naturgemäß sehr großen Einfluß auf die dynamischen Kräfte hat, wird zweckmäßig durch Versuche festgelegt. Es ist heute kein Problem mehr, Aufsatzklappen beliebiger Höhe für alle Betriebsstellungen völlig schwingungsfrei zu gestalten. Dies wird am einfachsten durch eine Verzahnung des oberen Klappenrandes erreicht, wodurch die sog. Zahnrandklappe entsteht (Abb. 7). Bei ihrer Anwendung kann auf das Anbringen besonderer Störkörper am Klappenrand verzichtet werden, zudem diese bei der Abfuhr von Eis unmittelbar gefährdet sind. Der Zahnrand bewirkt ein gutes Zerreißen des über-

fallenden Wasserstrahles und beträchtliche Unterschiede in der Sprungweite der einzelnen Strahlbänder. An den Übergangstellen bilden sich so breite Schlitzlöcher auf der ganzen Fallhöhe, welche Druckschwankungen unter der Klappe verhindern. Die ungehinderte Abfuhr von Treibzeug und Eis ist bei derartig geformten Klappen in allen Fällen gewährleistet.

Die Lagerung von Aufsatzklappen kann mittels Scharnieren oder durch Segmentschalen erfolgen. In den Lagern der Aufsatzklappen an beweglichen Wehrkörpern treten gegenüber denjenigen an einer fest an der Wehrsohle angelagerten Klappe Zusatzkräfte auf, die dadurch hervorgerufen werden, daß die Klappenkonstruktion gezwungen wird, die Durchbiegungen des Wehrkörpers infolge Wasserdruck und Eigengewicht mitzumachen.

Genauere Untersuchungen wie die Praxis haben ergeben, daß, insbesondere auch bei der segmentartigen Klappenlagerung, durch Wahl eines günstigen Überhöhungsmaßes die Zusatzpressungen in den Lagerschalen aus der Deformation des Wehrkörpers so klein gehalten werden können, daß sie sich nicht nachteilig auf den Bestand und die Betriebssicherheit des Wehrverschlusses auswirken. Ferner zeigte sich, daß die Zwängungspressungen entlastend wirken. Die endgültige Pressung ergab sich damit mit einem kleineren Wert als für den Fall der auf der festen Wehrsohle gelagerten Klappe. Es empfiehlt sich, das Maß der Überhöhung je nach Lichtweite und Stauhöhe mit 0,75—0,85 der Durchbiegung anzunehmen, die der Wehrkörper in Höhe der Klappenlager in waagrechter Richtung durch den Wasserdruck bei Vollstau erreicht.

Die Erfahrungen und theoretischen Untersuchungen haben gezeigt, daß eine geteilte Ausführung der Klappen

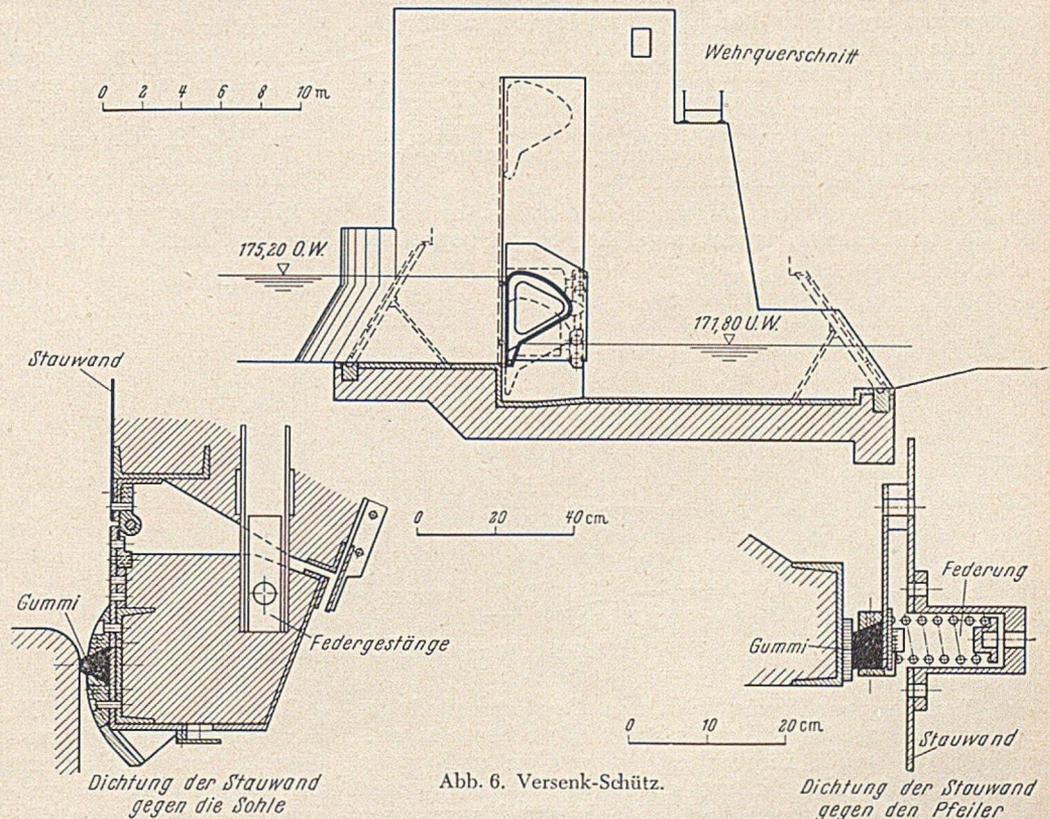


Abb. 6. Versenk-Schütz.

unnötig ist. Die durch eine solche Teilung hinzukommenden weiteren Dichtungselemente bringen nur eine unerwünschte Komplizierung mit sich.

Gegen die vollständig geschweißte Ausführung der Klappen bestehen heute keinerlei Bedenken.

Wie bei Grundklappen erfordern auch einseitig angetriebene Aufsatzklappen die torsionssteife Ausbildung des Klappenkörpers. Wir bevorzugen auch bei dem meist aus Symmetriegründen gewählten zweiseitigen Antrieb die torsionssteife Ausbildung, da diese hinsichtlich der Durchbiegung wie hinsichtlich der Beanspruchung zu besonders günstigen Berechnungsformen führt und bei unsymmetri-

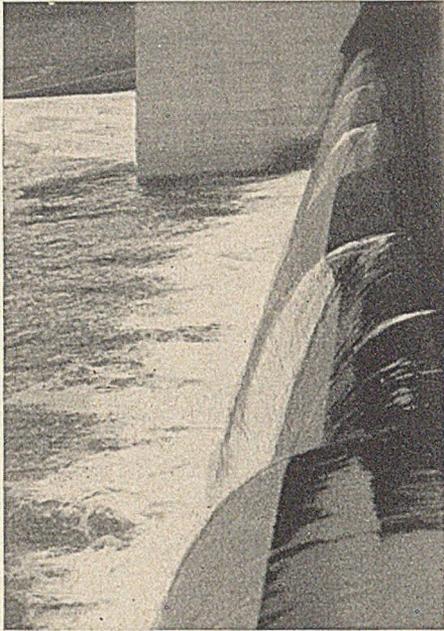


Abb. 7. Klappe mit Zahnrand.

scher Belastung wie z. B. durch unvorhergesehene einseitige Widerstände, eine größere Sicherheit bietet. Bei größeren Stützweiten ergibt sich durch die torsionssteife Ausführung auch eine erhebliche Materialersparnis.

Im gleichen Zusammenhang kommen wir nunmehr zur Erörterung der beiden anderen, im heutigen Wehrbau vielbenutzten Grundformen, der Schützen und Segmente. Ich darf mich dabei wiederum auf neuere Verschlussbauarten beschränken.

Schützenwehre, vielfach auch als einfache Verschlusskörper ohne Aufsatzklappen ausgeführt, haben gegenüber

Durchweg werden Rollschützen mit Vorliebe verwendet, deren Konstruktionsgrundsatz die Anwendung weniger aber großer Rollen und die Erhaltung der statischen Bestimmtheit ist. Allgemein üblich ist heute bei Schützen größerer Ausmaße die Verwendung besonderer Rollenwagen, die vor die Endspante der Tragkonstruktion gesetzt werden. Im Hinblick auf die erforderliche Zugänglichkeit müssen dabei etwas breitere Pfeilernischen in Kauf genommen werden. Die Möglichkeit der freien Durchbiegung der Hauptträger muß bei der Lagerung der Rollenwagen durch Kipp-Platten und Stelzen gesichert bleiben. Die Rollen selbst sollten stets mit Wälzlagern ausgestattet werden.

Wir bevorzugen in neuerer Zeit die Ausführung der Rollenwagen in Stahlguß- oder Schweißkonstruktion, da

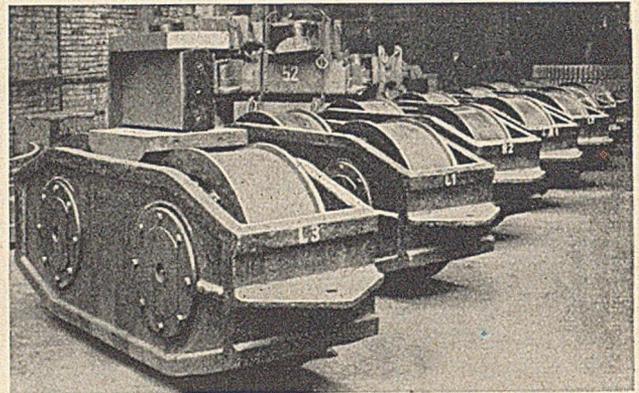


Abb. 8. Stg.-Rollenwagen mit Kipp-Platte und Stelze.

sich hierdurch neben längerer Lebensdauer eine günstigere Querschnittsbemessung der Wagen ergibt und betriebliche Vorteile erzielt werden (Abb. 8). Derartige Rollenwagen erhalten bedeutende Kräfte. Ihre sichere Übertragung stellt heute kein Problem mehr dar. Im Falle Jochenstein beträgt z. B. für eine Schütze von 24 m lichter Weite und 12 m Höhe der Gesamtwasserdruck rd. 1800 t.

Zur Bauweise der Schützen selbst sei erwähnt:

In der Regel versucht man mit 2 Hauptträgern auszukommen. Man erhält dann 4 Gurte und spricht von dem

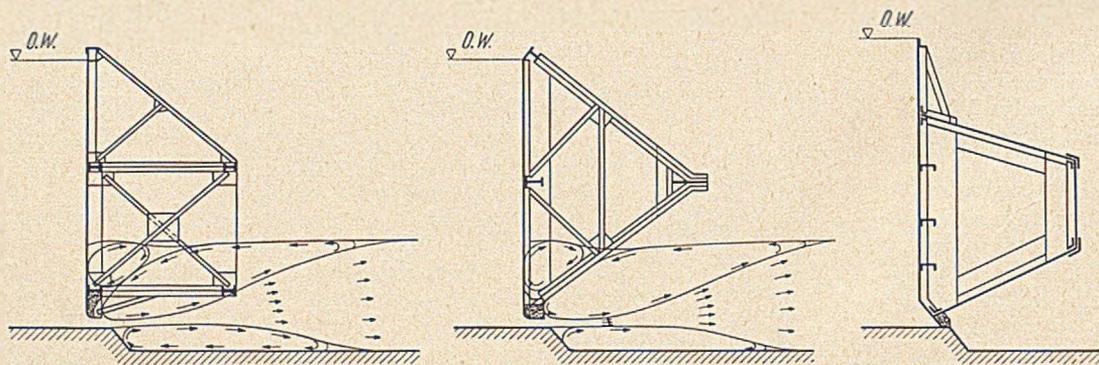


Abb. 9. Viergurtschütz, Dreigurtschütz, Kastenschütz.

den Walzen den Vorzug leichteren Gewichtes und geringerer Anlagekosten. Konstruktiv sind sie heute so entwickelt, daß große Lichtweiten bis zu 45 m und größte Verschlusshöhen ohne weiteres mit ihnen bewältigt werden können. Aufsatzklappen sind bei Schützen bis zu einer Höhe von 2,50 m schon ausgeführt. Das günstigste Verhältnis der Klappenabsenkbarkeit zur gesamten Verschlusshöhe liegt bei etwa 1 : 4. Es sind aber auch Anlagen mit dem Verhältnis 1 : 3 bereits erstellt worden.

Die heute gebräuchlichen Schützenbauarten unterscheiden sich lediglich in der Ausbildung der Tragkonstruk-

4-Gurtschütz (Abb. 9). Diesem sind seit etwa 20 Jahren das 3-Gurtschütz und etwas später das Kastenschütz gegenübergetreten. Beim 3-Gurtträger werden die beiden Hauptträger gegeneinander geneigt, so daß die beiden Untergurte zusammenfallen. Die gleiche Lösung tritt auch im Brückenbau auf. Für ihre Einführung im Wehrbau waren mehrere Erfahrungsgründe maßgebend.

Durch die Zusammenlegung der 2 Untergurte sollte eine Gewichtsersparnis eintreten. Inzwischen haben die Erfahrungen gezeigt, daß die bei dieser Konstruktion unvermeidlich schiefen Anschlüsse den an sich schon nicht

sehr großen Materialvorteil durch ein Mehr an Werkarbeit aufwiegen.

Die 3-Gurtanordnung besitzt eine große Torsionssteifigkeit, die beim 4-Gurtschütz nur durch die Anordnung eines entsprechend starken hinteren Vertikalverbandes erreicht werden kann (Abb. 10). Die große Torsionsfestigkeit ist bei dem 3-Gurtschütz aber auch notwendig, wegen des exzentrisch angreifenden Wasserdruckes. Beim 4-Gurtschütz wird die statische Last hingegen so verteilt, daß keine Torsion auftritt. Die aus den dynamischen Wirkungen bei Über- oder Unterströmen herrührenden Torsionskräfte kann man heute rechnerisch oder durch Versuche weitgehend erfassen, so daß die Konstruktion entsprechend bemessen

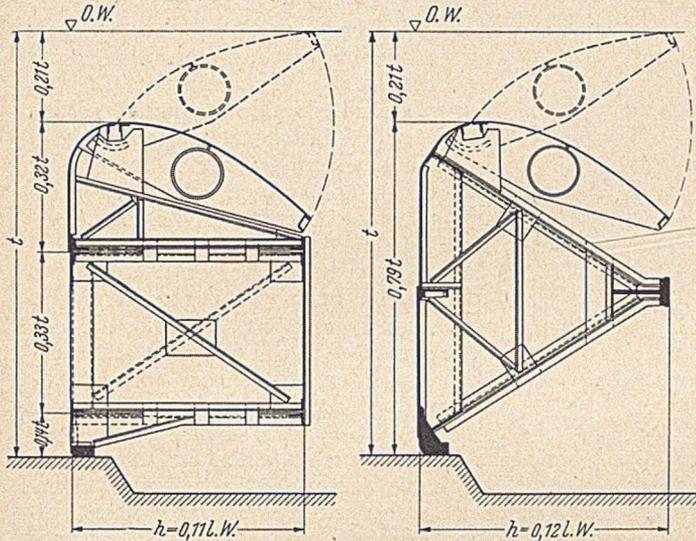


Abb. 10. Vergleich von Viergurt- und Dreigurtschütz mit Klappe.

werden kann. Der Vorteil der Torsionsfestigkeit ist daher, wie später noch erörtert wird, nicht mehr von so großer Bedeutung. Wesentlicher ist, daß beim 3-Gurtschütz der Untergurt fast immer für die Unterhaltung zugänglich ist, weil er über dem Unterwasserspiegel liegt, und daß er bei Unterströmung dem schießenden Strahl mit Sicherheit entzogen ist. Ein unzweifelhafter Vorzug des 3-Gurtsystems kommt ferner darin zum Ausdruck, daß sich eine Aufsatzklappe in umgelegter Stellung zweifellos zwangloser unterbringen läßt als bei anderen Schützsystemen.

Ähnliche Vorteile wie das 3-Gurtschütz hat das Kastenschütz, das naturgemäß sehr torsionsfest und robust ist (Abb. 11).

Ein weiterer Vorzug des Kastens ist die Unmöglichkeit der Ablagerung von grobem Treibzeug und Schwimmkörpern im Schütz selbst. Dagegen ist das Kastenschütz meist schwerer und in der Ausführung teurer.

Die erste derartige Ausführung als Kastenschütz ist die von der Dortmunder Union erbaute Wehranlage Marbach im Neckar. Seitdem sind auch anderweitig zahlreiche Schützenwehre in dieser Form ausgeführt worden (Abb. 12).

Die Kastenbauart ist jedoch, wie insbesondere Erfahrungen an geschiebeführenden Flüssen erwiesen haben, nicht für alle Fälle so geeignet, wie es zunächst den Anschein haben könnte. Die Anstrichunterhaltung der inneren Flächen der Kästen verursacht ohne Zweifel größere Schwierigkeiten und höhere Aufwendungen als die Konservierung von offenen Stahlkonstruktionen. Bei der geschlossenen Kastenform besteht ferner die Gefahr, daß feine Schwebstoffe und Schlack sich im Schützinern in erheblicher Menge ablagern. Natürlich ist bei derartigen Verlandungen zu berücksichtigen, daß die Schwebstoffanteile in den verschiedenen Flüssen sehr unterschiedlich sind und die Eintauchtiefe des Schützes eine wesentliche Rolle spielt. In geschieb-

führenden Flüssen wären jedoch bei Verwendung des Kastenschützes zumindest Vorkehrungen zu treffen, die eine häufige Entfernung der Sinkstoffe aus dem Schützen-

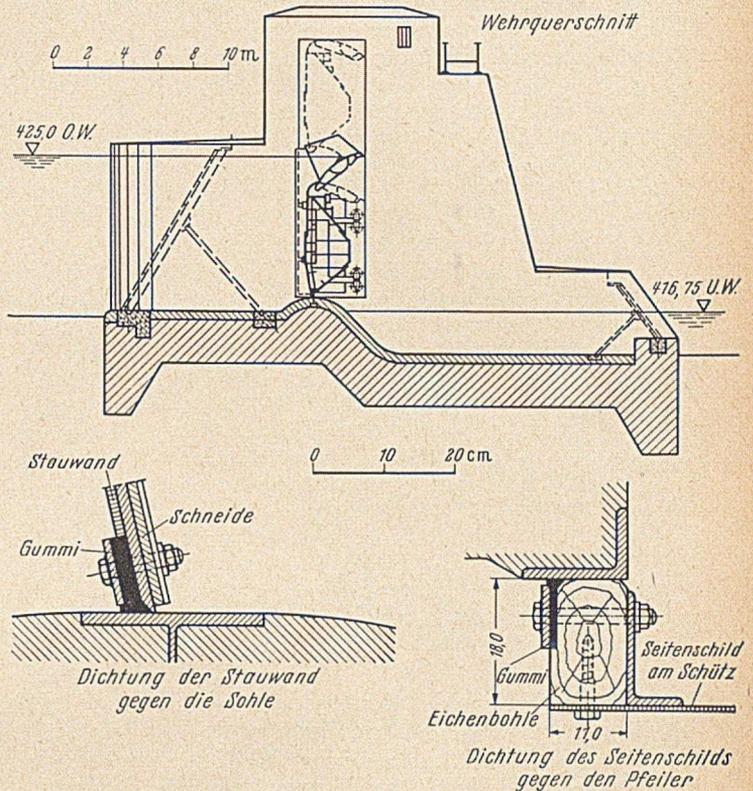


Abb. 11. Kastenschütz mit Klappe.

innern gestatten. Eine Maßnahme, die sich auf die Unterhaltungskosten verteuern auswirkt. Der sonst angeführte Vorteil der Kastenform, nämlich ein besserer Schutz gegen Vereisung und die Möglichkeit, den Luftinhalt des Kastens zusätzlich zu erwärmen, spielt bei Anlagen, bei welchen durch eine möglichst frühzeitige Bildung einer geschlossenen Eisedecke und durch zusätzliche Abdichtung der Wehrverschlüsse vorgesorgt wird, keine entscheidende Rolle.

Über die Behauptung, daß das Aussehen der von der Unterwasserseite her stark in Erscheinung tretenden Konstruktion für die Auswahl eines Verschlusssystems entscheidend sei, läßt sich streiten. Es ist durchaus nicht zutreffend,

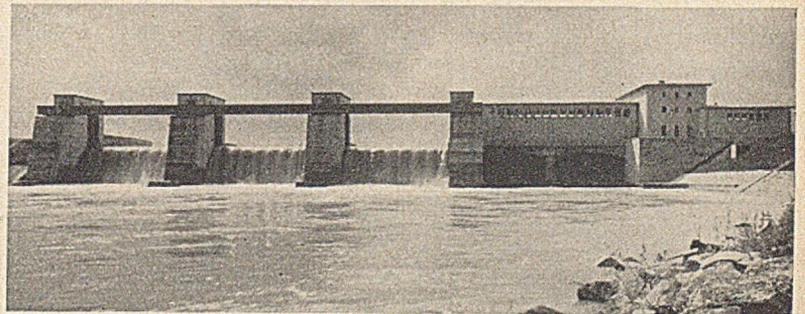


Abb. 12. Wehranlage Ellgau/Lech.

daß z. B. eine Fachwerkskonstruktion in allen Fällen stets unruhig oder eine Kastenkonstruktion zu plump wirken müßte. In dieser Hinsicht kann der Kastenbauart nach meiner Ansicht jedenfalls kein entscheidender Nachteil angelastet werden. Die häufig mit Rücksicht auf geringere Bearbeitungskosten in den Vordergrund geschobene rechteckige Kastenbauart, an Stelle der Trapezform, ist mit Rücksicht auf die bei Überströmung von Klappen oder Oberschützen im Winter begünstigte Vereisung der waag-

rechten Kastenoberfläche weniger geeignet. Vorteilhaft wirkt sich beim Kastenschütz mit trapezförmigem Querschnitt jedenfalls aus, daß durch die plattenförmige Ausbildung sowohl der Druckgurtung als auch der Zuggurtung der innere Hebelarm der Gurtkräfte den größtmöglichen Wert erreicht. Voraussetzung ist jedoch eine bis in alle Einzelheiten gründlich durchdachte Konstruktion, die in

bei Segmentverschlüssen üblichen Anordnung, auf die Oberwasserseite bzw. an den Pfeilerkopf und nicht an das Pfeilerende im Unterwasser zu legen (Abb. 14).

Dafür war die Überlegung maßgeblich, daß es nicht notwendig erscheint, den gesamten, auf den Verschuß wirkenden Staudruck nicht erst durch die Segmentstützarme zum unteren Ende des Pfeilers zu leiten, wo er am Pfeiler als Zugkraft wirkt und daher mittels umfassender, komplizierter Pfeilerbewehrung wieder nach dem Oberwasser zu in den Pfeilerkern eingeführt werden muß, sondern unmittelbar in den oberwasserseitigen Pfeilerteil. Die so auf das Pfeilermauerwerk wirkenden Druckkräfte werden vom Beton ohne weiteres aufgenommen, so daß sich eine weitgehende Armierung erübrigt. Die im Oberwasser liegenden Zugarme werden schmal und bänderartig ausgebildet und am Pfeiler liegend sowie in geeigneter Höhenlage angeordnet, so daß die Strömung hierdurch nicht ungünstig beeinflusst wird. Die in genügender Wassertiefe liegenden Arme sind auf diese Weise im Winter auch gegen Vereisung weitgehend geschützt. Ein Vorteil, der bei Segmenten mit auf der Unterwasserseite liegenden Stützarmen beim Regulieren der Klappe nicht ohne weiteres gegeben ist. Zur Erhöhung des Rostschutzes können die Stützarme auf beiden Seiten verzinkt werden. Für die Drehlager wurde die Anordnung wasserdichter Lager unmittelbar in der Segmentarmbene in Aussicht genommen. Vom Pfeilerinneren aus wird das Lager mit Fett versorgt, so daß bei der Verwendung besonderer Lagerkörper ein Wassereintritt unmöglich ist. Der Versuch, hierfür eine amerikanische Lagerkonstruktion mit Lugabritschmierung zu verwenden, ist leider an den zu hohen Kosten gescheitert. Die Höhenlage der Drehlager wurde so gewählt, daß diese bei hochgefahretem Verschuß noch über Hochwasser liegen und somit von außen auch ohne Notverschluß zugänglich sind.

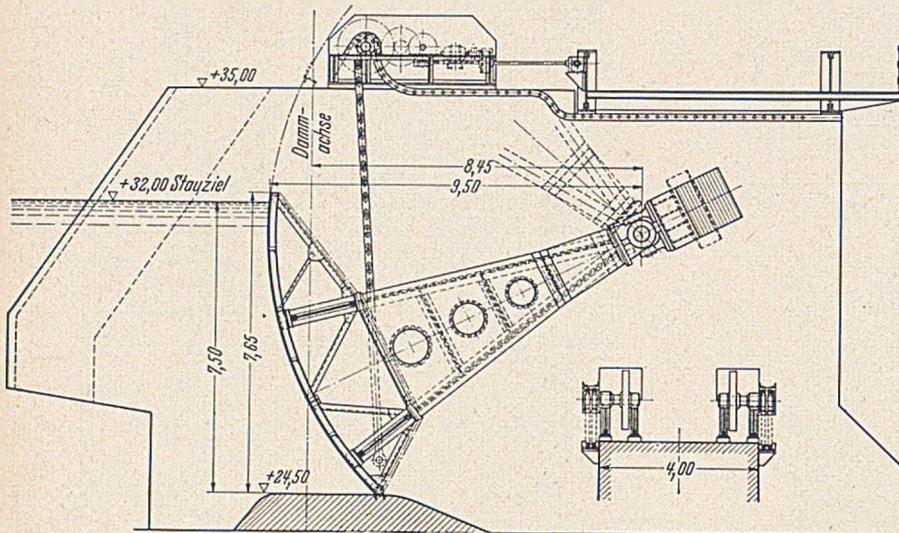


Abb. 13. Viergurt-Segment.

bestimmten Fällen das Kastenschütz als durchaus geeignetes Verschußsystem erscheinen lassen.

Während beim Schützenwehr das Eigengewicht, die Gleit- oder Rollreibung aus Wasserdruck, die Dichtungsreibung und etwaige dynamische Wirkungen des strömenden Wassers durch das Windwerk überwunden werden müssen, gibt uns das Segmentwehr einen Typ an die Hand, bei dem der Wasserdruck und seine Reibung bei der Zugkraft entfallen (Abb. 13). Die Stauwand des Segmentes ist nämlich derart konstruiert — in der Regel als Kreisabschnitt um den Drehpunkt, jedoch ohne weiteres auch als gerade und geneigte Wand — daß der Wasserdruck durch den Punkt geht, auf den sich das Segment mit seitlichen Armen stützt und um den es sich beim Anheben dreht. Das Huborgan greift aber ziemlich vorne in Stauwandnähe an. Dadurch hat die Zugkraft einen so großen Hebelarm, daß man die Lagerreibung praktisch vernachlässigen kann. Dies bedingt eine wesentliche Kostenerniedrigung durch die Einsparung von Maschinenteilen. Der Vorteil der Segmentwehre, durch die schräge Anordnung der Stützarme die Kräfte aus Wasserdruck durch Verkleinerung der Biegemomente in günstiger Weise aufzunehmen, wird bei Segmenten mit Aufsatzklappe durch den Umstand vereitelt, daß das überströmende Wasser auf die Arme fällt und so im Winter unangenehme Vereisungen bewirkt.

An die Stelle von Laufrollen treten hier für jedes Segment nur zwei Drehlager. Diese müssen den ganzen Wasserdruck aufnehmen und auf den Pfeiler übertragen. Derartige Lager wurden für Lasten von 350 Tonnen und mehr schon des öfteren ausgeführt. Die Größe dieser Lasten zeigt aber gleichzeitig auch einen Nachteil des Segmentwehres. Der gesamte Druck wird an einem Punkt weit hinten und oben im Pfeiler konzentriert, und da bei mehreren Öffnungen an jedem Pfeiler zwei Lager sitzen, ergibt sich eine erhebliche und ungünstige Beanspruchung nahe am Rande der Pfeiler, der man oft durch ein eisernes Verankerungsgerüst oder zusätzliche Armierung Rechnung tragen muß.

Nachdem die Aufnahme der Auflagerdrücke mittels vorgespanntem Beton ziemliche Mehrkosten bedingt hätte, haben wir uns bei einer unserer Wehranlagen entschlossen, die Drehlager der Stützarme, im Gegensatz zu der sonst

bestimmten Fällen das Kastenschütz als durchaus geeignetes Verschußsystem erscheinen lassen.

Aus der Einflußlosigkeit des Wasserdruckes auf den Antrieb ergibt sich für Segmente die günstige Verwendungsmöglichkeit bei Verschlüssen unter hohem Druck, also als Grundablässe und Tiefschützen. Allerdings hat das Segment einen großen Platzbedarf, der leicht bauliche Schwierigkeiten mit sich bringt.

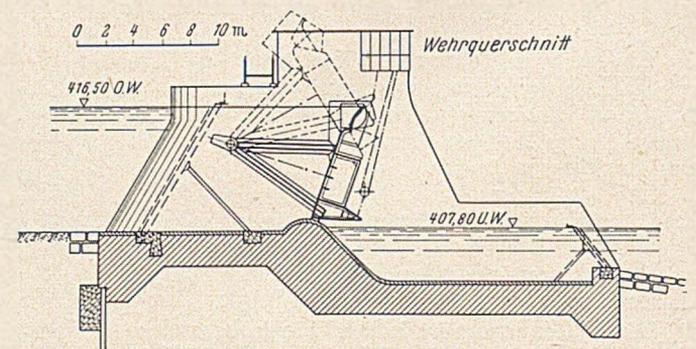


Abb. 14. Segmentschütz mit Klappe und Drehlager im Oberwasser.

Als großer Vorzug der Segmente ist zu bewerten, daß es möglich ist, die Lager auf Konsolen am Pfeiler anzubringen und dadurch jede Nische in den Pfeilerseiten zu vermeiden. Das ist sowohl ein baulicher, vor allem aber auch ein hydraulischer Vorzug, denn die Nischen stören bei anderen Verschußarten das Abflußbild sehr.

Die Hauptträger von Schützen können als Vollwand- oder Fachwerkträger ausgebildet werden, ähnlich wie im Brückenbau.

Sehr häufig wird auch der Träger ohne Diagonalen, der sogenannte Seilpolygonträger benutzt. Dies ist angängig, weil ja gleichmäßig verteilte Lasten auftreten. Blechträger sind insbesondere für den untersten Träger nicht gut geeignet, weil sich bei Unterströmung leicht ein Unterdruck bzw. Sog unter ihnen bilden kann, der eine erhebliche Mehrbelastung des Windwerks bedingt. Blechträger müssen deshalb auf jeden Fall große Löcher erhalten, schon allein deswegen, damit sie beim Anheben nicht eine zu große Wasserlast mitschöpfen können. Sonst aber sind Blech-

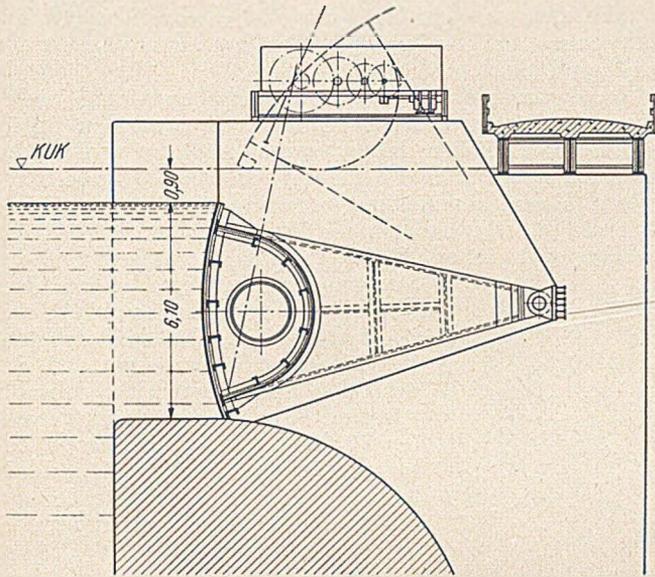


Abb. 15. Fischbauch-Segment.

träger wegen ihrer Einfachheit und leichteren Unterhaltung für den Wehrbau sehr geeignet, wengleich zwangsläufig dabei ein größeres Gewicht in Kauf genommen werden muß. Die gleiche konstruktive Gestaltung der Hauptträger ist bei Segmenten möglich.

Wendet man als Tragwerk das torsionssteife Dreigurt-system an, so ist beim Segment auch ein einseitiger Antrieb denkbar (Abb. 15). Es kommt dann eine Verdrehung in den Verschlusskörper, die vom Eigengewicht und den Reibungen am nicht angetriebenen Ende hervorgerufen wird. Für den einseitigen Antrieb besteht auch die Möglichkeit den ganzen Körper vollständig torsionssteif als sogenannten Fischbauch-Querschnitt auszuführen. Diese Lösung ist in neuerer Zeit als MAN-Fischbauch-Segment vielfach ausgeführt worden. Man erhält dann einen geschlossenen, robusten Blechkörper, der zwar etwas schwerer ist, der aber für Unterhaltung und Betrieb geradezu augenfällige Vorteile hat.

Bei allen Wehrsystemen, die hinsichtlich des Antriebes oder ihrer statischen Wirksamkeit die Torsionssteifigkeit des Verschlusskörpers voraussetzen, wird vorzugsweise die vollwandige Bauweise, d. h. die Blechkonstruktion im Gegensatz zur Fachwerkkonstruktion, gewählt.

Für Schützen- und Segmentwehre hat sich jedoch die aufgelöste Bauweise mit Ausbildung der Hauptträgerkonstruktion in Fachwerkträgern ebenfalls bewährt. Wie bereits erwähnt, wurde vor etwa 15 Jahren, hervorgerufen durch den Wunsch der Landschaftsgestalter sowie durch die Forderung nach einer besonders steifen Ausbildung der Tragkonstruktion, die Vollwandbauweise auch für die Schützenwehre eingeführt.

Die große Torsionssteifigkeit solcher Tragwerke, die zunächst als Vorteil der Bauart angesehen wurde, wirkt sich nicht so günstig aus, wie es zunächst den Anschein hatte. Ein Schützenwehr bildet eine Tragkonstruktion, die auf vier Punkten gegen die Pfeiler abgestützt ist. Ein solches Tragwerk ist bekanntlich statisch unbestimmt gelagert. Es hat nicht an zahlreichen Versuchen gefehlt, besonders in

Gegenden, bei denen entweder kein guter Baugrund vorhanden war oder die im Bergsenkungsgebiet lagen, eine Dreipunktlagerung für Schützenwehre zu entwickeln. Jedoch haben diese Versuche nicht zum Erfolg geführt, und zwar sind sowohl konstruktive als auch kostenmäßige Gründe dafür maßgebend gewesen.

Die Vierpunktlagerung der Schützenwehre als statisch unbestimmtes System setzt voraus, daß die vier Auflagerpunkte genau in einer Ebene liegen. Die Montagearbeiten müssen daher bei diesem System besonders gewissenhaft ausgeführt werden. Überall dort, wo schlechter Baugrund Pfeilerschiefstellungen befürchten läßt, sowie in Bergsenkungsgebieten, wo solche Pfeilerschiefstellungen mit Gewißheit vorausgesagt werden können, ist eine torsionssteife Ausbildung der Tragwerke unzweckmäßig. Würde man eine solche doch wählen, so muß mit sehr großen Ungleichmäßigkeiten der Kräfteverteilung auf die vier Auflagerpunkte bzw. Rollenwagen gerechnet werden. Der Extremfall wäre der, daß nur zwei diametral gegenüberliegende Rollenwagen tragen und dadurch gegenüber der rechnerischen die doppelte Belastung erhalten. Wenn auch das Tragwerk als solches dadurch nicht zu Bruch geht, so sind die Folgen doch außerordentlich weittragend mit Rücksicht auf die beweglichen Teile. Die Laufrollen, die bei Großanlagen, wie schon bemerkt, stets mit Wälzrollenlagerung ausgebildet werden, sind durch die Überlastung der Gefahr schnellen Verschleisses ausgesetzt, der dann in Kürze zu Betriebsstörungen führen kann. Wie sich derartige Betriebsstörungen auf die Stromerzeugung usw. auswirken können, dürfte hinreichend bekannt sein.

Der Kastenbauweise gegenüber hat die aufgelöste Bauweise mit Fachwerkkonstruktion den Vorteil, daß sich ungleichmäßige Setzungen der Pfeiler, Ungenauigkeiten der Laufbahn und geringe Verschiebungen der Tragkörperlage auf die Beanspruchung des Tragwerkes und auf die Belastung der Laufrollen und Windwerke nicht auswirken. Wenn man, wie häufig geschehen, die Untergerute der Fachwerkträger durch einen hinteren lotrechten Fachwerkverband zusammenfaßt, ist die dadurch hervorgerufene Torsionssteifigkeit verhältnismäßig gering. Bei den neuesten großen Ausführungen, wie bei den Wehranlagen Braunau im Inn und Jochenstein in der Donau, mit deren Bau vor kurzem begonnen worden ist, hat man den hinteren Verband weggelassen, um eine statisch absolut klare Tragkonstruktion auch für besondere Fälle, wie z. B. Montageungenauigkeiten oder andere nicht voraussehbare Einflüsse zu erhalten.

An Stelle der reinen Fachwerkkonstruktion hat man auch Tragsysteme ausgeführt, bei denen die Fachwerkdagonalen in Wegfall gekommen sind. So zeigt z. B. die

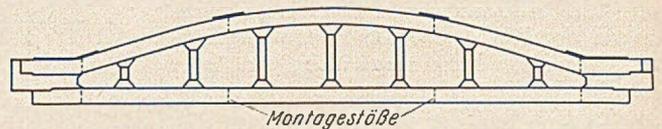


Abb. 16. Vierendeelträger für Unterschütz.

Wehranlage Braunau eine Ausbildung der Haupttragglieder als Vierendeelträger (Rahmenträger), wobei der hintere Gurt parabelförmig ausgeführt wird (Abb. 16).

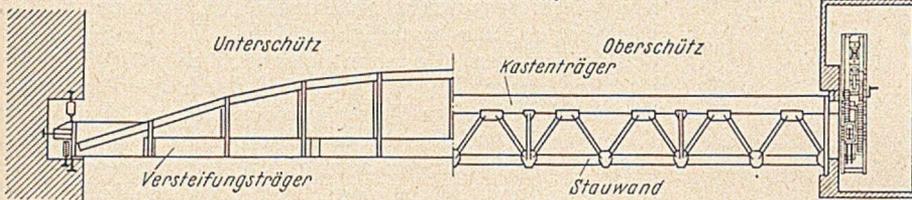
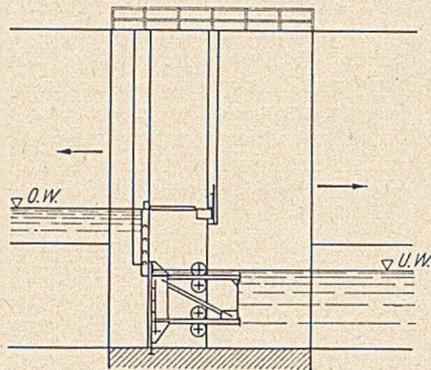
Eine andere Ausführungsart ist diejenige, die für Sperrtore schon mehrfach Verwendung gefunden hat (Abb. 17).

Hier liegt an der Stauwand ein Verfestigungsträger. Beim Wegfall der Diagonalen muß der von der Stauwandseite abgelegene Gurt in Parabelform derartig ausgeführt werden, daß die Schwerachse des Parabelgurtes sich mit der Schwerachse der an der Stauwand gelagerten Verfestigungsträger in den Auflagerebenen bzw. Endschotten schneidet. Dadurch wird erreicht, daß nur innerhalb eines Feldes Biegemomente auftreten. Diese werden beim Vierendeelträger durch die rahmenartige Wirkung des Fachwerkes aufgenommen, während beim umgekehrten Stabbogen (Langerscher Balken) die Annahme gemacht wird,

daß die im Feld auftretenden Biegemomente durch den Versteifungsträger aufgenommen werden, während der Pfosten und der gebogene Gurt nur Längskräfte erhalten.

Bei Wehren mit großer Verschlusshöhe, wie z. B. im Inn, der Donau und am Oberrhein und mittleren Lichtweiten hat das Absenkproblem zu einer besonderen und naheliegenden Lösung geführt, nämlich zum Doppelschütz, dessen würdigster Vertreter in der neueren Zeit das

Abb. 17.
Hochwasser-Sperrtor.



Hakenschütz geworden ist (Abb. 18). Bei der vom Innwerk gebauten Wehranlage Eggfling beträgt die Höhe der Verschlusskörper 18,80 m bei 23 m lichter Weite. Dieses Wehr ist mit 318 m² Verschlussfläche eine der größten bisher ausgeführten Wehranlagen.

Das Hakenschütz hat mit der Erstellung von Großwehranlagen mit mehreren Öffnungen seinen Siegeszug angetreten und ist heute der bevorzugte Wehrverschluss bei allen Wehranlagen mit über 8 m Gefälle. Man kann wohl sagen, daß es in gewissem Sinne einen Abschluß in der Entwicklung der Schützenwehre darstellt.

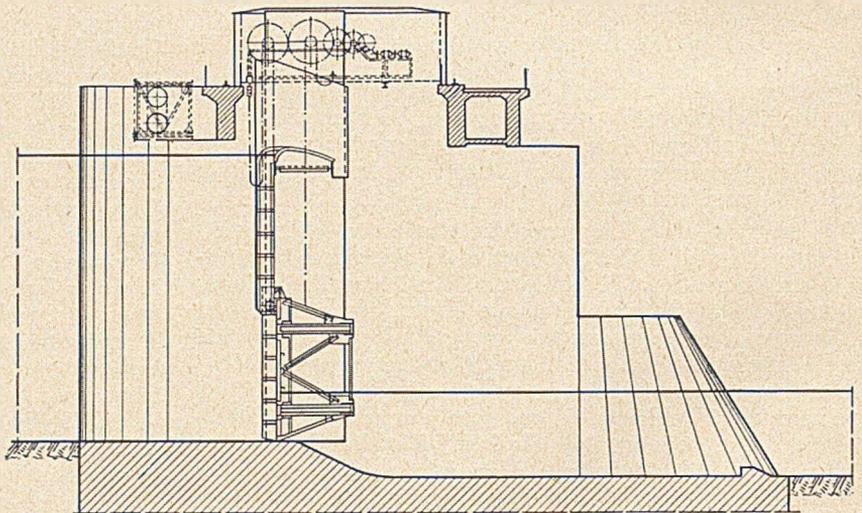
Die Tragkonstruktion beider Wehrteile, sowohl des Oberschützes als auch des Unterschützes, liegen hier nach der Unterwasserseite zu, was für die Unterhaltung günstig ist. Bahnbrechend waren hier die Entwicklungen der MAN, die die Absenkmöglichkeit unter Beibehaltung aller sonstigen Vorteile der Doppelschützen auf fast 40 % gesteigert hat. Die Bezeichnung Hakenschütz kommt vom Aussehen des Querschnittes. Das Oberschütz erhält nur einen Träger und seine Stauwand wird von vertikalen Spanten getragen, die oben auf dem Hauptträger und unten durch eine Rolle auf dem Unterschütz gelagert sind. So erhält das Oberschütz die Gestalt einer Schürze und sein unterer Rand kann sich den Durchbiegungen der Untertafel leicht anpassen. Die Größe der Absenkbarkeit ist von Wichtigkeit, weil das untere Schütz um so weniger oft gezogen werden muß, je größer die über das abgesenkte Oberschütz abfließende Wassermenge sein kann. Eine möglichst seltene Bewegung des Unterschützes ist allein schon wegen der Erhaltung einer guten Dichtung erwünscht. Besonders vorteilhaft ist, daß für beide Schütz-

tafeln nur eine gemeinsame Laufbahn benötigt wird. Abgesehen von der damit verbundenen betrieblichen und antriebsmäßigen Vereinfachung, kann auch die Pfeilernische einfach und weniger tief ausgeführt werden. Dies ist besonders zu begrüßen, da mit zunehmender Nischentiefe auch die Pfeilerstärke wächst.

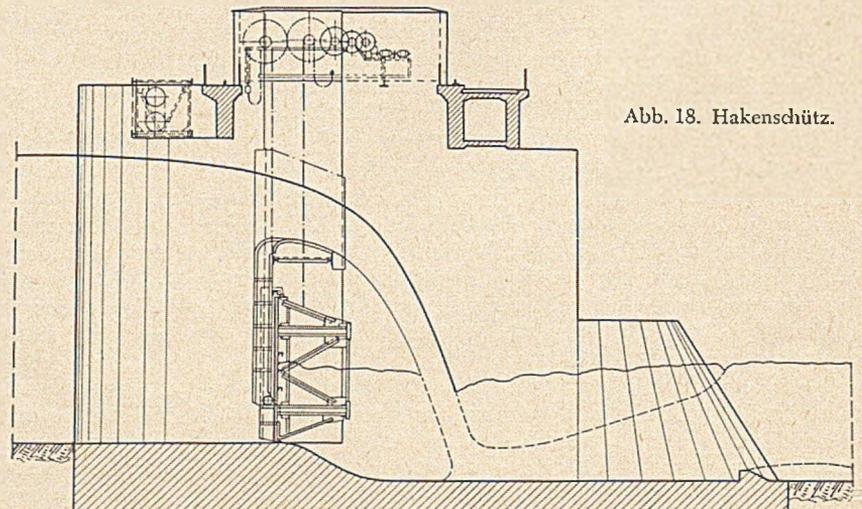
Die Wasserdruckverhältnisse bei der Überströmung sind beim Hakenschütz günstiger als beim Klappenschütz dadurch, daß für das Klappenschütz als ungünstigste Stellung für die Bemessung der Hubvorrichtung eine Zwischenstellung maßgebend ist (Abb. 19).

Mit ganz umgelegter Klappe sind die Wasserdruckverhältnisse bei beiden Systemen im allgemeinen etwa annähernd gleich.

Im Zusammenhang mit den Vorarbeiten für die Wehranlage Jochenstein haben bei der hydrodynamischen Untersuchung des Hakenschützes vor allem die Frage der Schwingungsgefahr und die Form der Überfallhaube interessiert. Dabei konnten vorausgegangene Untersuchungen über die günstigste Form der Wehrschwelle als wichtiger Anhaltspunkt dienen. Sie ergaben die Gewißheit, daß der Strahl unter dem Verschluss auf dem Abfallboden angeschmiegt bleibt und sich nicht ablöst. Die dort gewählte Höckerform läßt erwarten, daß der getauchte Strahl mit Deckwalze auftritt und kein Übergang zum gewellten Strahl stattfindet. In diesem Zusammenhang sei auf die Möglichkeit hingewiesen, die Wehrschwelle und mit ihr den Auflagerpunkt des Wehr-



Doppel-Hakenschütz in Staustellung



Doppel-Hakenschütz mit abgesenktem, überströmtem Oberschütz

Abb. 18. Hakenschütz.

verschlusses bei zweckentsprechender Formgebung unter Einsparung an Konstruktionsgewicht anzuheben, ohne daß das Wasserabführungsvermögen des Wehres abnimmt. Die Verkleinerung des lichten Durchflußquerschnittes wird ausgeglichen durch den Einfluß von Unterdrücken auf den Schwellenrücken. Um das Auftreten von Schwingungen zu vermeiden, war ferner die Ausführung der Sohlendich-

schütz bis zum oberen Hauptträger in das Unterwasser eingetaucht. Bezüglich des Auftretens dynamischer Kraftwirkungen war somit kein Anlaß gegeben, einem Kastenschütz eine besondere Überlegenheit zuzuschreiben.

Bei bereits früher durchgeführten Versuchen hat sich gezeigt, daß bei breiter werdender Überfallhaube die Belastung auf die Wehrhaube und somit die für das Oberschütz erforderliche Hubkraft sehr schnell ansteigt. Da die Trägerhöhe des Oberschützes durch die Haube überdeckt sein muß, ist die Mindestbreite der Überfallhaube durch die Konstruktionshöhe des Trägers, vermehrt um einen kleinen Überstand nach dem Unterwasser gegeben. Eine Beschränkung der Haubenbreite ergibt sich auch zwangsläufig durch die Forderung, daß das Oberschütz auch bei der größten Überströmungshöhe noch absinkt und die auftretenden Unterdrücke dies nicht verhindern. Es darf als bekannt vorausgesetzt werden, daß die dynamischen Drücke bei zunehmender Überfallhöhe sehr schnell abnehmen und schließlich in erhebliche Unterdrücke übergehen, die besonders an Stellen scharfer Krümmung auftreten. Als überschläglicher Wert hat sich ergeben, daß die aufwärts gerichteten Kräfte bei der größten vorkommenden Überströmungshöhe den Wert einer Tonne je Meter Überfalllänge nicht überschreiten sollen. Außerdem muß die Form der Haube so gewählt werden, daß die größte Auflast bei veränderlichem Absenkweg möglichst klein ist. Andererseits muß die Breite der Haube auch mindestens so groß sein, daß das überstürzende Wasser selbst bei kleiner Überfallhöhe nicht auf den Untergurt aufprallt.

Die nach diesen Gesichtspunkten im Modellversuch gestaltete Haubenform darf als richtig und zweckmäßig betrachtet werden. Nachdem auch die bereits bei der Erörterung des Kastenschützes geschilderten prinzipiellen Erwägungen im Falle Jochenstein in gleicher Weise zu berücksichtigen waren, haben wir uns entschlossen, für das Unterschütz nicht das Kastenschütz, sondern die Fachwerk-

konstruktion zu wählen. Mit den bisherigen Ausführungen können alle freitragenden Wehrverschlüsse, die den Groß-Wehrbau von heute hauptsächlich beherrschen, als abgeschlossen betrachtet werden.
(Schluß folgt.)

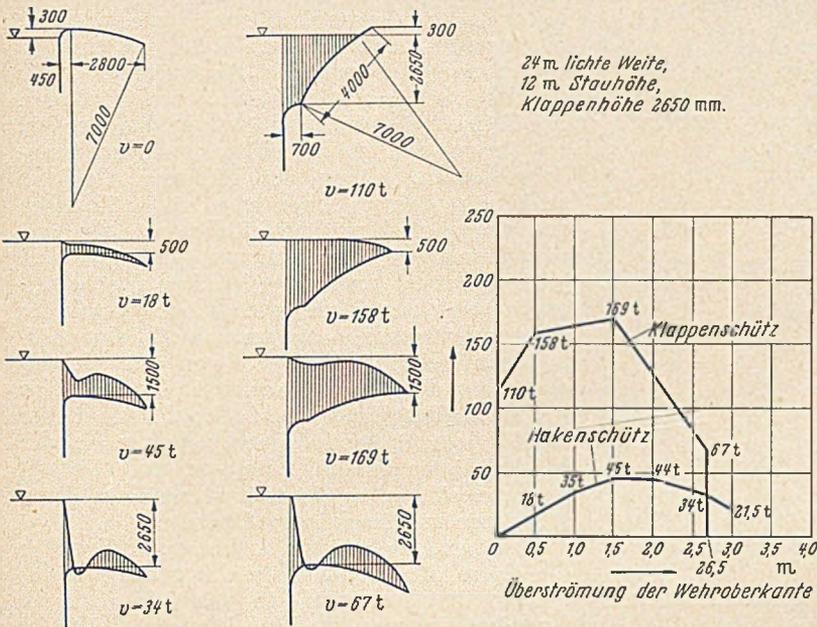


Abb. 19. Vergleich der Wasserauflast auf Überfall-Haube u. Klappe.

tung sehr wesentlich. Mit Rücksicht auf die hydraulischen Erfordernisse haben wir uns zur Ausführung der Scheidendichtung entschlossen und die Sohlschwelle so angeordnet, daß die Abrundung des Sohlenabsturzes unmittelbar an die Dichtung anschließt. Die Gefahr von Schwingungen der Unterschützes ist damit weitgehend ausgeschaltet.

Eine ungünstige Beanspruchung des unteren Hauptträgers, die dem Fachwerkschütz nachgesagt wird, kommt hier nicht in Frage, da das Anheben des Unterschützes im Fall Jochenstein erst bei einem Abfluß von 3000 m³/s notwendig wird und bei diesem Abflußzustand das Fachwerk-

Über die Senkung der Nordseeküste.

Von Direktor Dr. Josef Weißner, Essen.

Sowohl bei den geodätischen wie auch bei den geologischen Forschern ist häufig ein ernster Streit darüber entstanden, ob es für gewisse Erdteile Senkungen und Hebungen gibt, die im Zusammenhang mit Veränderungen der Erdrinde oder noch als Folge ihres tektonischen Baues entstanden sind und noch andauern. Nachdem die Geodäsie Instrumente von hoher Genauigkeit und feinste Beobachtungsmethoden entwickelt hat, ist man der Beantwortung der Frage der rezenten Hebungen und Senkungen schon nähergekommen. Die kürzlich an der Nordseeküste in Belgien, Holland und Südost-England entstandenen gewaltigen Flutkatastrophen haben die Frage der Senkung der Nordseeküste in besonderem Lichte erscheinen lassen.

Im Jahre 1929 habe ich eine größere Arbeit [1] veröffentlicht. Danach war die Möglichkeit der Erkennung jetztzeitiger Erdkrustenbewegungen erst vor etwa hundert Jahren gegeben, als es gelang, mit Hilfe geometrischer Höhenmessungen von hinreichender Genauigkeit die beobachteten Gebiete unter Ausschaltung des durch die Ungenauigkeit von Instrument und Beobachter verursachten Fehlers so genau zu bestimmen, daß noch eine ausreichende

Sicherheit für das Vorhandensein einer Hebung oder Senkung gegeben ist.

Die Internationale Geodäsie hat schon um die Mitte des vorigen Jahrhunderts Pläne zur Feststellung von Höhenmessungen über das Auftreten von vertikalen Bodenbewegungen vorgeschlagen. Auch ein Internationaler Geologenkongreß Wien 1903 hat ein internationales Zusammenarbeiten zum Zwecke der Beobachtung der von Erdbeben heimgesuchten Erdteile angeregt. In späterer Zeit sind auf Veranlassung der Geologischen Landesanstalt und des Bergbaus Vermessungslinien angelegt worden, um diesen rezenten Bodenbewegungen nachzuspüren.

Bei der Verwirklichung dieser Vorschläge nach 1925 bedurfte es umständlicher, durch geologische Angaben gesicherter Gründungen der im Küstengebiet vermarkten Vermessungslinien. Dort sollten, nachdem die geologischen, archäologischen und botanischen Forschungen zur Klärung der Küstensenkungsfrage bisher wenig erfolgreich verlaufen waren, zwischen Elbe und holländischer Grenze genaueste Messungen zum Zwecke einer endgültigen Lösung der für die Wissenschaft und Praxis wichtigen Senkungsfrage ausgeführt werden. Praktischen und wissen-

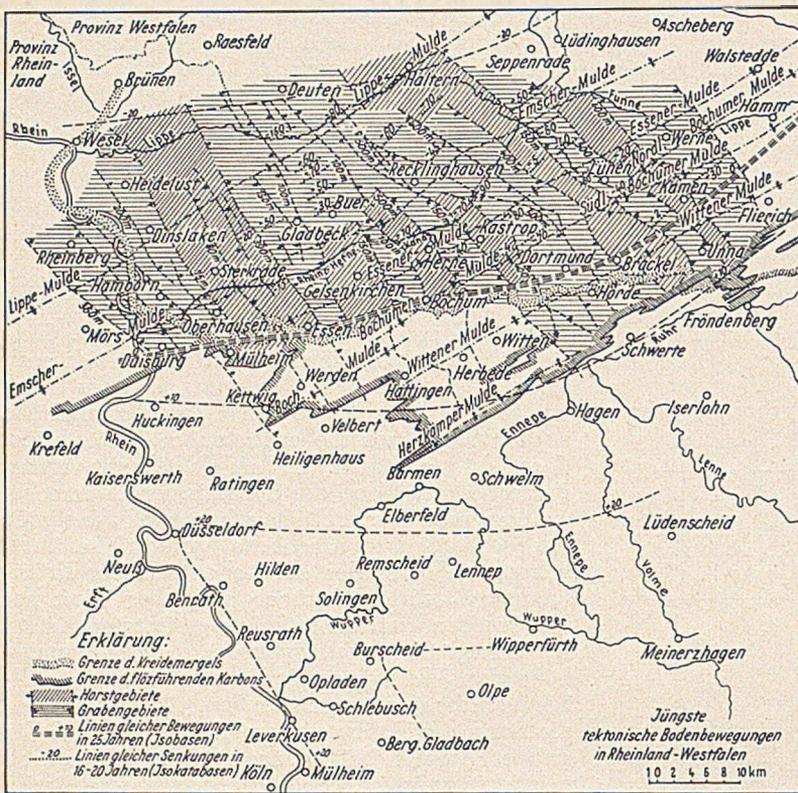


Abb. 1. Jüngste tektonische Bodenbewegungen in Rheinland-Westfalen.

schaftlichen Wert haben solche Arbeiten, weil sie den Zweck verfolgen, die Bewegungsbeziehungen einzelner Landesteile zueinander festzustellen und jenen großen Regungen der Erdkruste den Puls zu fühlen, die zur Erhebung von Gebirgen, zur Einsenkung von Ebenen und zum Eindringen oder Rückweichen des Meeres Veranlassung geben.

Bei [1] handelt es sich um eine Überprüfung der in den letzten Jahrzehnten in Rheinland und Westfalen ausgeführten Höhenmessungen. Die Erreichung des geologischen Zweckes, also die Verbindung etwaiger rezenter Bewegungen mit der örtlichen Tektonik, war zwangsläufig nicht ohne Bescheiden des schwierigen und umständlichen, über geodätische Grundlagen führenden Arbeitsweges zu ermöglichen. Deshalb wurden zunächst alle überhaupt verfügbaren Messungen gesammelt, auf ihre Brauchbarkeit und Zuverlässigkeit untersucht und schließlich geologisch ausgewertet.

Zunächst wurden die von der Landesaufnahme bereits 1867 bis 1878 planmäßig durchgeführten Messungen untersucht. Die Landesaufnahme schritt 1895 zur völligen Neuvermessung einzelner Linien. Im Jahre 1920/21 wurde das rechtsrheinische Rheinland und Westfalen durch eine große Nivellementsschleife amtlich neu vermessen. Später sind dann von der Landesaufnahme von einem neu geschaffenen Höhenpunkt (NH.-Punkt) in Berlin Neuvermessungen angestellt worden. Der weiteren Verdichtung des Beobachtungsmaterials dienten ferner als Quelle die Nivellements des Büros für die Hauptnivellements und Wasserstandsbeobachtungen im Preussischen Ministerium für Landwirtschaft, Domänen und Forsten. Die Vermessungswege verliefen durchweg längs den Hauptwasserstraßen und Kanälen des rheinisch-westfälischen Gebietes. Auch die Messungen anderer Stellen, z. B. die der Emschergenossenschaft, der Bergwerke, der Eisenbahnen, Vermessungsämter usw. wurden unter genauer Prüfung aller möglichen Fehlerquellen mit benutzt.

Die Auswertung all dieser Messungen führte außer zu der Feststellung von jungen Schollenbewegungen, die den Verlauf der großen Gebirgsstörungen des rheinisch-westfälischen Bezirks aufzeigen, zu dem Ergebnis regionaler Bewegungen. Die regionalen Erdkrustenbewegungen als

Hebung und Senkung beliefen sich in der Zeitspanne von 25 Jahren auf Beträge von +1,2 mm bis -1 mm im Jahr. Die ermittelten natürlichen Bodenbewegungen sind der beigefügten Karte zu entnehmen (Abb. 1). Danach erstreckt sich in dem genannten Zeitraum die indifferente Zone der regionalen Bewegungen in ostnordöstlicher Richtung über Duisburg, Essen, Bochum, Dortmund nach Hamm zu. Südlich dieser Zone zeigen sich Hebungen in Richtung der Ruhr und des rheinischen Berglandes, während nach der Lippe zu Senkungen festgestellt wurden.

Der aus den regionalen Bewegungen erkennbaren Heraushebung des südlichen Gebietes steht eine Abwärtsbewegung des nördlichen gegenüber; die bezeichnete Ruhezone stellt etwa die Grenze zwischen der variskischen Masse (Grundgebirge) und dem Gebirge postvariskischen Alters dar. Man sieht also aus diesem für einen sehr kurzen Zeitraum von 25 Jahren erhaltenen Verlauf von Senkungen und Hebungen schon die alte philosophische These *παντα ορει* bestätigt. Unter dem Gesichtspunkt der kürzlich eingetretenen Flutkatastrophe an der Flachküste in Holland, Belgien und Südost-England sind aber die weiter folgenden Feststellungen von beachtlicher Bedeutung.

Während die meisten holländischen Forscher die Frage der säkularen Senkung des Küstengebietes bejahen, wird sie von verschiedenen deutschen Autoren [2] bis [4] verneint. Wolff hält allerdings nach einer neuerlichen Veröffentlichung Bodensenkungen in gewissen Küsten-

abschnitten für wahrscheinlich. Die häufig festgestellte und nicht zu leugnende Absenkung des Bodens unter das Niveau des Mittelwassers der Nordsee führen diese Autoren mit Schucht auf ein Schrumpfen des Moor- und Kleibodens zurück. Martin gibt als Ursache der lokalen Senkungen

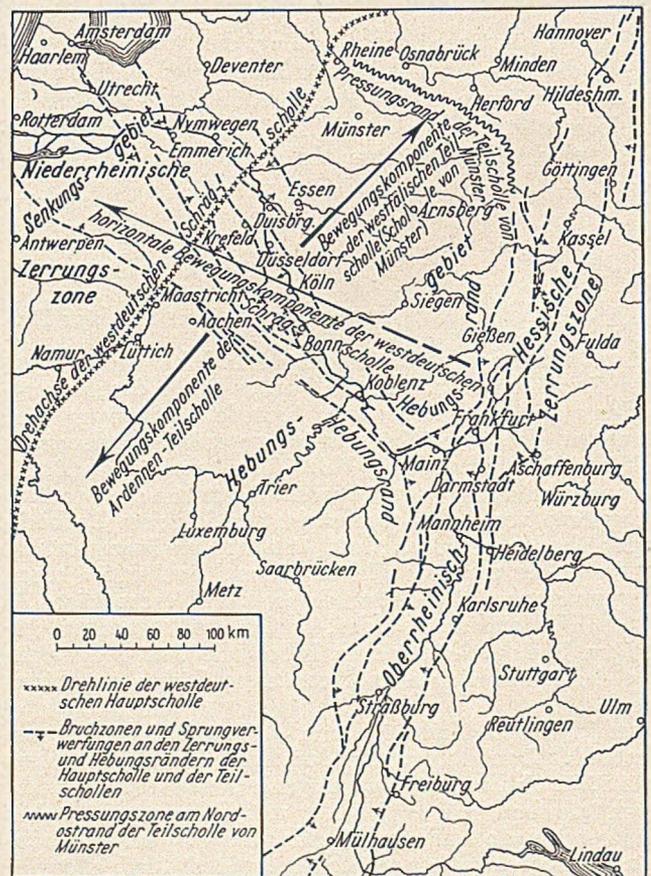


Abb. 2. Die känozoischen Strukturelemente Westdeutschlands (nach Quiring).

Zusammenpressung des Untergrundes durch aufgelagerten Schlick und Fortführung von Bodenteilen durch Grundwasserströmungen an. Demgegenüber stehen andere Forscher, vor allem Schütte [5], auf dem Standpunkt, daß eine säkulare geologische Senkung vorliege, die etwa 30 bis 40 cm beträgt.

Der Einwand einzelner Forscher (Martin und Schucht), daß die säkulare Senkung mit örtlichen Senkungen verwechselt werde, wurde vor zwei Jahrzehnten durch einwandfreie Messungen der Höhen von Deichen, die auf diluvialen, von örtlichen Senkungen freien Schichten errichtet sind, widerlegt. Auch Busch [6] hat in Übereinstimmung mit mehreren anderen von ihm aufgeführten Forschern auf Grund seiner Beobachtungen im Insel- und Küstengebiet der Husumer Bucht eine schon seit Jahrhunderten andauernde Senkung festgestellt. Er gibt die Verschiebung des Landes zum Mittelhochwasser der Nordsee mit 33 cm im Jahrhundert an, wobei ein unbedeutendes Maß von Sackung, Pressung, Abspülung und sonstiger Substanzverminderung des Bodens einbegriffen sein soll. Zum größten Teil stützt er seine Ermittlungen auf Pegelmessungen, im besonderen auf die am Husumer Pegel festgestellte Zunahme des Mittelhochwassers von 18 cm in 50 Jahren, wobei als wesentlich zu beachten ist, daß der Husumer Pegel kaum örtlichen Senkungen unterworfen sein kann, da die Schleuse, in welcher sich der Pegel befindet, auf festem Untergrund steht. Jedenfalls steht die Mehrzahl der geologischen Forscher, so auch Kayser und Quiring und neuerdings andere zu der säkularen Absenkung der Nordseeküste.

Quiring [7] benutzt als Ausgangsfläche für die Ermittlung quartärer Erdbewegungen die stratigraphisch die Grenze zwischen Pliozän und Diluvium bildende und durch Bohrungen und Oberflächenaufschlüsse in ihrer Höhenlage bekannte, den Rhein und seine Nebenflüsse begleitende Hauptterrasse. Sie soll unter Berücksichtigung der wiederhergestellten alten Höhenlage des Rheinwasserspiegels eine Drehbewegung um eine Achse ausgeführt haben, die zwi-

schen Emmerich und Köln den Rhein kreuzt. Dabei hat sich Westdeutschland im Tertiär und Quartär bis zur Bretagne und englischen Küste nach Nordwesten wannenartig eingesenkt, während das südöstlich gelegene Rheinische Gebirge eine Hebung erfahren hat. Quiring spricht von einer „regionalen Schrägstellung der westdeutschen Groß-

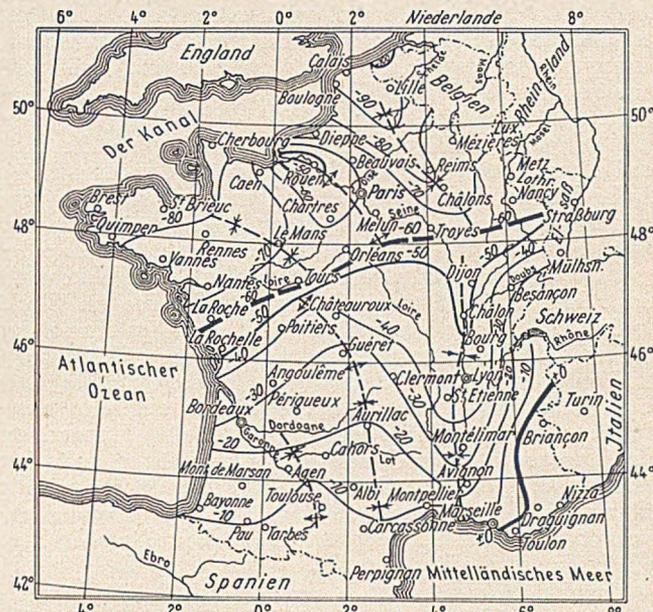


Abb. 3. Isokatabasenkarte Frankreichs (nach M. Schmidt und Wilser).

scholle“, deren Abdachungsbild durch örtliche Verbiegungen und Verwerfungen an Sprüngen durch Graben- und Horstzonen gewissermaßen unter Interferenz gegliedert ist. Der westdeutschen Tafel als Scholle erster Ordnung fügt sich, wie Abb. 2 veranschaulicht, die Schrägscholle von Münster als Scholle zweiter Ordnung mit einer Abwärtsbewegung von den Ardennen nach Nordosten hin an. Aus der Ablagerungshöhe der Hauptterrasse hat Quiring Linien gleicher tektonischer Aufwärts- und Abwärtsbewegung abgeleitet und zur Darstellung gebracht, die auch auf die Gegenwart Anwendung finden.

Der ungleichmäßige Verlauf der Isobasen resultiert aus den lokal auftretenden Abwärtsbewegungen, während sich deutlich ein nach Nordwesten gerichtetes Abdachungsbild abhebt.

Die Aufzählung der neueren Arbeiten über tektonische Bodenbewegungen muß noch durch eine von Wilser [8] veröffentlichte ergänzt werden. Wilser stellt eine auffallende Verwandtschaft des paläogeographischen Werdegangs des französischen Festlandes mit den durch die in Frankreich ausgeführten Präzisionsnivellements festgestellt und durch Schmidt in Abb. 3 durch Isokatabasen aufgezeichneten neuzeitlichen Bodenbewegungen fest. Nicht nur die alten Sedimentations- bzw. Abtragungsräume spiegeln unsere heutigen Linien wider, auch in den alten orogenetischen Achsen sind sie zum Teil angedeutet. Wilser bezeichnet in seiner Arbeit die Isokatabase — 60 cm als Normallinie, die das Bewegungsbild Frankreichs in einen neuzeitlichen Nord- und einen alterzeitlichen Südteil mit verschiedenen gerichteten Achsen der jettzeitlichen Erdkrustenbewegungen trennt. Im Nordteil haben zur variskischen Faltung schief verlaufende Strukturlinien (Artois-Mulde, Seine-Sattel die Maine-Mulde folgt allerdings dem Streichen des bretonischen Grundgebirges) vom Mesozoikum bis heute gestaltend gewirkt, während im Südteil alte armorikanische und variskische Richtungen ihre Bedeutung zum Teil behalten haben (Toulouser Achse, Achse des westlichen Zentralplateaus und Rhône-Mulde im Cevennengebiet). Das gesamte französische Festland senkt sich von den als unverändert bezeichneten südlichen Alpen und Pyrenäen aus in Nordnordwestrichtung, und zwar mit einem Betrage, der von Schmidt aus den in den Jahren 1857—1864 und 1884—1893 ausgeführten Nivellements

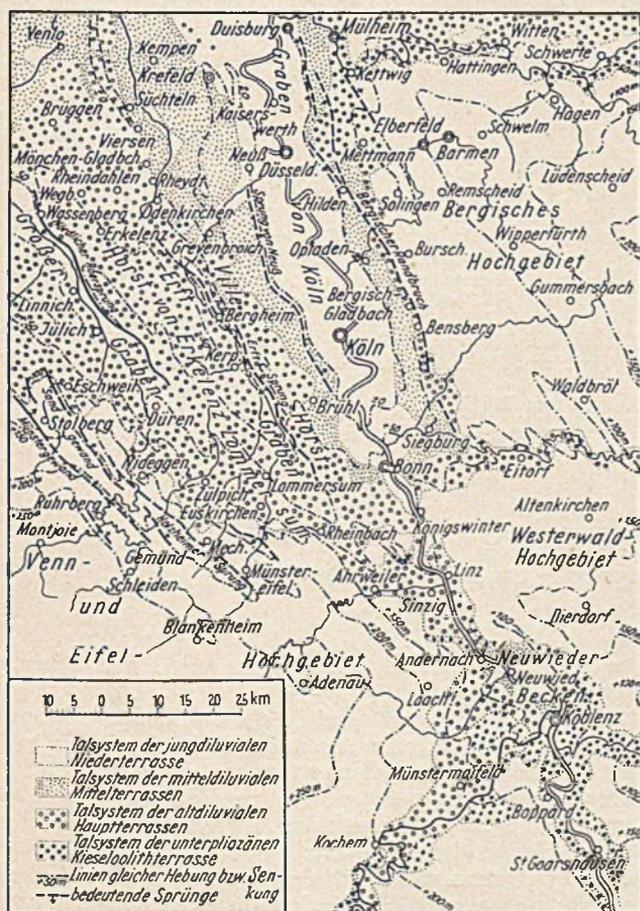


Abb. 4. Isobasenkarte des Mittelrheingebietes (nach Quiring).

für die belgische Küste mit rd. 1 m für das Jahrhundert ermittelt worden ist.

Die in der Karte 1 von [1] dargestellte 0-Isobase deutet ungefähr die heutige Südgrenze der oberen Kreideschichten an. Es ist also schon in geologisch „junger“ Zeit das Meer wiederholt ins Inland eingebrochen und hat dort im Norden Deutschlands mit einer Mächtigkeit von einigen tausend Metern Schichten des Zechsteins, Buntsandsteins und der Kreide abgelagert. Sehr anschaulich lehrt Quiring [9], daß der Uferand des Oberkreidemeeres bei Duisburg gelegen habe, sich hier also der Drehpunkt der Großen Scholle von Münster, die nach Norden zu kippte, befand. Die einseitige Senkung dieser Scholle hat nach ihm einerseits Pressung bei ihrem Zusammentreffen mit der Schwelle von Winterswijk und der Osning-Schwelle und andererseits Zerrung und damit die große Bruchzone im Niederrheingebiet erzeugt (Abb. 2 u. 4). Damit hat er ein Strukturelement erfaßt, das im Sinne der Senkungen der Küste hinsichtlich der Entstehung der Niederheinischen Bruchzone von besonderer Bedeutung ist. Von ausschlaggebenderem Wert ist dagegen die Wirkung des Hauptelementes, die Schrägstellung der westdeutschen Tafel, welche er nach den oben gemachten Ausführungen seit dem Mittelozän für erwiesen hält. Die Schrägstellung der westdeutschen Großscholle ist es, die sich auch in dem von mir entworfenen Kurvenverlauf abzeichnet: Hebung des Berglandes südlich der 0-Isobase und Senkung nördlich von ihr.

Unwillkürlich drängt sich somit anlässlich der kürzlich eingetretenen Flutkatastrophe die Frage auf, ob tatsächlich die im nördlichen rheinisch-westfälischen Industriegebiet festgestellten rezente anhaltenden Erdkrustenbewegungen, die sich in Anreihung an die Ergebnisse der verschiedensten Forschungsergebnisse bis zur Nordseeküste mit teilweise erheblichen Senkungsbeträgen fortsetzen, in sekularer Zeit dem Meer die Übermacht über die gebauten Dämme verschafft haben. Die letzte Katastrophe soll sich im Jahre 1421 ereignet haben, also vor rd. 500 Jahren.

Nach meinen Forschungsergebnissen ist gegenüber dem Bergischen Hochland in 25 Jahren 50 mm Senkung, d. h. in 100 Jahren 20 cm, in 500 Jahren 1 m Senkung eingetreten. Nach den sorgfältigen Untersuchungen von Schütte handelt es sich um 37 cm im Jahrhundert für die Umgebung des Jadebusens. Nach Busch liegen seit Jahrhunderten andauernde Senkungen der Husumer Bucht vor. Er gibt die Verschiebung des Mittelhochwassers der Nordsee gegenüber der Verschiebung des Landes mit 33 cm im Jahrhundert an. Die Beträge von Wilser an der französischen Küste sind noch viel höher. Die von Schmidt in einem Abstände von etwa 30 Jahren ausgeführten Nivellements haben für die belgische Küste etwa 1 m in 30 Jahren ergeben.

Nach all diesen wissenschaftlichen Forschungen ist mithin eine vielleicht unterschiedliche, aber doch im Laufe

der Jahrhunderte starke Senkung nachzuweisen, die nach meinen Beobachtungen für den Norden des rheinisch-westfälischen Bezirks nur 1 m in 500 Jahren betragen würde, nach den Ergebnissen einer Reihe von Forschern erheblich mehr. Es ist also sehr berechtigt, die Frage aufzuwerfen, ob nicht doch infolge dieses Eintauchens des Landes in den annähernd gleichbleibenden Wasserspiegel das Meer einen verstärkten Druck auf die abgesunkenen Deichbauten, die flach geböschet und in ihrem oberen Teil weniger widerstandsfähig sind, ausgeübt und sich schließlich einen Weg ins Inland verschafft hat. Natürlich vollziehen sich die Senkungsvorgänge bei den kleinen Jahresbeträgen von Millimetern langsam, aber sie sind bestimmt in solcher Größe vorhanden, daß die Standsicherheit der Deiche bei Zusammenwirkung aller oder mehrerer Faktoren, wie Orkane, Springflut und Absenkung, dem ungewöhnlichen Anprall der Meeresflut nicht mehr gewachsen ist.

Zu beachten ist bei der Verfolgung der Küstensenkungen, daß die (1421) eingetretene Katastrophe sicherlich nicht das Einströmen der See in solcher Tiefe zugelassen hat, wie es in diesem Jahre erfolgt ist, weil das Hinterland damals noch beträchtlich höher gelegen hat. Aus historischer Zeit ist bekannt, daß etwa 1150—1335 ganze Landstriche an der Nordseeküste verschwanden und von dem Meer überdeckt worden sind, so daß der Bevölkerung noch heute der Spruch geläufig ist: „De nich will dieken, mutt wicken.“

Das Tragische an der zur Erörterung stehenden Frage ist, daß man solche Senkungen nicht örtlich und nur in großen Zeiträumen ermitteln kann, weil es sich um geringe Bodenbewegungen flächenweiter Teile der Erdkruste handelt, die man nur durch Anschlüsse aus sehr weiter Entfernung und aus geologisch erkannten „Ruhezonen“ heranholen kann. Vor allem wäre nach Ausbesserung oder Anlage neuer Deiche der Ausführung von Küstennivellements, die in bestimmten Jahresabständen zu wiederholen wären, näherzutreten, ähnlich wie dies das frühere Reichsamt für Landesaufnahme nach 1925 zwischen Elbe und holländischer Grenze bereits in Angriff genommen hatte.

Literatur.

1. J. Weißner: Der Nachweis jüngster tektonischer Bodenbewegungen in Rheinland und Westfalen. Z. Internat. Bergwirtschaft und Bergtechnik 23 (1930) S. 207.
2. Schucht: Über die säkulare Senkung der deutschen Nordseeküste, Hannover 1910.
3. Wolf: Die Entstehung der Insel Sylt, Hamburg 1920.
4. Martin: Zur Klärung der Senkungsfrage, Oldenburg 1910.
5. Schütte: Natur und Museum (1927) Nr. 4.
6. Busch: Jb. des Nordfriesischen Vereins 14 (1927), Husum.
7. Quiring: Z. für Berg-, Hütten- und Salinenwesen im Pr. Staate 74 (1926) S. B 59.
8. Wilser: Sitzungsber. Bayer. Akad. Wiss. (1922) S. 1.
9. Quiring: Z. der Deutschen Geologischen Gesellschaft 76 (1924) S. 62.
10. Krüger: Die Küstensenkung an der Jade. Der Bauingenieur 19 (1938) S. 91.

Verschiedene Spannbetonbrücken in Süddeutschland.

Nach einem Vortrag auf der Betonvereinstagung in Stuttgart am 15. April 1953.

Von Dr.-Ing. Fritz Leonhardt, Berat. Ing., Stuttgart.

Bei der Rosensteinbrücke über den Neckar in Stuttgart war die ungewöhnliche Aufgabe gestellt, für rd. 68 m Spannweite auf $\frac{2}{3}$ der Länge mit nur 1,65 m Bauhöhe, also unter einem Vierzigstel der Spannweite auszukommen. Eine solche Schlankheit war selbst im Zeitalter der schlanken Brücken nicht einfach zu bewältigen (Abb. 1 u. Abb. 2). Dabei sollten die Widerlager der alten stählernen Trogbrücke möglichst verwendet werden, die am linken Ufer auf Keupermergel, am rechten Ufer durch schlammigen Kies hindurch mit 8 m langen Holzpfählen auf Zellenolomit gegründet waren. Dem rechten Widerlager konnte

also kein Horizontalschub und keine erhöhte Brückenlast zugemutet werden.

Die Stadt Stuttgart schrieb einen Wettbewerb unter 5 Stahl- und 8 Baufirmen aus und erhielt eine Reihe interessanter Entwürfe, aus denen der von der Firma Ludwig Bauer, Stuttgart, gemeinsam mit dem Verfasser bearbeitete vorgespannte Zweigelenkrahmen zur Ausführung gewählt wurde. Der in der Mitte nur 1,36 m hohe Rahmenriegel gewinnt mit zunehmender Krümmung an der Rahmenecke eine Bauhöhe von 4,05 m und ist in einen steifen kurzen Rahmenstiel eingespannt, um den Riegel durch große Eck-

momente zu entlasten. Dank der Vorspannung blieb der Horizontalschub so mäßig, daß er dem alten linken Widerlager unmittelbar zugemutet werden konnte.

Hinter dem auf Pfählen stehenden rechten Widerlager wurde dagegen eine Erddruckplatte angeordnet (Abb. 2), auf die der Horizontalschub des Rahmens mit einer als

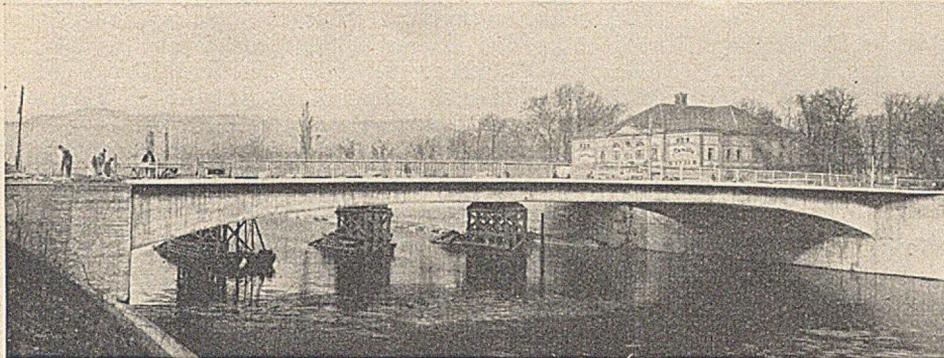


Abb. 1. Die Brücke kurz vor der Fertigstellung (im Hintergrund Joche der Behelfsbrücke).

Pendel wirkenden Betonplatte übertragen wird. Das dortige Fußgelenk des Rahmens wurde horizontal beweglich ausgebildet, und zwar aus folgenden Gründen:

1. Der Pfahlrost wird dadurch — von einer geringfügigen Reibungskraft abgesehen — nur lotrecht belastet.

2. Bei einem Spannbetonrahmen muß beachtet werden, daß sich der Riegel durch die Vorspannung verkürzt, und zwar hier um insgesamt 5,6 cm. Wäre das Fußgelenk unverschieblich, so hätte diese Verkürzung im Laufe der Zeit eine Scheitelsenkung von 26 cm verursacht.

einbauen, mit denen der Erdwiderstand aktiviert wird. Die Verschiebung wird durch Ausbetonieren der Fuge zwischen den beiden Platten festgehalten. Nach der ersten Einstellung der Horizontalkräfte braucht man nur die Scheitelhöhe der Brücke zu beobachten; sobald sich der Scheitel durch plastische Verformungen des Betons oder des Baugrundes um mehr als 8 cm gesenkt hat, werden die Pressen wieder eingebaut und das Fußgelenk nachgestellt. Man rechnet damit, daß dies nach Fertigstellung der Brücke noch zweimal nötig sein wird.

Im Querschnitt bestehen die Rahmen aus zwei ziemlich schmalen Hohlkästen (Abb. 3), damit von den vorhandenen Widerlagern nur ein kleiner Teil für die Rahmenstiele weggenommen werden mußte. Zwischen den Hohlkästen liegt die Fahrbahn auf steifen Querträgern und Längsrippen, die mit vorhandenen Blechen geschalt

wurden. Jeder Querträger ist mit 8 Leoba-Spanngliedern aus je 12 Sigmastahldrähten $\phi 5,2$ mm vorgespannt. Aus dem Verlauf der Spannglieder ist der große Einspanngrad der Träger in den drehsteifen Hohlkästen zu erkennen.

Für die Vorspannung der Hauptträger wurde in jedem Kastensteg ein Kabel mit 7drähtigen Litzen aus kaltgezogenem Draht $\phi 3$ mm der Güte St 180 in einem rechteckigen Blechkasten angeordnet. Die Vorspannkraft beträgt für die ganze Brücke in der Rahmenecke 7200 t, wovon 3400 t im Riegel durchgeführt wurden, während 3800 t —

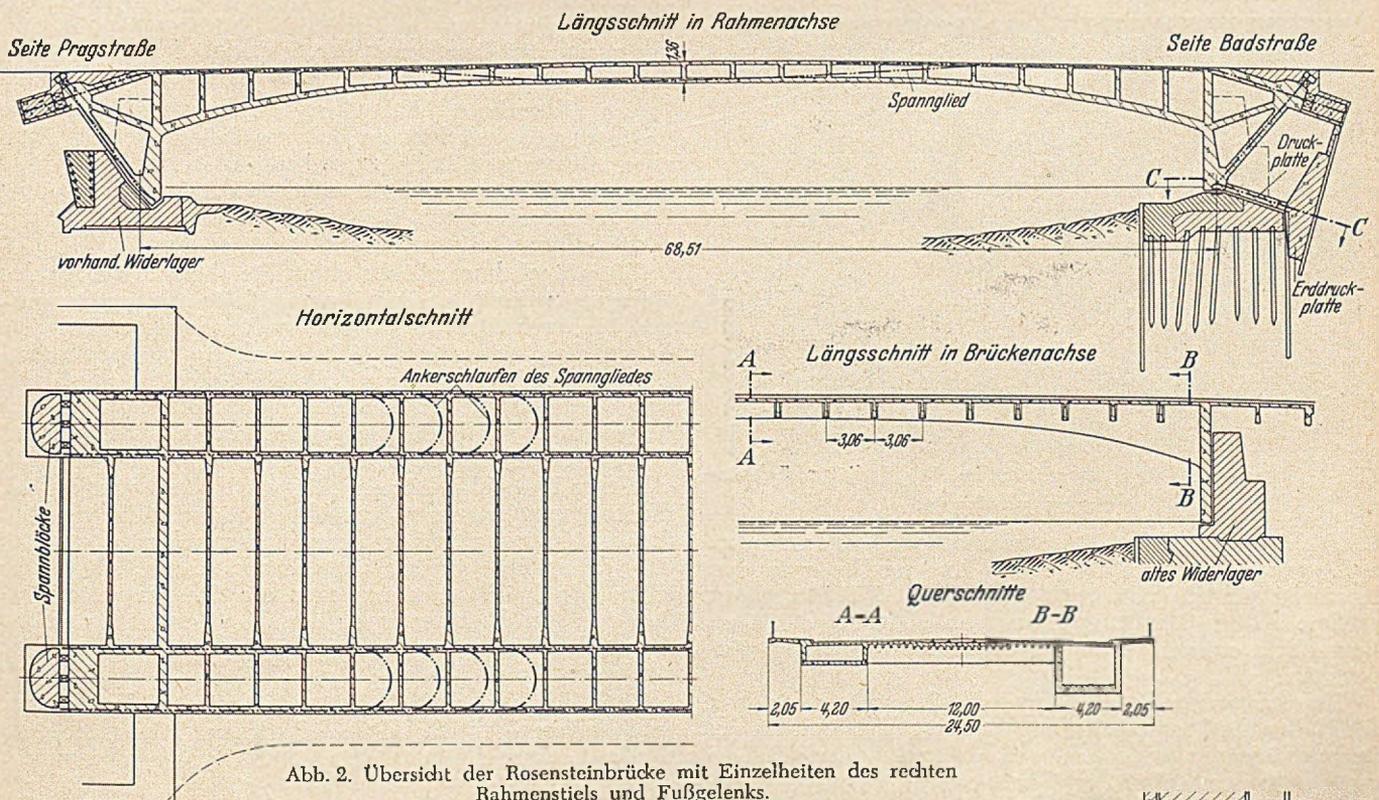


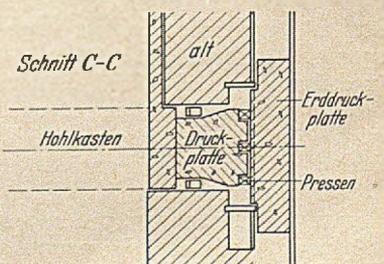
Abb. 2. Übersicht der Rosensteinbrücke mit Einzelheiten des rechten Rahmenstiels und Fußgelenks.

Mit dem horizontal verschieblichen Gelenk kann man die Zusammendrückung des Riegels ausgleichen und den Horizontalschub des Rahmens genau einstellen, d. h. man beherrscht so das Kräftespiel im Rahmen einwandfrei und wird von unsicheren Annahmen über Schwinden und Kriechen oder über das horizontale Nachgeben der Gründung unabhängig.

Für die Nachstellung des Gelenkes kann man zwischen der Erddruck- und der Pendelplatte hydraulische Pressen

der Abnahme des Eckmomentes entsprechend — mit mehreren Schlaufen in der Fahrbahnplatte gestaffelt verankert wurden.

Hinter jeder Rahmenecke ist ein großer Spannblock für



3600 t Spannkraft angeordnet, auf dessen Rücken die Litzen gestaffelt verlegt wurden (Abb. 4), so daß sie dem verspierten Spannweg entsprechend nacheinander gefaßt wurden und zum Schluß die gleiche Spannung erhielten. Über der Rahmenecke waren die einzelnen Litzengruppen des durchlaufenden Kabels und der kürzeren Schlaufen durch Bleche voneinander abgeteilt, damit sie sich beim Spannen getrennt bewegen konnten.

Da an den Umlenkstellen des Kabels mit Paraffin geschmierte Gleitbleche an den Druckflächen angeordnet waren, war die Reibung beim Vorspannen gering, und

die gleichzeitig notwendige Einstellung des Horizontal-schubes der sich vom Lehrgerüst abhebenden Brücke im richtigen Verhältnis zueinander gehalten wurden.

Das Bauwerk wurde in nicht ganz einem Jahr von der Firma Ludwig Bauer errichtet und zeigt dank der steifen Rahmenstiele trotz seiner großen Schlankheit keine unangenehmen Schwingungen.

Als nächstes Bauwerk möge die 2gleisige Eisenbahnbrücke über den Kocher bei Kochendorf auf der Strecke Heilbronn—Würzburg behandelt werden. Hier war zunächst ein stählerner Überbau auf den instand gesetzten

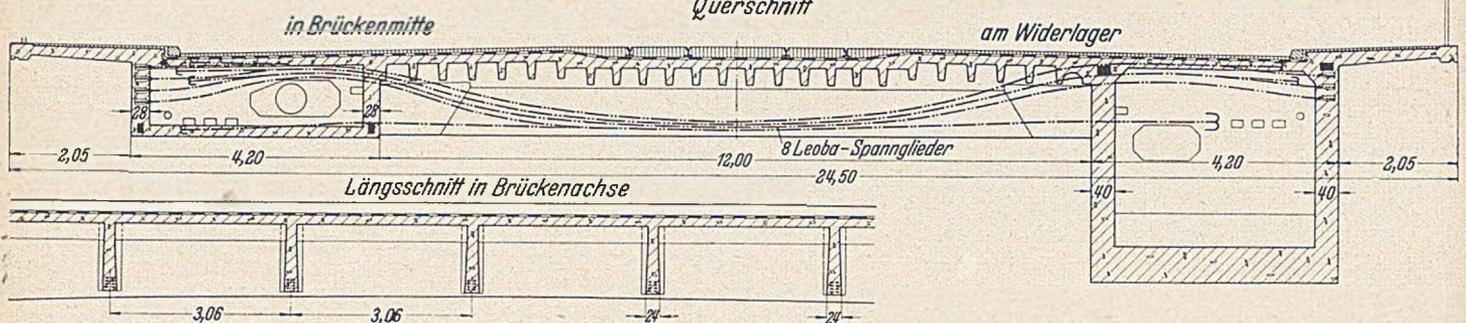


Abb. 3. Querschnitt der Rosensteinbrücke.

der Spannweg stellte sich wie vorausberechnet genau ein, wenn man einen Reibungswert von 0,23 zugrunde legt.

Die Stiele wurden mit 6 schlaufenartig verankerten Litzenkabeln und zusätzlich mit 20 „Leoba“-Spanngliedern zwischen den Hauptkabeln vorgespannt, so daß die Überschneidung der beiden Spannrichtungen an der Rahmenecke keine Schwierigkeiten bereitete.

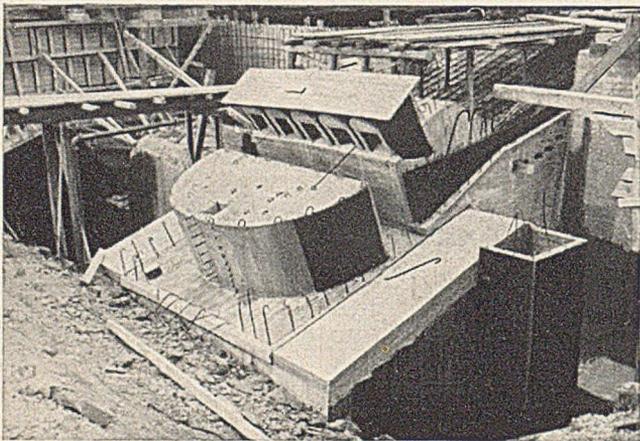


Abb. 4. Über dem großen Spannblock des Riegels liegen 5 kleine Spannböcke des Stieles.

Die Stege wurden mit haarnadelartigen Drahtschlaufen nach einem Verfahren der Firma Ludwig Bauer in den Bereichen vorgespannt, in denen unter Gebrauchslasten größere schiefe Hauptzugspannungen aufgetreten waren. Beim Vorspannen wurde die folgende Reihenfolge eingehalten:

Zuerst wurden die Stiele und die Querträger mit etwa der Hälfte der Spannglieder vorgespannt, dann wurden die Betonierlücken geschlossen und frühzeitig danach die durchlaufenden Kabel der Riegel mit 20 % der Spannkraft angespannt, um Risse durch Temperaturdifferenzen oder frühzeitiges Schwinden zu verhüten. Danach wurde die Quervorspannung vollendet. Bei der restlichen Hauptvorspannung wurde in kleinen Stufen weitergegangen, um sicherzustellen, daß die Vorspannung des Riegels und der Stiele und

alten Pfeilern geplant. Nachdem jedoch die große 5feldrige Eisenbahnbrücke in Heilbronn, über die Abteilungspräsident Klett auf der Tagung 1951 des Betonvereins berichtete, zur vollen Zufriedenheit fertiggestellt worden war, wurde die Kocherbrücke in Spannbeton ausgeschrieben. Die Ausführung wurde der Firma Wolfer und Goebel, Eßlingen, nach deren Entwurf übertragen. Die Brücke läuft über 6 Öffnungen von rund 25 m Spannweite kontinuierlich durch und erhielt leicht geschwungene Untergerüste, um die Umlenkung der Spannkabel zu verringern. Das Schotterbett wurde durchgeführt (Abb. 5).

Im Querschnitt (Abb. 6) wurde für jedes Gleis ein Hohlkasten angeordnet, so daß die Brücke in zwei Bauabschnitten ausgeführt werden konnte. In den Feldern ist die untere Platte zum Herausnehmen der inneren Schalung 1 m breit aufgeschlitzt. Die inneren Plattenränder werden durch 3 Querschotte in jeder Öffnung gehalten.

Ursprünglich war beabsichtigt, die obere Platte für den Gehweg in der Höhe der übrigen Platte auszukragen und das Schotterbett durch aufgeschraubte Betonfertigteile zu halten, die gleichzeitig als Kabelkanal dienen. Bei der Ausführung wurde der Gehweg als Schotterbettaußenschluß und zur Verringerung der Auskragung höher gelegt. Durch Fugen im Abstand von 3 m wollte man verhüten, daß der obere Teil der auskragenden Platte erhöhte Spannungen erhält und die Null-Linie schräg wird. Dies wird jedoch durch Quertugeln in so großem Abstand nicht erreicht. Spätere Messungen des Eisenbahntalammes zeigten, daß dieses Plattenstück weitgehend mitwirkt. Deshalb sollte man bei Eisenbahnbrücken die Gehwegplatte möglichst auf gleiche Höhe legen wie die Gleisplatte und das Schotterbett durch aufgeschraubte Fertigteile halten oder weglassen.

Der Kastenquerschnitt hat sich wieder dank seiner großen Kernweite für die wechselnden Momente einer schwer belasteten Durchlaufträgerbrücke als zweckmäßig

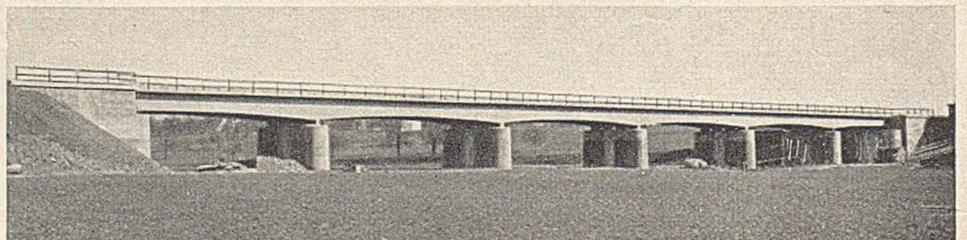


Abb. 5. Eisenbahnbrücke Kochendorf mit Spannweiten von 18,0+24,97+24,95+24,97+18,0 m.

erwiesen. Mit je einem über alle Öffnungen durchlaufenden Litzenkabel in jedem Steg wurde die volle zugspannungsfreie Vorspannung in allen Schnitten erreicht. Die Kabel wurden so gelegt, daß sich aus der Vorspannung keine Änderung der statisch unbestimmten Auflagerdrücke ergab.

Reibungswiderstände ergibt sich dann der in Abb. 8 gezeigte Verlauf der Stahlspannungen mit dem Größtwert von etwa 8200 kg/cm² an den Viertelpunkten. Die Spannkabel wurden also auf Verlangen der ED Stuttgart ähnlich wie bei der Brücke in Heilbronn mit gegenüber DIN 4227 um etwa 15 % ermäßigten Stahlspannungen be-

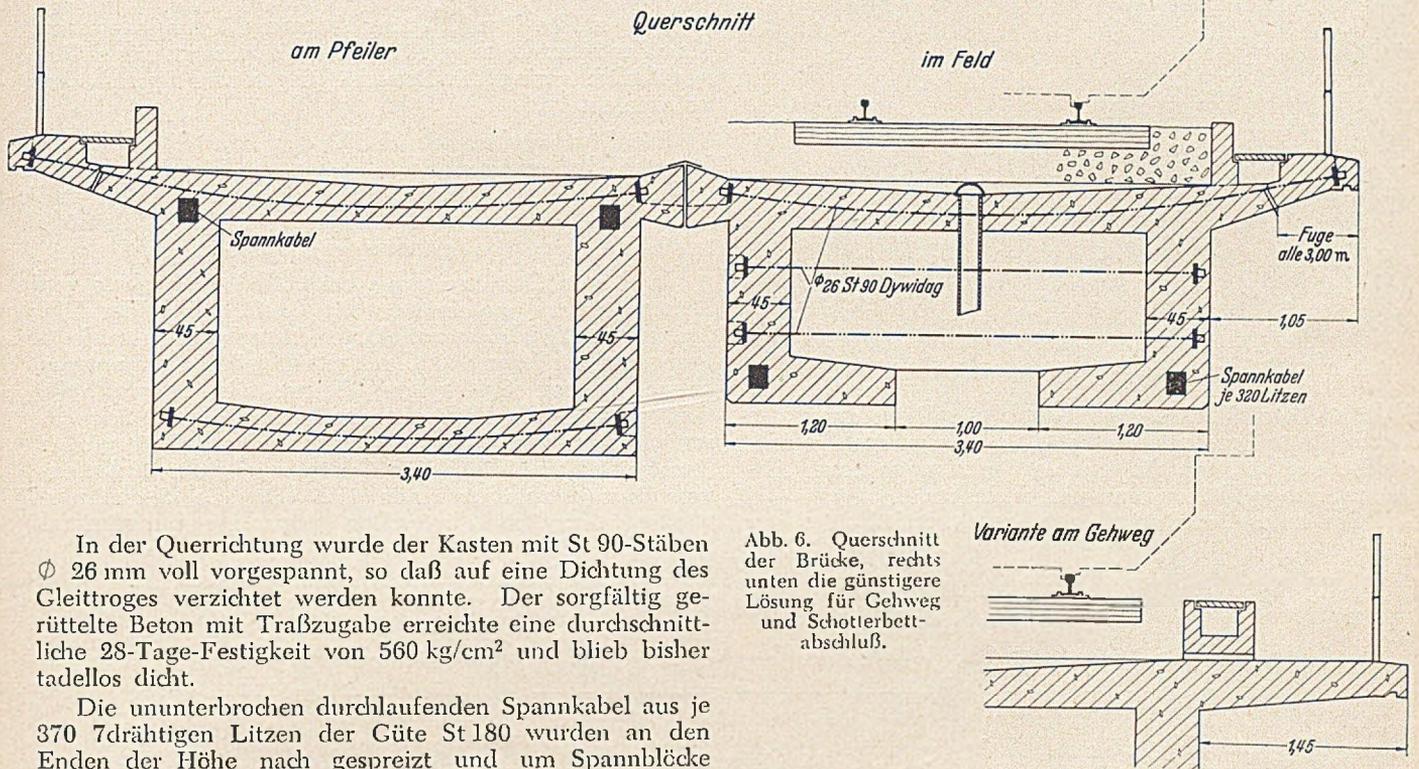


Abb. 6. Querschnitt der Brücke, rechts unten die günstigere Lösung für Gehweg und Schotterbettabschluß.

In der Querrichtung wurde der Kasten mit St 90-Stäben ϕ 26 mm voll vorgespannt, so daß auf eine Dichtung des Gleittroges verzichtet werden konnte. Der sorgfältig gerüttelte Beton mit Traßzugabe erreichte eine durchschnittliche 28-Tage-Festigkeit von 560 kg/cm² und blieb bisher tadellos dicht.

Die ununterbrochen durchlaufenden Spannkabel aus je 370 7dräftigen Litzen der Güte St 180 wurden an den Enden der Höhe nach gespreizt und um Spannblöcke herumgeschlungen, die beim Spannen auf einer aus der unteren Platte des Hohlkastens ausgekragten Platte gleiten (Abb. 7). Aus dem Spannblock ragen Spannstäbe heraus, mit denen nach dem Spannen die Betonkappe aufgepreßt wurde, um sicherzugehen, daß sich zwischen der Kappe und dem Spannblock keine Fuge durch Kriechvorgänge bilden kann.

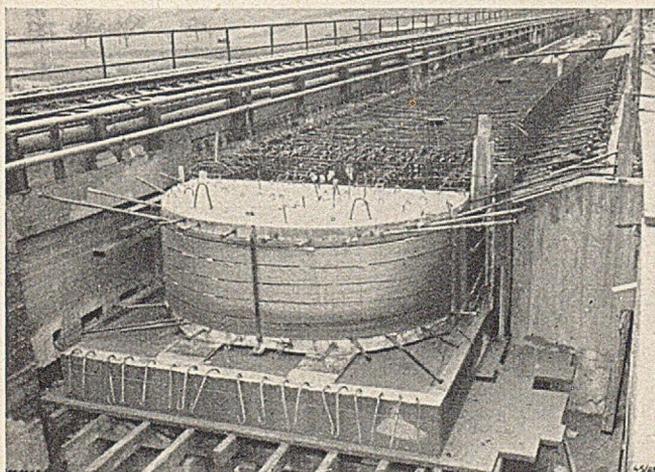


Abb. 7. Der Spannblock am Brückenende mit herausragenden Spannstäben zum Aufspannen der späteren, schützenden Betonkappe.

messen. Diese Ermäßigung dürfte bei dem jetzigen Stand der Ausführungstechnik künftig nicht mehr nötig sein.

Beim Spannvorgang wurden die Bewegungen des Kabels an Beobachtungsfenstern über jedem Pfeiler und in jedem Feld verfolgt, so daß in jeder Öffnung die erzielte Kabeldehnung und damit die Reibung und die Spannkraft geprüft werden konnte. Das Eisenbahnzentralamt Mün-

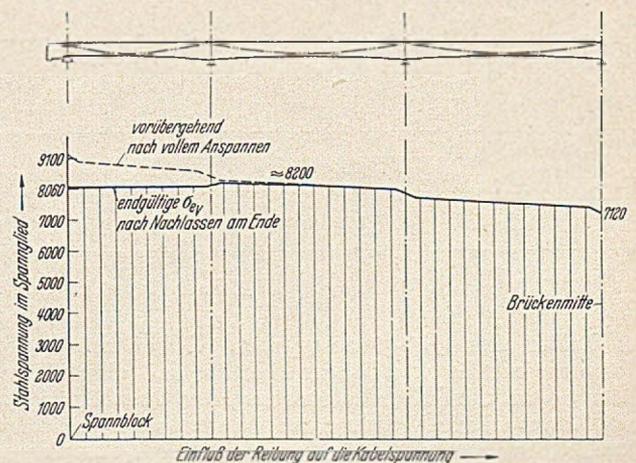


Abb. 8. Verlauf der Stahlspannungen im Spannkabel unter dem Einfluß der Reibung.

Bei der endgültigen Vorspannung wurde das Kabel zum Ausgleich für Reibungskräfte am Brückenende vorübergehend mit 9100 kg/cm² angespannt. Bei einer Summe der Umlenkwinkel bis zur Brückenmitte von 69° und einem Reibungswert von 0,20 war dann die Stahlspannung in der Brückenmitte mit 7120 kg/cm² für die dortige volle Vorspannung ausreichend. Am Brückenende wurde danach auf rund 8060 kg/cm² nachgelassen. Durch die erneuten

chen hat außerdem zahlreiche Messungen am Beton vorgenommen, die zusätzlich bewiesen, daß die Spannkraft trotz der vielen Öffnungen der Rechnung entsprechend erreicht wurde. Der tatsächliche Reibungswert lag geringfügig über dem mit 0,2 angenommenen.

Die Brücke ist ebenso wie die Eisenbahnbrücke in Heilbronn rissfrei hergestellt und rissfrei in Betrieb genommen worden.

Bemerkenswert ist noch, daß der Hohlkasten des zweiten Bauabschnittes in einem Zug betonierte wurde. Man brachte den Beton der unteren Platte durch Schlitze in der Schalung der oberen Platte so steif ein, daß der Steg zügig weiter betonierte werden konnte. Die Bretter zum

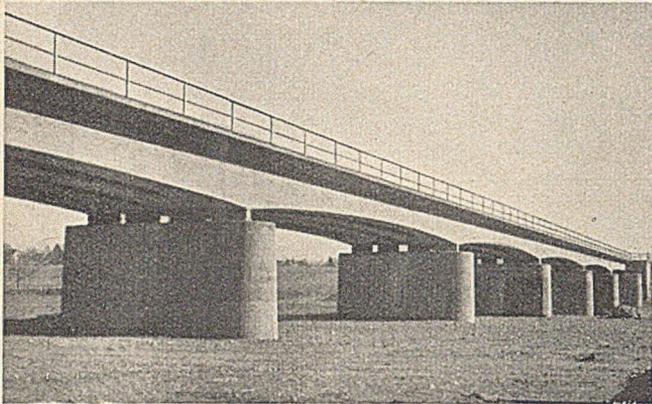


Abb. 9. Die Untersicht zeigt die Schlitze in der unteren Platte.

Schließen der Schlitze lagen unter der Bewehrung der oberen Platte bereit. Man hat diese Maßnahme für notwendig erachtet, um die inneren Spannungen durch Abbindewärme so klein wie möglich zu halten.

Beim ersten Bauabschnitt wurden die Kabel an einem

$E=400\,000\text{ kg/cm}^2$, also einem hohen Wert, gerechnet wurde. Dies ist wohl darauf zurückzuführen, daß die Querdehnung des Kastens durch die Quervorspannung und die Querbewehrung behindert und damit der E -Modul für die Längsrichtung scheinbar erhöht wird. Man muß also bei der Auswertung derartiger Messungen unbedingt die Spannungen und Bewehrung in allen drei Achsrichtungen berücksichtigen.

Die größte Durchbiegung betrug 6,7 mm, also nur $\frac{1}{3700}$ der Spannweite, ein Wert der erneut zeigt, wie außerordentlich gering die Durchbiegungen von Spannbetonbrücken sind.

Die Bundesbahn hat durch den Bau dieser bisher längsten kontinuierlich vorgespannten Eisenbahnbrücke (Abb. 9) ihr Vertrauen in diese Bauart kundgetan und durch ihre Versuche und Messungen wertvolle Beiträge zur Entwicklung des Spannbetons geleistet.

In diesem Zusammenhang sei noch das Ergebnis von Dauerversuchen am Institut für Bauforschung der TH. Stuttgart mit schlaufenverankerten Litzenbündeln aus kaltgezogenen Drähten St 180 mitgeteilt. Bei einer unteren Spannung von 9000 kg/cm^2 betrug die Schwingweite 2500 kg/cm^2 . Sie liegt also weit höher als die Schwellfestigkeit anderer Verankerungsarten, was auf die völlige Kerbfreiheit und die kleine Querpressung der Schlaufenverankerung zurückzuführen ist. Da die Spannungswechsel in der Brücke bei voller Vorspannung nur maximal

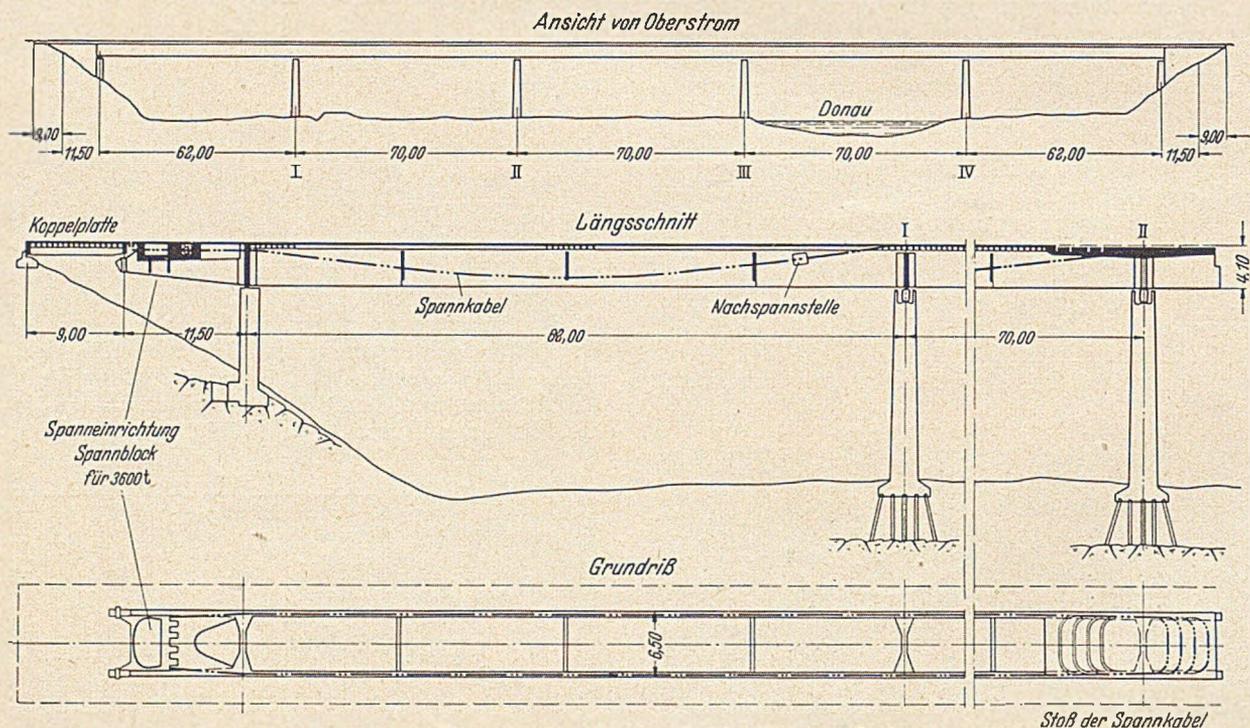


Abb. 10. Übersicht der Donautalbrücke Untermarchtal.

sehr heißen Sommertag ausgepreßt. Dabei entstanden Verstopfungen, die wohl daher rührten, daß dem Mörtel an der Spitze durch die Befeuchtung der Oberflächen der vielen Litzen zu viel Wasser entzogen wurde. Da mehrere Einpreßstutzen vorhanden waren, konnte das Auspressen trotzdem befriedigend zu Ende geführt werden. Man sollte jedoch künftig nicht nur kleine Spannglieder, sondern auch große Kabel vor dem Auspressen am besten mit Wasser füllen und das Wasser durch den etwa doppelt so schweren Einpreßmörtel verdrängen. Zum mindesten müssen die Spannglieder kurz vor dem Auspressen gut angefeuchtet werden.

Eine Probelastung des ersten Bauabschnittes mit drei je etwa 180 t schweren Lokomotiven in ungünstigster Stellung zeigte, daß die Durchbiegungen um 15 bis 25 % hinter den errechneten Werten zurückblieben, obwohl mit

600 kg/cm^2 betragen können (bei beschränkter Vorspannung liegen sie wesentlich höher), ist also eine ungewöhnlich hohe, nämlich rd. 4fache Sicherheit gegen Dauerbruch des Stahles vorhanden.

Bei der fast 400 m langen Donaubrücke Untermarchtal hat sich ein über 5 Öffnungen durchlaufender Balken mit Spannweiten von 62 und 70 m als wirtschaftlich erwiesen, obwohl die Gründung mit 6 bis 8 m langen Pfählen nicht schwierig oder teuer war. Aus architektonischen Gründen wurden massive Pfeiler mit Natursteinsichtflächen gewählt (Abb. 10).

Der Querschnitt (Abb. 11) zeigt die bei großen Spannweiten zweckmäßige Beschränkung auf nur zwei Hauptträger in 6,0 m Abstand mit einer beidseitig 2,50 m überkragenden Fahrbahnplatte, deren eng liegende Querrippen mit je einem „Leoba“-Spannglied vorgespannt sind.

Zur Lastverteilung dienen zwei Längsrippen und die aus architektonischen Gründen hohen Randträger.

Für die Hauptvorspannung sind wieder konzentrierte Litzenkabel in den beiden Stegen hängewerkartig geführt (Abb. 10). Bei der aus wirtschaftlichen Gründen groß gewählten Bauhöhe von 4 m betragen die Umlenkwinkel des Kabels in jeder Hauptöffnung rd. 30°. Um das Spannkabel trotzdem in jeder Öffnung ausnutzen zu können, wurden in den Öffnungen an geraden Stellen des Kabelpolygons Nachspannstellen eingerichtet. Das Kabel liegt dort in einem im Steg ausgesparten Fenster frei. Nach

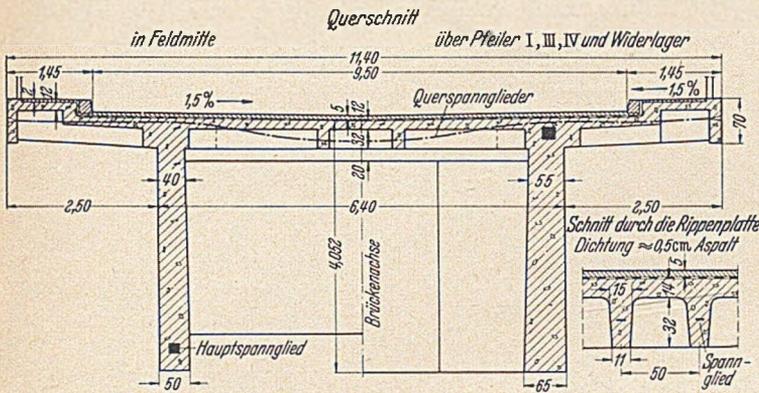


Abb. 11. Querschnitt der Donautalbrücke Untermarktal.

dem Erreichen der vollen Spannkraft an den Spannblöcken wird ein stählerner Spannschuh an das Kabel angeklemt, durch den mit hydraulischen Pressen zusätzlich Spannkraft aufgebracht wird. In jeder Öffnung wird so der durch Reibung an den Umlenkungen des Kabels entstandene Verlust an Spannkraft ausgeglichen und die vorgesehene Spannkraft genau eingestellt.

Die Widerlager wurden hohl gelassen, damit an den zum Teil sehr schiefwinklig angeschnittenen steilen Hängen keine schweren Flügel gegründet werden mußten. Sie

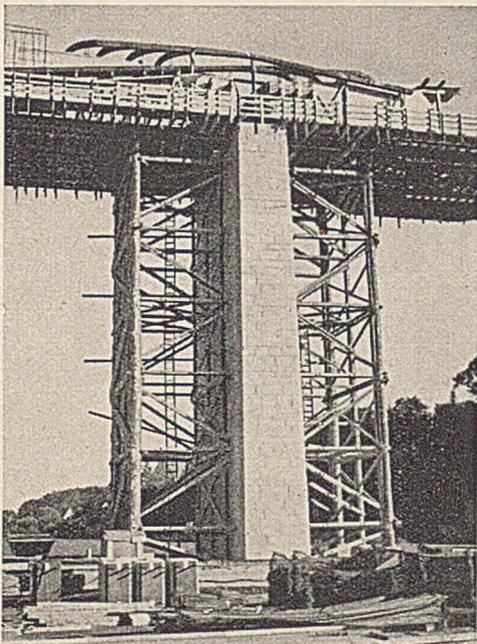


Abb. 12. Stoß der Hauptkabel über Pfeiler II mit sich übergreifenden Schlaufen.

werden durch 11,5 m lange Kragarme der Hauptbrücke und daran anschließende Koppelplatten überbrückt, welche die späteren Setzungen des Damms ausgleichen.

Die Spannblöcke liegen auf den Enden der Kragarme und sind für 4000 t Spannkraft und Spannwege von 76 bzw. 110 cm eingerichtet.

Um das Lehrgerüst zweimal verwenden zu können, wurde das Kabel über dem Pfeiler II mit je vier sich übergreifenden Ankerschlaufen gestoßen (Abb. 12). Das Kabel des ersten Bauabschnittes kommt wegen der zunächst dort fehlenden Kontinuität verhältnismäßig tief an und wird innen am Kabel des zweiten Bauabschnittes vorbeigeführt, das entsprechend hoch gelegt werden mußte. In Abb. 13 sieht man, wie die Blechkasten der ersten Ankerschlaufen schon verschlossen sind, während im Vordergrund die Kästen für die zweiten Ankerschlaufen offen liegen. Zwischen den beiden Schlaufengruppen herrscht die doppelte

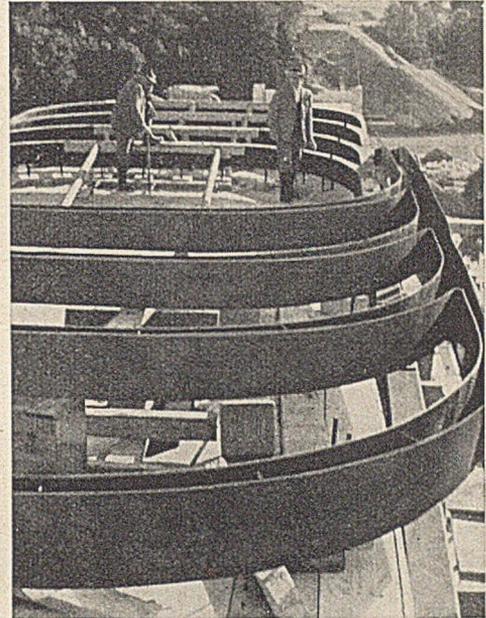


Abb. 13. Blick auf die Blechkasten der sich übergreifenden Schlaufen.

Vorspannkraft, die durch die konstruktiv ohnehin bedingte dort 0,7 bis 1,2 m dicke Fahrbahnplatte aufgenommen wird.

Die Blechkasten der Hauptkabel wurden auf an der Stegchalung angeschraubten Betonkonsolen verlegt (Abb. 14). Da das Kabel des ersten Bauteiles erst nach der Fertigstellung des zweiten Bauteiles ausgepreßt wird, also rd. 8 Monate im Blechkasten liegt, wurden seine Litzeln beim Verlegen zum Rostschutz durch ein Ölbad gezogen. Vor

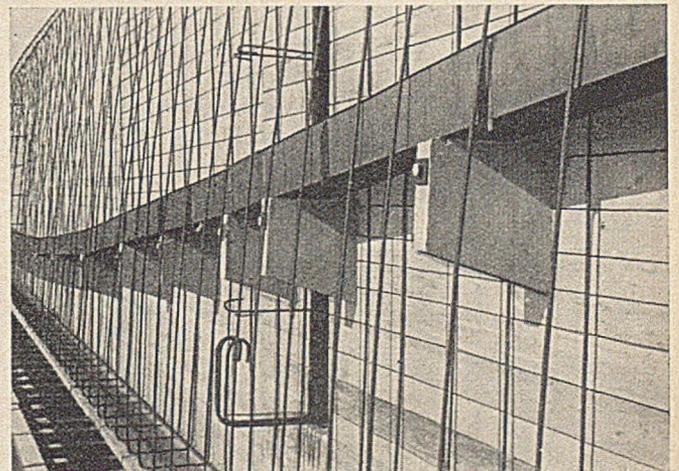


Abb. 14. Befestigung der Blechkasten des Spannkabels auf Betonkonsolen an der Stegchalung.

dem Auspressen wird das Öl mit Trichloräthylen herausgespült.

Beim Vorspannen wird die Bewegung des Kabels wieder an mehreren Fenstern beobachtet. Abb. 15 zeigt das Kabel an einem solchen Fenster, und man sieht, wie sich alle Litzeln vollkommen gleichmäßig um den hier 28 cm

betragenden Weg verschoben haben. Die gleichmäßige Verschiebung wird bei Spanngliedern aus mehreren Lagen von Drähten oder Litzen nur dann erreicht, wenn die Reibung der Drähte am Gleitkanal niedriger ist als die Reibung der Drähte oder Litzen untereinander. Dies ist eine wichtige Bedingung, die in der Praxis wenig beachtet wird und mit den reibungsvermindernden Maßnahmen des hier angewandten Verfahrens einwandfrei erfüllt werden kann. Ist die Reibung am Gleitkanal größer, so wird die äußerste Lage der Drähte oder Litzen gebremst, während die nächsten Lagen auf ihr rutschen. Da am Spannende bei allen Lagen die gleiche Dehnung hergestellt wird, muß zwangsläufig die gebremste Lage in der Endstrecke stark überbeansprucht werden. Bei mangelhaften Gleiteinrichtungen konnten wir diese Erscheinung schon beobachten.

Die Bruchsicherheit der Balken über den Pfeilern wurde eingehend untersucht. Wir kamen dabei zu dem Ergebnis, daß die bisher übliche Bügelbewehrung für die Schubsicherung wenig sinnvoll ist, da die Bügel zum Teil parallel zu den im Bruchzustand auftretenden Rissen verlaufen. Beim Übergang zum Bruch bildet sich zwischen den Biegerissen ein Druckgewölbe von Pfeiler zu Pfeiler aus, das vom Zugglied des durchlaufenden Kabels unterstützt wird (Abb. 16). Wenn die möglichen lotrechten Komponenten des Kabels und des Druckgewölbes zusammen im

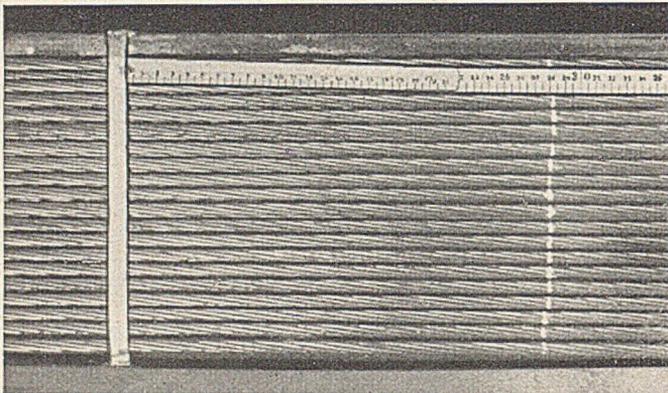


Abb. 15. Das Litzenkabel an einem Beobachtungsfenster nach 28 cm Verschiebung.

Bruchzustand die 1,75fachen Querkräfte aufnehmen können, dann ist die Bruchsicherheit auf Schub ohne alle Bügel gewährleistet (Abb. 17). Dabei ist es zweckmäßig, das Druckglied dort, wo es am höchsten beansprucht wird, durch eine Umschnürung widerstandsfähiger zu machen. Im übrigen müssen die Betonsäulen zwischen den oberen Biegerissen die Auflagerdrücke des Kabels übertragen können.

Wir haben an Versuchskörpern die Zweckmäßigkeit einer solchen Bewehrung geprüft und gefunden, daß damit die Bruchsicherheit von Durchlaufträgern über Zwischenstützen ohne Bügel oder Stegverdickungen über das erforderliche Maß hinaus gewährleistet werden kann.

Alle drei Brücken hatten konzentrierte Spannkabel, deren Vorteile der Verfasser an anderer Stelle eingehend geschildert hat (vgl. Bautechnik [1953] S. 89). Von den Konstruktionsregeln des Stahlbetons ausgehend, könnte man zunächst gegen dieses Zusammenfassen des Spannstahles Bedenken haben und meinen, daß man den Spannstahl in der gleichen Weise wie beim Stahlbeton über den ganzen Querschnitt verteilen müsse. In Wirklichkeit besteht aber folgender grundlegender Unterschied zwischen Stahlbeton und Spannbeton:

Beim Spannbeton wirkt der Beton nur auf Druck, beim Stahlbeton auf Druck und Zug. Beim Stahlbeton brauchen wir die Verteilung der Bewehrung, um die Rißabstände und Rißweiten klein zu halten. Der Sinn der Vorspannung ist es aber, die Risse im Gebrauchszustand ganz auszuschließen, indem wir den Beton hier nicht auf Zug, sondern nur auf Druck beanspruchen. Die Vorspannung

befreit uns also von den Sorgen um Risse und damit auch von der Notwendigkeit der Verteilung des Spannstahles auf die ganze Zugzone.

Die aus wirtschaftlichen Gründen entstandene beschränkte Vorspannung dagegen befreit den Konstrukteur nur in beschränktem Umfang von der Sorge um die Risse und besitzt deshalb die Vorzüge der vollen Vorspannung nur im beschränkten Maße. Dort ist also wegen der Rißgefahr eine Verteilung der Bewehrung in der Zugzone zweckmäßig.

Die beschränkte Vorspannung ist ihrem Wesen nach ein Zwitter, halb Stahlbeton halb Spannbeton; die spezi-

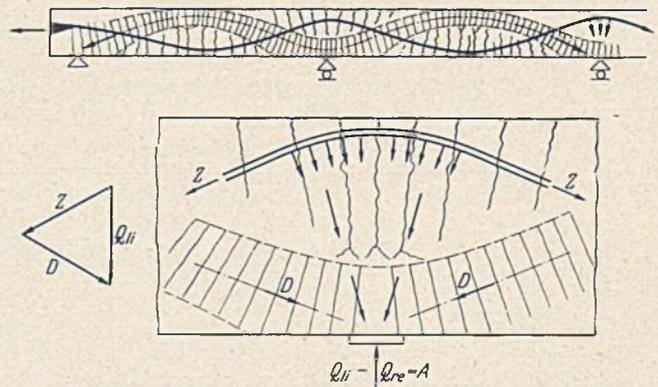


Abb. 16. Risse und Tragwirkung vorgespannter Durchlaufträger im Bruchzustand.

fischen Kennzeichen der beiden Konstruktionsarten werden verwischt, und es wird dadurch viel Verwirrung in den Köpfen angerichtet.

Wohl geht beim Spannbeton nach dem Überschreiten der zulässigen Lasten die vorgedrückte Zugzone in den gerissenen Zustand über. Hier genügen aber die Verbundwirkungen der Haftung, Reibung und gewisser Scherwider-

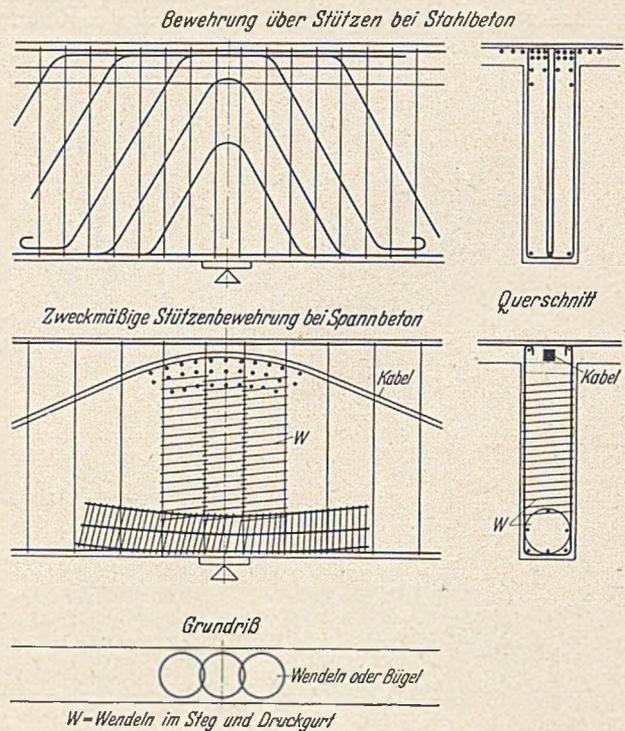


Abb. 17. Zweckmäßige Bewehrung vorgespannter Durchlaufträger über Zwischenstützen.

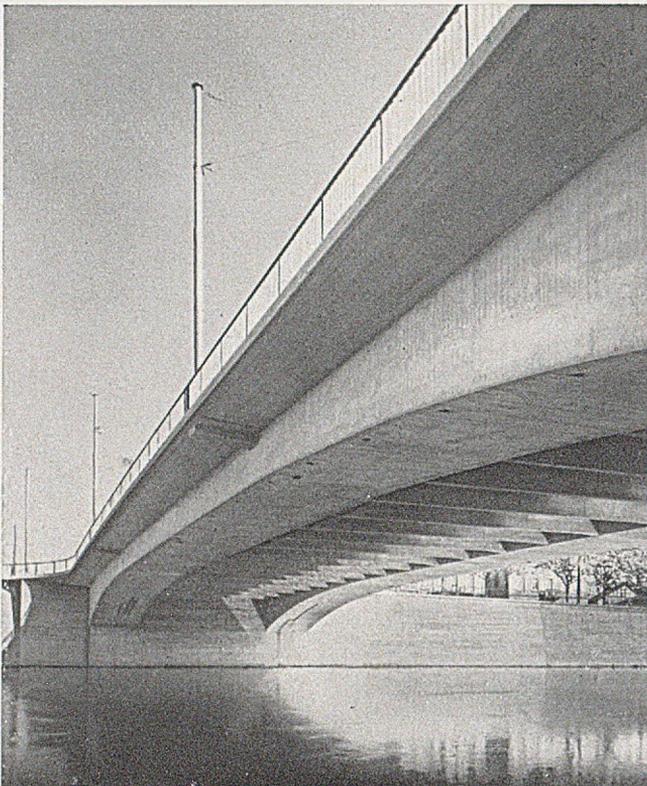
stände auch bei zusammengefaßten Kabeln vollkommen, um die geforderte Bruchsicherheit zu gewährleisten. Was wollen wir von unseren Bauwerken denn mehr, als daß die nötige Sicherheit gegeben ist. Vergessen wir doch nicht, daß wir für ein gutes Verhalten im Gebrauchszustand bauen und nicht für schöne Bruchbilder. Für den wich-



SPANNBETONSTAHL U.-DRAHT
SPUNDWANDEISEN
STAHLRAMMPFÄHLE
PROFILE FÜR DEN STAHLBAU
SCHIENEN
für jede Beanspruchung
WALZWERKSPRODUKTE
aller Art



HÜTTENWERK RHEINHAUSEN AKTIENGESELLSCHAFT



ROSENSTEINBRÜCKE STUTTGART-BAD CANNSTATT

Ausführung 1952

Zweigelenrahmen in Spannbeton mit 68,50 m Spannweite und $\frac{1}{100}$ Konstruktionshöhe**LUDWIG BAUER · STUTTGART O**

Stahlbeton-, Hoch- und Tiefbau

WARUM LeTOURNEAU

Erdbewegungs-  Maschinen

- ① ... weil sie die älteste Firma auf dem Gebiet der Erdbewegung ist, mit Erfahrungen, gesammelt in einem weltweiten Einsatz.

TECHNICA München · Theatinerstraße 23 · Telefon 26597
Düsseldorf · Kasernenstraße 18 · Telefon 27836

Wer von
QUALITÄTSBETON
spricht, denkt an:

PLASTIMENT
G M B H
KARLSRUHE
POSTF. 200 TEL. 9644

MENCK-Mitteilung

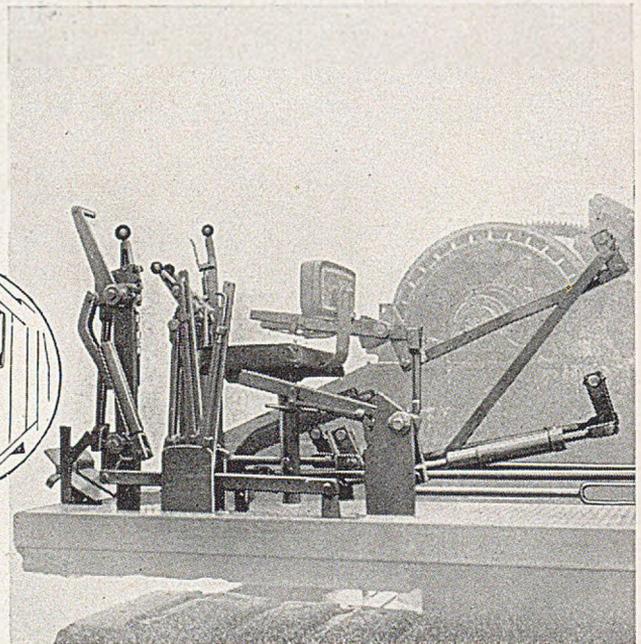
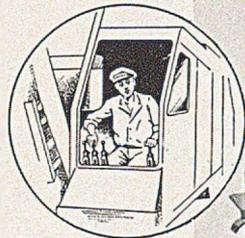
Hamburg-Altona, September 1953

Die MENCK-Kleinhebelelei ist ein charakteristisches Merkmal unserer Bagger. Sie dient zur leichten, mühelosen Betätigung der Geräte. Während im allgemeinen schwere Hebel mit langem Hebelweg verwendet werden, kommt die Menck-Kleinhebelelei mit kleinen, kurzen, leicht beweglichen Hebeln aus. Sie sind so angeordnet, daß der Baggerführer mit einer Hand mühelos mehrere Hebel betätigen kann.

Die Betätigung der MENCK-Universalbagger erfolgt voll mechanisch. Dadurch wird geringste Störanfälligkeit gewährleistet. Die Kupplungen der Hub- und Senktrommel werden über Hilfsscheibenkupplungen betätigt. Diese wirken wie ein Relais: Der Maschinist gibt über Handhebel und Hilfskupplung nur den „Impuls“, während das Einschalten der Trommelkupplungen durch den Motor besorgt wird.

Menck-Bagger durch Qualität weltbekannt!

MENCK & HAMBROCK GMBH



tigeren Gebrauchszustand bieten aber die konzentrierten Spannkabel entschieden Vorteile. Daß man mit ihnen die wichtige Reibungsfrage einwandfrei lösen kann, hat erst kürzlich auch Prof. Fritz, Karlsruhe, bestätigt durch sorgfältige Messungen an einer dreifeldrigen Brücke, die wir von einem Ende aus vorgespannt haben. Fritz nannte die Reibung überraschend niedrig.

Es wird gut sein, wenn wir Ingenieure aus der Frage der Zusammenfassung oder Aufteilung der Spannglieder keinen Weltanschauungskampf machen wie z. B. die Architekten bei Flach- oder Steildach. Wir sind in der glücklichen Lage, uns auf nüchterne Tatsachen berufen zu können, und diese Tatsachen zeigen, daß mit zusammengefaßten Spannkabeln tadellose Brücken in großer Zahl

gebaut wurden und im Versuch die geforderte Bruch-sicherheit sogar weit überschritten wurde. Die unlegbaren Vorteile der einfachen Ausführung, der Verwendung steiferen, kriecharmen Betons mit groben Zuschlägen und steifen Einpreßmörtels, der störungsfreien Fortleitung der Vorspannkraft mit niedriger Reibung über viele Öffnungen hinweg und die größere Wirtschaftlichkeit sind nicht zu übersehen.

Zum Schluß ist es mir noch ein Anliegen, denjenigen Behörden zu danken, die so aufgeschlossen waren, die geschilderten Bauwerke und zahlreiche andere ihrer Art trotz mancher Neuerungen ausführen zu lassen. Besonderer Dank gebührt Herrn Prof. Dr.-Ing. Deininger, der die Straßenbrücken beratend und prüfend betreut hat.

Kurze Technische Berichte.

Brücke aus Spannbetonfertigteilen.

Das Ergebnis der Ausschreibung für eine 2-spurige Straßenbrücke von 69 m Gesamtlänge in Roseville, Ohio, USA, zeigte die Konkurrenzfähigkeit der Bauweise in Spannbetonfertigteilen sowohl in wirtschaftlicher Hinsicht als auch in bezug auf die Bauzeit. Der zur Ausführung gewählte, preislich günstigste Entwurf sah 5 Öffnungen von 13,4 m Spannweite vor, die durch je 9 vorgefertigte Spannbetonträger überbrückt wurden. Die Bauzeit betrug 200 Tage.

Die Spannbetonfertigräger waren in I-Form mit 76 cm Höhe ausgebildet, die mit der an Ort und Stelle aufgebrachten, 11,4 cm dicken Betonplatte in Verbund wirkten. Zwecks Scha-

gesetzt aus 7 Drähten von insgesamt 0,23 cm² (Abb. 1 b). Die Seile besitzen eine Bruchspannung von 18,3 t/cm² und wurden im Spannbett bis rd. 11,2 t/cm² angespannt. Im Augenblick des Aufbringens der Vorspannung auf den Beton betrug die Beanspruchung der Seile rd. 10,3 t/cm², die sich durch Schwinden und Kriechen des Betons wahrscheinlich auf rd. 9,4 t/cm² abmindern wird.

Der Trägeruntergurt erhielt bei Aufbringen der Vorspannung 141 kg/cm² und im endgültigen Zustand 112 kg/cm² Druck. Die durch die Vorspannung im Obergurt entstehenden Zugspannungen durften 50% der Zugfestigkeit nicht überschreiten. Trotz der niedrigen Zugspannungen ist eine schlaaffe Bewehrung in den Obergurt eingelegt.

Unter Gebrauchslast tritt kein Zug in dem Unter-gurt auf, sondern nur ein Abfall der Druckspannung auf rd. 7 kg/cm². Die größte Druckspannung in dem Obergurt und in der Platte beträgt dabei 42 kg/cm². Aus diesem Grunde konnte für die Betonplatte ein Beton geringerer Festigkeit (W_{29} : 280 kg/cm²) verwendet werden als bei den Trägern. Neben wirtschaftlichen Vorteilen hat diese magere Mischung den Vorzug geringerer Schwindmaße.

Im Steg der Träger überschreitet die größte Schubspannung den Wert von 14 kg/cm² nicht. Trotzdem wurden die üblichen Bügel (ϕ 9,5 mm) im Abstand von 30 cm verlegt.

Eine ausreichende Verteilung der Verkehrslast in der Quer-richtung wird sichergestellt durch 2 parallel zu den Wider-lagern bzw. Pfeilern verlaufende, an Ort zusammen mit der Platte betonierte Querträger mit Vorspannung. Diese Quer-vorspannung besteht aus vier 7-drähtigen Seilen von 1,39 cm² Querschnitt, die durch Löcher in den Balkenstegen eingefädelt werden. Eine Papierummantelung soll den Verbund mit dem Ort-beton verhindern. Nach ausreichender Erhärtung des Betons wurden die Seile mit 8,8 t/cm² angespannt und durch Fest-ziehen einer Mutter auf einem aufgeschmiedeten Endstück ver-ankert.

Die Herstellung der Spannbetonträger erfolgte in 2 neben-einanderliegenden, 44 m langen Spannbetten, die auf einem neben der Baustelle befindlichen, 5 m breiten Betonstraßen-stück eingerichtet werden konnten. Da jeweils 3 Träger in einem Strang hintereinander erstellt wurden, ergab sich die Möglichkeit, insgesamt 6 Träger gleichzeitig fertigzustellen (Abb. 2).

Als Widerlager des Spannbettes wurden 1,22 m hohe und 1,22 m breite Betonblöcke quer zur Straße betonierte, welche

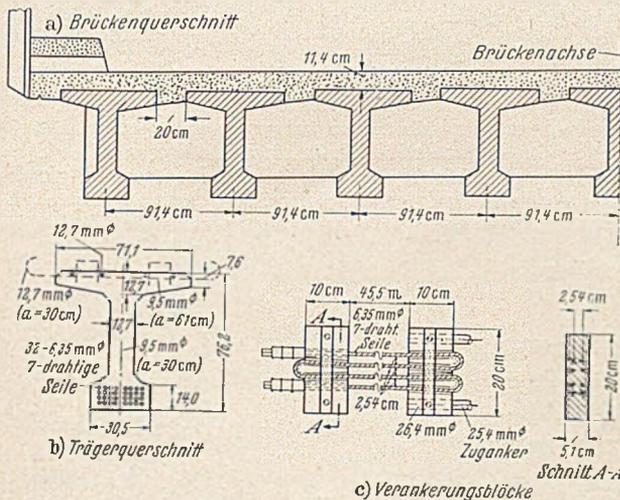


Abb. 1. a), b), c) Querschnitte und Seilverankerung.

lungersparnis wurden die Obergurte der Träger möglichst breit ausgebildet und mit einem Zwischenraum von nur 20 cm verlegt. Zur Übertragung der Schubkräfte zwischen Betonplatte und Träger war der Obergurt seitlich und oben mit Bügel versehen (Abb. 1 a und 3).

Die Belastung der Brücke besteht aus dem Ohio-Lastzug von SL 5-46, der etwa dem AASHO-Lastzug H-20 entspricht.

Bei Überprüfung eines Trägers ergab sich unter Zugrundelegung einer Zugfestigkeit des Betons von 49 kg/cm²

(W_7 : 350 kg/cm², Zusatz von 1% Kalziumchlorid)

eine Risselast von:

Eigengewicht + 2,25 · Verkehrslast
oder

1,63 · (Eigengewicht + Verkehrslast)

und eine Bruchlast der Träger von:

Eigengewicht + 4,1 · Verkehrslast

oder

2,58 · (Eigengewicht + Verkehrslast).

Die Vorspannung der Träger erfolgte im Spannbett durch 32 im Unter-gurt liegende Seile von je 6,35 mm ϕ , jedes zusammen-

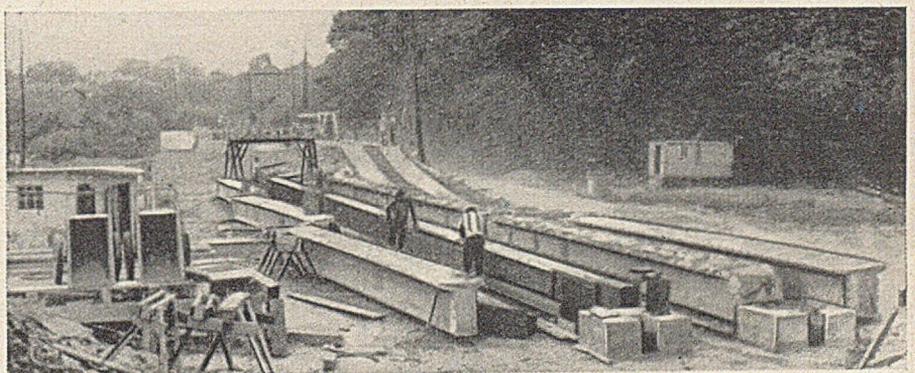


Abb. 2. Spannbett mit ausgeschalteten Trägern.

den Horizontalschub von rd. 80 t an die bestehende Straßendecke ableiteten und die außerdem durch 5 Pfähle gegen Umkippen gesichert waren.

Die auf 183 m abgelängten Seile wurden auf einer besonderen Werkbank so abgebogen, daß sich viermal die erforderliche Länge von rd. 46 m ergab. Die beiden freien Enden dieses vierfachen Stranges erhielten für die Verankerung

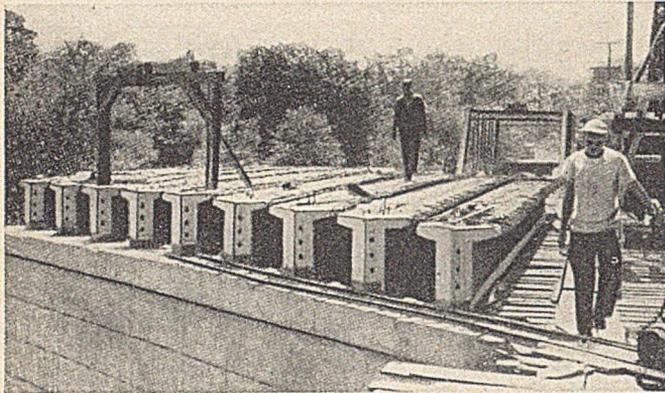


Abb. 3. Eingebaute Spannbetonträger.

Überfallbreite von rund 21 m fließen etwa 350 m³/s über die Mauer ab.

Ein etwa 400 m langer Stollen führt zu einem 30 m hohen freistehenden Wasserschloß von 4,85 m Ø und 60 000 m³ Inhalt. Von dort gehen 2 Druckrohre aus Stahl von 3,65 m Ø und 82 m Länge zu den Turbinen. Der Zufluß zu den Turbinen kann von einem Schieber innerhalb 18 Sek. abgesperrt werden. Zwei

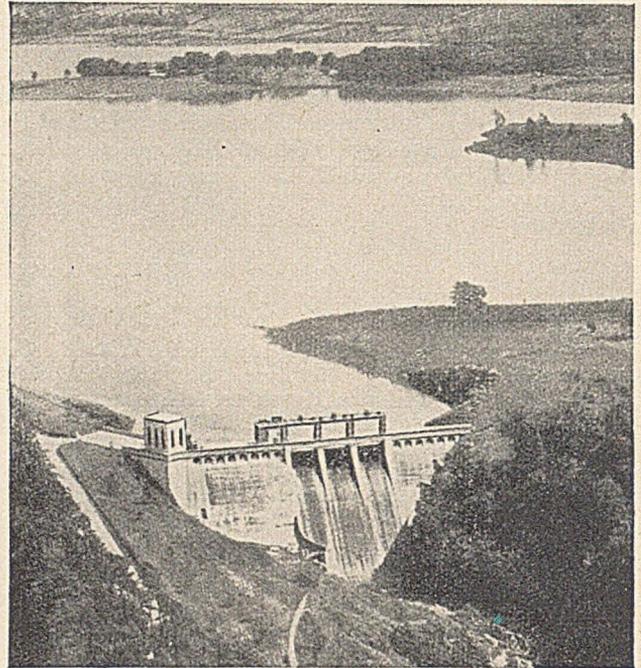


Abb. 1. Luftbild der Poulaphuca-Talsperre.

Muffen hydraulisch aufgepreßt. Diese Enden und die Schlaufen wurden, wie in Abb. 1 c dargestellt, in Stahlblöcke verankert, die außerdem die Aufgabe hatten, ein gleichmäßiges Anspannen sicherzustellen. Durch diese Konstruktionen konnte die Anzahl der Endverankerungen von insgesamt 64 auf 16 abgemindert werden.

Nach Einbau im Spannbett wurden die beiden Zuganker (25 mm Ø) des beweglichen Stahlblockes an einer 30 t-Pressen befestigt und dann herausgezogen und mit Hilfe von Stahlfuttern in dieser Lage gehalten. Gemessen wurde sowohl die Zugkraft als auch die Längenänderung, die rd. 308 mm betrug.

Nach Fertigstellung der schlaffen Bewehrung und Aufstellen der Sperrholzschalung wurde der Beton eingebracht, die Formen 2 Tage später ausgeschalt, der Beton noch 5—7 Tage feucht gehalten und dann bei Erreichen der Festigkeit von 350 kg/cm² die Vorspannung durch nacheinander durchgeführtes Zerschneiden der einzelnen Seile aufgebracht. Aus Platzmangel erfolgte anschließend gleich der Einbau mit Hilfe eines provisorischen Holzgerüsts. [Nach Engg. News-Record 140 (1952) Nr. 16 vom 16. Okt. 1952. S. 35.]

H. Fröhlich, Dortmund.

Wasserkraftwerke in Irland.

Irland besitzt keine Kohlevorkommen und ist daher auf die Erzeugung elektrischer Energie aus Wasserkraft und Torf angewiesen. Heute kann etwa 50 % des Energiebedarfes aus der Wasserkraft gedeckt werden. Im Jahre 1951 wurden in Irland insgesamt 937 Mio. kWh erzeugt. Die größte Wasserkraftanlage ist noch immer die im Jahre 1927 von den Siemenswerken erstellte Anlage Shannon mit 85 500 kW Turbinenleistung. In neuerer Zeit wurden am Liffey-Fluß die Anlagen Poulaphuca (30 000 kW), Golden Falls (4000 kW) und Leixlip (4000 kW) und am Erne-Fluß die Anlagen Cliff (10 000 kW) und Cathaleens Falls (45 000 kW) errichtet. Diese Wasserkraftanlagen befinden sich als einzige jetzt im Betrieb. Zwei kleinere Anlagen am Lee-Fluß sind noch im Bau. Im folgenden sollen die Anlagen am Liffey und Erne beschrieben werden.

Der Liffey entspringt in 590 m Höhe und ist bis zu seiner Mündung bei Dublin 132 km lang bei einer Größe des Einzugsgebietes von 1300 km². Poulaphuca ist die höchstgelegene der 3 Wasserkraftanlagen am Liffey und besitzt einen Speicher von 180 hm³ Nutzhalt bei 11,6 m Absenkung. Dadurch sind alle Anlagen am Liffey als Spitzenkraftwerke geeignet. Die Staumauer Poulaphuca ist eine Gewichtsmauer aus Beton von 30,5 m Höhe und 91,5 m Länge (Abb. 1 und 2). Bei einer größten Überfallhöhe bei gezogenen Schützen von 4,88 m und einer

vertikalachsige Kaplan-turbinen erzeugen unter einer mittleren Fallhöhe von 47 m mit 300 U/min eine Leistung von 30 000 kW.

Die Golden Falls-Anlage bildet das Ausgleichsbecken von Poulaphuca und ist ungefähr 2 km flußab gelegen. Die Betonmauer hat eine Höhe von 14,3 m und eine Länge von

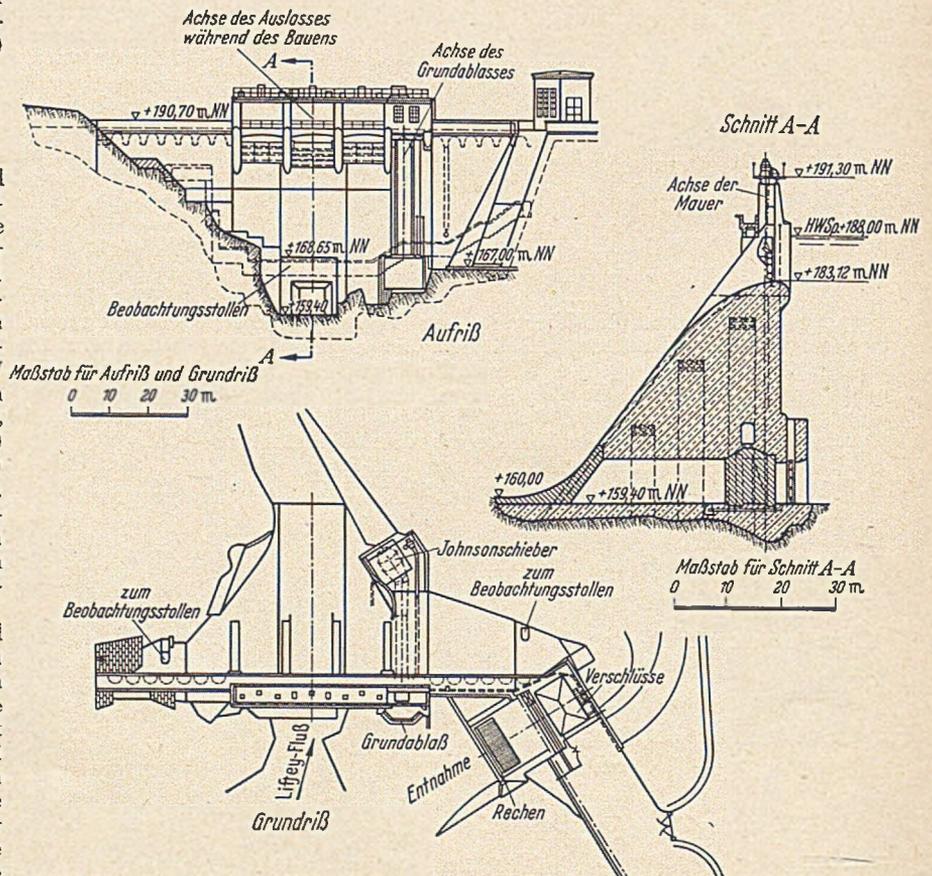


Abb. 2. Poulaphuca-Staumauer. Ansicht, Schnitt A—A und Grundriß.

100 m. Der Überfall von ähnlichen Ausmaßen wie der von Poulaphuca ist mit Walzenwehren verschließbar. Eine Druckrohrleitung von 3,05 m \varnothing und 21 m Länge führt zu dem mit der Mauer verbundenen Krafthaus. Eine vertikalachsiges Propellerturbine erzeugt unter einer mittleren Druckhöhe von 18,3 m bei 187,5 U/min eine Leistung von 4000 kW.

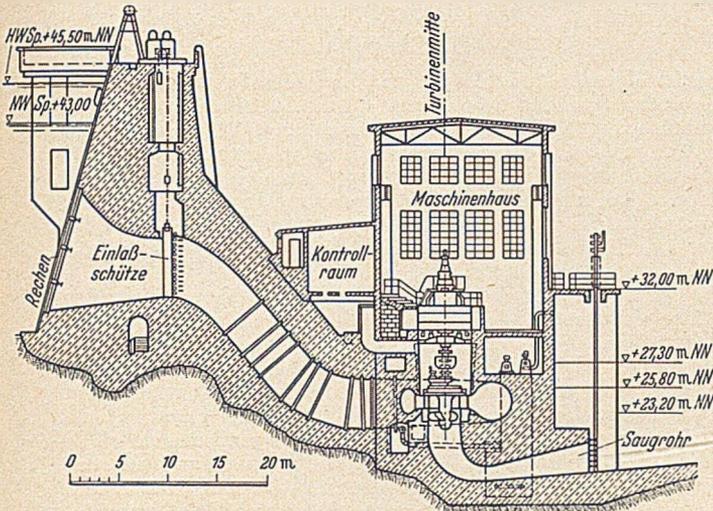


Abb. 3. Leixlip-Staumauer. Schnitt durch das Kraftwerk.

Ungefähr 65 km flußab ist die Kraftanlage Leixlip mit einer Gewichtstaumauer aus Beton von 22,5 m Höhe und 114 m Länge erbaut worden (Abb. 3). Sie staut ein Tages-speicherbecken von 750 000 m³ auf. Auf der Mauer ist ein Überfall von 3 · 6,1 m Länge und 4,55 m Höhe für eine Hoch-

schließbar. Eine sehr flache Fischtreppe besteht aus 36 Becken, von denen jedes 7,6 m Länge und 3,6 m Breite aufweist. Die Aufstiegshöhe von Becken zu Becken beträgt 46 cm. Die Schlupflöcher haben 68,5 cm \varnothing . Der Gründungsfelsen besteht aus Dolomit und man mußte u. a. Zementeinpressungen bis zu 30 cm Tiefe unter die Gründungssohle vornehmen. Eine vertikalachsiges Kaplanturbine erzeugt unter einer mittleren Druckhöhe von 10 m bei 115,3 U/min eine Leistung von 10 000 kW.

Im Unterwasser von Cliff ist die Wasserkraftanlage Cathaleens Falls erbaut worden. Sie wird von einer Betongewichtstaumauer von 27,5 m größter Höhe und 305 m Länge gebildet. Die Hochwasserentlastung ist in 11 m Gesamtbreite angeordnet worden. Zwei Druckrohre aus Stahl (Abb. 4) von 6,1 m \varnothing leiten das Wasser zu den im Beton eingebetteten Stahlschlangen. Jetzt sind zwei Kaplanturbinen eingebaut worden, die unter einer mittleren Druckhöhe von 28,2 m bei 187,5 U/min eine Leistung von 45 000 kW erzeugen. Der Unterwasserspiegel dieser Anlage schwankt infolge der Gezeitenwirkung um über 6 m. [Nach Engineering 173 (1952) Nr. 4508 S. 772 bis 776.]
Dr.-Ing. Fritz Orth, Berlin.

Das Isolieren gegen Kälte und Schall sowie der Erschütterungsschutz im Bauwesen.

Das hier interessierende Isolieren besteht darin, irgend etwas mit schlecht leitenden Stoffen zu ummanteln. Das Isolieren von Bauten gegen Feuchtigkeit wird hier nicht betrachtet, sondern — der Überschrift entsprechend — nur das Isolieren gegen Kälte und Schall.

I. Wärmeschutz.

Daß das Klima ein Lebensbeherrscher der Menschheit ist, wurde uns infolge des Kohlenmangels in jämmerlicher Weise zum Bewußtsein gebracht. Unser Wetter zeigt eine starke Veränderlichkeit der Lufttemperatur, die in kalten Wintern

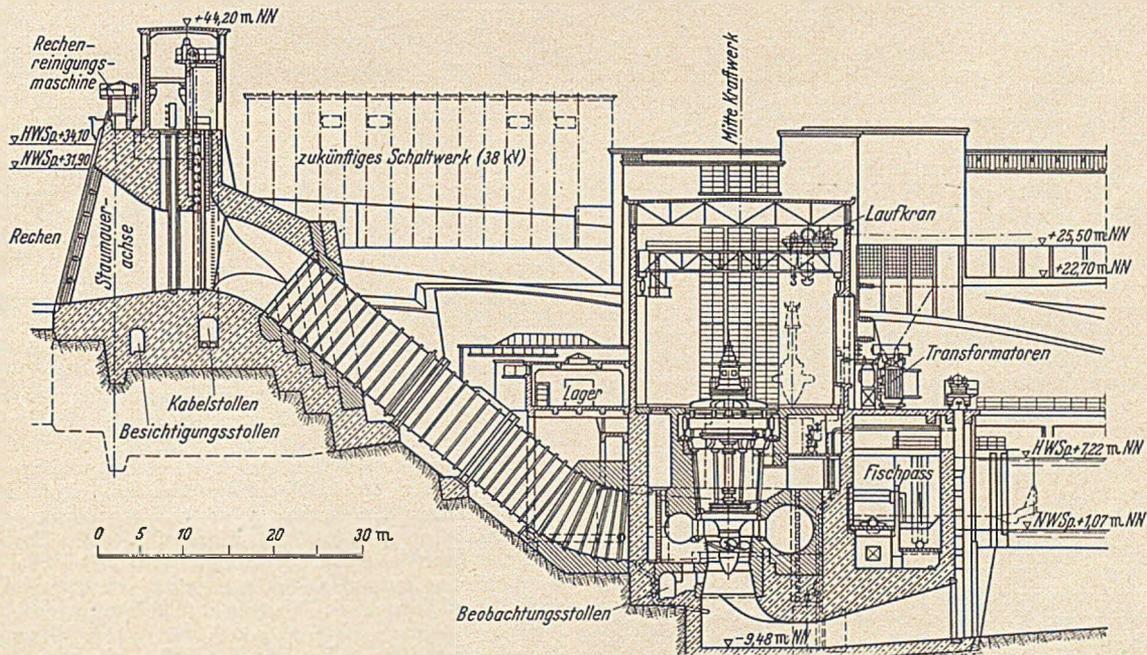


Abb. 4. Cathaleens-Staumauer. Schnitt durch das Kraftwerk.

wassermenge von 300 m³/s vorgesehen. Die Entnahme des Triebwassers geschieht durch einen 6,1 m breiten und 8,5 m hohen Einlaß. Die daran anschließende Druckrohrleitung hat 3,2 m \varnothing . Eine Kaplanturbine leistet unter einer mittleren Druckhöhe von 17 m bei 300 U/min 4000 kW. Für die Fische ist ein Aufzug ähnlich dem bei Kraftwerk Kembs vorgesehen eingebaut worden.

Die Wasserkraftanlage Cliff liegt am Erne-Fluß. Dieser fließt im Nordwesten Irlands in den Atlantischen Ozean und hat eine Länge von fast 100 km und ein Einzugsgebiet von ungefähr 4000 km². Die mittlere jährliche Regenmenge beträgt 1050 mm. Das Mittelwasser des Erne beträgt 102 m³/s. Zwei oberhalb gelegene große Seen haben eine nutzbare Speichermenge von 229 hm³. Die Stauhöhe der Betonstaumauer beträgt 12,2 m. Zwei Überfälle von je 6,1 m sind mit Schützen ver-

unter -20° sinkt und an heißen Sommertagen bis auf 35° ansteigt. Der Spielraum, den die Lufttemperatur innerhalb eines Jahres bei uns durchlaufen kann, beträgt demnach 50° bis 60°. Bei diesem Klima interessiert am meisten das Isolieren gegen Kälte. Wir besorgen das an unserem Körper durch warmhaltende Kleidung und benutzen zum Beeinflussen des Klimas unserer Aufenthaltsräume isolierende Baustoffe.

Im Wohnungsbau steht der ausreichende Schutz gegen Kälte, Schall und Erschütterungen an hervorragender Stelle. Bei der mit dem Wiederaufbau verbundenen Verkleinerung der Wohnflächen bedarf es besonderer sachverständiger Überlegungen, damit die Wohnung trotzdem behaglich wird. Die vom Deutschen Normenausschuß veröffentlichte DIN 4701 über „Regeln für die Berechnung des Wärmebedarfs von Gebäuden“ erläutert, daß der Wärmebedarf eine Gebäudeeigen-

schaft ist, die vom wärmedichten Bauen abhängt. Dazu gehört Verständnis für die wesentlichen physikalischen Zusammenhänge, die dabei maßgebend sind! Es genügt nicht, die Fachkenntnisse auf die Heizungsanlage zu beschränken. Die Gebäude sollen wärmedicht sein, um Heizkosten zu sparen und um den Aufenthalt behaglich zu machen, wozu bei sitzender Beschäftigung 18 bis 20° Wärme nötig sind. Zum Mindestwärmeschutz sind erforderlich: Außenwände, deren Wärmeschutz dem einer 1½ Stein, also 38 cm starken Ziegelmauer mit 1,5 cm Außen- und Innenputz entspricht, was auch für die Decken über Kellern und Dachgeschoßräumen gilt. Zwischendecken der Stockwerke müssen mindestens den Wärmeschutz einer 1 Stein, also 25 cm starken Ziegelwand bieten. Das Verbessern des Wärmeschutzes der Außenwände geschieht mittels dünner isolierender Bauplatten, die innen an den tragenden Außenwänden angebracht werden. Wand- und Deckenkonstruktionen, deren Wärmedämmungen von wärmetechnischen Instituten geprüft sind, kann man aus entsprechenden Tabellen entnehmen.

Wird eine Wand infolge ihrer ungenügenden Wärmespeicherfähigkeit zu schnell abgekühlt, so besteht die Gesundheits- und baustoffschädliche Gefahr der Schwitzwasserbildung, die durch ausreichendes Isolieren dieser Wand vermieden wird.

Besondere Beachtung ist den Fenstern zu widmen. Man unterscheidet bekanntlich zwischen einfachen und Doppelfenstern. Sind Fenster größer, als es für genügendes Tageslicht erforderlich ist, so wirken sie wärmetechnisch ungünstig. Die Zugscheinungen in Fensternähe werden oft für eindringende Außenluft gehalten, sind aber in Wirklichkeit eine Folge der an den Scheiben abgekühlten Raumluft, die herabfällt, weil kalte Luft schwerer ist als warme.

Bei Fenstern und Türen ist für das Abkühlen hauptsächlich deren Luftdurchlässigkeit maßgebend, die durch Güte der Ausführungen zu verhindern ist. Bei schlechten Ausführungen der Fenster und der Türen steigt der Wärmebedarf — besonders bei windigem Wetter — ganz erheblich, so daß die Baumängel beseitigt werden müssen, anstatt die Heizfläche zu vergrößern.

Die zum Erwärmen der Gebäude erforderlichen Kessel- und Raumheizflächen werden durch Wärmebedarfsrechnungen bestimmt, und das Isolieren der Bauten gegen Wärmeverluste soll den durch Heizungen zu deckenden Wärmebedarf vermindern.

Regeln für die Berechnung der Kessel von Heizungsanlagen gibt DIN 4702, und Regeln für die Berechnung der Gliederheizkörper und Rohrheizkörper DIN 4703.

Für die Isolierfähigkeit eines Baustoffes, d. h. für seine Wärmedämmung ist seine Wärmeleitfähigkeit maßgebend, die jene Wärmemenge in Kilokalorien angibt, welche durch einen Baustoff-Probenwürfel von 1 m Kantenlänge in einer Stunde bei 1° Temperaturunterschied zweier Gegenseiten hindurchgeht, während alle anderen Seiten gegen Wärmeverlust isoliert sind. Außer dem chemischen und physikalischen Gefüge eines Baustoffes ist für seine wärmedämmende Wirkung die Menge und die Größe seiner Luftporen von wesentlicher Bedeutung. Das allgemein bekannte Beispiel der Doppelfenster beweist die isolierende Wirkung stehender Luftsäulen. Je mehr Luftporen ein Baustoff hat, und je kleiner diese sind, um so besser isoliert er. Für „Wärmeschutzstoffe, Glasfaser-Isolier-tuch“ ist maßgebend DIN 3745.

Die Wärmeleitfähigkeiten von Isolierstoffen werden beeinflusst vom Raumgewicht dieser Stoffe sowie von deren Feuchte und von der Temperatur. Nach der steigenden Wärmeleitfähigkeit, also nach der abnehmenden Isolierfähigkeit geordnet, seien hier erwähnt: Schaumisolierstoffe aus Kunstharzen, Seegras, Kork, Kokosfasern, Steinwolle, Glaswolle, Schlackenwolle, Torfplatten, Kieselgur, Leichtbauplatten aus Holzfasern¹, Sperrholz als innere Wandbekleidung, Schlacke in Hohlräumen und Decken, Gipsdielen, Schwemmsteine, Sand als trockene Schüttung in Decken, Schlackensteine, Ziegelmauerwerk, Kalkstein, Kiesbeton, porige Natursteine, z. B. Sandstein, Stahlbeton, dichte Natursteine, z. B. Basalt, Granit und Marmor.

Der Begriff des Wärmeschutzes stammt aus der Dampfwirtschaft, die Wärmeverluste der ungeschützten Oberflächen an Dampfkesseln und Rohrleitungen vermeiden will. Die dabei als Wärmeschutz verwendeten Isolierstoffe werden als Schnüre, Schalen oder Matten auf die zu isolierenden Teile aufgebracht und aus Festigkeitsgründen mit einem Hartmantel versehen.

Bei sehr hohen Temperaturen werden feuerfeste Steine benutzt, für die es eine ganze Reihe von DIN-Vorschriften

¹ Leichtbauplatten aus Holzwolle werden beurteilt nach DIN 1101.

gibt. Wärme- und Schallschutz sind verschieden! Mit den jetzigen Baustoffen und Bauweisen kann Wärmeschutz leichter erreicht werden als Schallschutz. Z. B. ist eine aus porigem Baustoffe gefertigte Wand ein ausreichender Wärmeschutz, aber kein genügender Schallschutz, weil sie sehr leicht ist, die Schalldämmung aber mit dem Gewichte der Wand zunimmt.

II. Schallschutz.

Schall und Geräusche als ungeordneter Schall sowie Lärm als sehr störender Schall sind durch Luftschwingungen verursachte Empfindungen unseres Hörsinnes. Nach ihrem Ausbreiten in verschiedenen Stoffen unterscheidet man: Luftschall, Körperschall (bei festen Körpern) und Wasserschall. Man kann Schall mittels eines Mikrofones messen. Der technische Fortschritt ist mit einem Vermehren des Lärmes verbunden, der im Hinblick auf unsere Behaglichkeit, Leistungsfähigkeit und Gesundheit eingedämmt werden muß.

Der Schallschutz dient vor allem unserer Nervenkraft, denn Lärm verwirrt unsere geistigen Funktionen und fördert die Gereiztheit. Schallschutz ist deshalb ebenso wichtig wie Wärmeschutz! Billige und leichte Baustoffe sowie der Straßenverkehr und der Betriebslärm erfordern Schallschutz, wozu DIN 4109 „Richtlinien für den Schallschutz im Hochbau“ gibt.

Neben der Dämmung des Luftschalles muß auch der Trittschall gedämmt werden, der beim Begehen einer Decke entsteht, als Körperschall weitergeleitet wird und teilweise als Luftschall abstrahlt. Schutz gegen Körperschall ist hauptsächlich bei Betriebseinrichtungen erforderlich. Der Luftschall wird wesentlich durch Biegeschwingungen der Wände und Decken übertragen und teilweise durch die Poren der Bauteile. Der Körperschall wird durch den Baustoff fortgeleitet.

Das Grundgesetz der Schalldämmung lautet: Schallweiche Baustoffe, z. B. Gummi, Torf, Watta, Filz und Leichtbauplatten dämmen zwischen schallharten Baustoffen, z. B. zwischen Mauerwerk, Beton oder Stahl, und schallharte Baustoffe dämmen zwischen schallweichen.

Im Hochbau sind folgende Schalldämmstoffe zu unterscheiden:

1. Porige Stoffe, die den Schall schlucken, z. B. Schaumstoffe aus Kunstharzen, Seegras, Kokosfasern, Steinwolle und Glaswolle;
2. Plastische Stoffe zur Luftschalldämmung, z. B. Kitten, Bitumen und teerartige Stoffe zum Abdichten von Spalten;
3. Elastische Stoffe zur Körperschalldämmung, z. B. Gummi, Luftpolster, Stahlwendel- und Blattfedern.

Schalldämmende Baustoffe sind z. B.: Schlackenwolle, und zwar meistens Hochofenschlacke, die als Wolle zu Platten verarbeitet, in Bitumenpapier eingewickelt verwendet wird, Steinwolle, Glaswolle, Seegras und Kokosfasern als Matten, Metallwolle aus Aluminium oder Stahl, lose und als Gewebe, Zellstofffasern als Platten, Holzwolle mit Zement, Gips oder Magnesit als Platten, Asbest mit Bindemitteln, auch mit Torf gemischt, als Platten. Asbest-Zement-Platten sind nicht schalldämmend.

Schalldämmend sind aber: Kork, und zwar Naturkork- und Preßkorkplatten sowie Korkschrottmatten. Korkschrott wird durch Erhitzen bei Luftabschluß auf etwa seinen doppelten Rauminhalt ausgedehnt, mit Bindemitteln als Expansit-Korksteinplatten und -schalen verwendet; ferner sind schalldämmend: verschiedene Fasern, z. B.: Stroh-, Zuckerrohr-, Kokos-, Torf- und Seegrasfasern als Platten und Matten; dazu kommen: Pappe, Haarfilz und tierische Wolle sowie Schaumstoffe aus Kunstharz und Teppiche aus pflanzlichen Geweben.

Schwemmsteine haben keine nennenswerte schalldämmende Wirkung und bedürfen deshalb eines Dämmstoffes als Unterlage. Genügend schalldicht sind Wände von der Dicke eines Ziegelsteines (25 cm) mit dem üblichen Putz. Wiegt ein Quadratmeter Wand weniger als 450 kg, so ist diese Wand nur dann als schalldicht zu betrachten, wenn ein entsprechendes Prüfungsergebnis eines schalltechnischen Institutes vorliegt.

Für Decken sind ein gutes Mittel gegen Trittschall die „schwimmenden Estriche“, wobei unter dem als tragfähige Gehschicht ausgebildeten Estrich elastische Platten oder Matten angebracht werden. — Schallschutz ist auch erforderlich in Theater- und Lichtspielräumen, für Filmstudios und Senderräume.

Lärm wirkt individuell verschieden. Er wirkt als Betriebslärm leistungsmindernd und verursacht schleichende Schwerhörigkeit sowie Taubheit, deren Frühstadien den Geschädigten nicht bewußt werden, sich aber — bei rechtzeitigem Eingreifen — zurückbilden lassen, und zwar: durch Arbeitsplatz-

wechsel oder Hörschutzmittel, die in den Gehörgang eingeführt aber erst nach einer gewissen Gewöhnungszeit wirken.

Das Verhindern des Lärmes muß an seiner Entstehungsstelle erfolgen, ist also zunächst eine Aufgabe des Maschinenkonstruktors. Das Ausbreiten des Lärmes wird verhindert durch: körperschalldämmende Lagerungen und luftschalldämmende Bauplatten sowie durch raumschalldämpfende Verkleidungen. Gegen den Betriebslärm wirken neben den erwähnten Schallschutzmitteln zum Beispiel Schallschluckplatten aus Glasfasergespinnst, die mit einem Kunstharzfilm überzogen sind und dicht unterhalb der Decke senkrecht aufgehängt werden.

Der Schallschutz ist unter anderem geregelt in DIN 4110 als „Technische Bestimmungen für Zulassung neuer Bauweisen.“ Richtiger Schallschutz kann ohne Spezialkenntnisse nicht durchgeführt werden. Die „Technische Lärmabwehr“, ein Handbuch gegen Lärm, Stuttgart, erläutert die Lärmbekämpfung für: Bauwesen, Verkehr, Handwerk, Industrie, Maschinenbau und Planung.

Über das Isolieren gegen Kälte und Schall ist wesentliches mit neuesten Messungs- und Versuchsergebnissen namhafter wissenschaftlicher Institute enthalten im „Bautechnischen Jahrbuch der Fa. Grünzweig & Hartmann, Ludwigshafen (Rhein), 1953. Das „Institut für Schall- und Wärmeschutz“ hat seinen Sitz in Essen, Moltkestraße 40.

Der Leistungslohn für Wärme- und schallschutztechnische Arbeiten ist geregelt in der „Tarifordnung über den Leistungslohn im Baugewerbe“, 11. Anhang.

III. Erschütterungsschutz.

Der Erschütterungsschutz im Bauwesen ist aus mehreren Gründen erforderlich. Erschütterungen können den Bestand der Bauwerke schädigen, wenn durch den Wechsel von Be- und Entlastung der Baustoff überbeansprucht wird. Menschen, die andauernd Erschütterungen ausgesetzt sind, werden gesundheitlich schwer geschädigt.

Im Straßenverkehr und im gleisgebundenen Verkehr werden Körperschalle erzeugt, die wir nicht hören, aber als Erschütterungen oder als Beben wahrnehmen. Die von Verkehrsmitteln verursachten Schwingungen gehen von der Straßendecke in den Untergrund und — wenn sie stark genug sind — von dort in die Grundmauern der Bauten, deren aufgelagerte Bauteile dann mitschwingen können. Um das Entstehen solcher Erschütterungen zu verhindern, sollen die Fahrzeuge des Straßenverkehrs luftbereift sein und die Fahrzeugfederungen sollen nach schwingungstechnischen Grundsätzen bemessen werden. Erschütterungen durch Maschinen entstehen durch bewegte Maschinenteile, welche die Maschine mit ihrem Fundamente in Schwingungen versetzen, die wir als Erschütterungen empfinden.

Bauliche Hilfsmittel gegen Erschütterungen:

Bei Straßendecken soll der Fugenverguß gemäß DIN 1996 „Bitumen und Teer enthaltende Massen für Straßenbau“ satt ausgeführt werden, weil schadhafte Fugen die Hauptursache von erschütternden Stößen sind. Federnde Straßendecken, z. B. Asphalt, nehmen die Verkehrserschütterungen gut auf. Straßenbahngleise sind möglichst auf eigenem Bahnkörper in Straßenmitte zu verlegen und die Schienenstöße zu schweißen.

Um Bauwerke gegen von außen kommende Erschütterungen zu schützen, sollen sie ausreichend bemessene Fundamente bekommen und mit Vorgärten versehen werden. Um das aufgehende Bauwerk gegen Erschütterungen zu schützen, soll der Baukörper in steifer Kastenform ausgebildet und verankert werden. Zum Schutze gegen Erschütterungen durch Maschinen dienen federnde Unterlagen. Stadtteile, die für gewerbliche Zwecke bestimmt sind, müssen von Wohngebieten abgesondert sein. Der ordentliche Erschütterungsschutz setzt Spezialkenntnisse voraus, mit denen DIN 4150 den „Erschütterungsschutz im Bauwesen“ ermöglicht.

IV. Gesetzlicher Schutz.

Gegen Lärm bietet § 366 Ziffer 10 des Strafgesetzbuches Schutz, weil öffentliche Ruhestörungen strafbar sind. Gegen Betriebslärm z. B.: Hammerwerke, Kessel- und Blechnietereien sowie Stahlkonstruktionswerke schützt § 16 der Gewerbeordnung. Lärmschutz ist aber auch unerlässlich in Spinnereien, Webereien, Großschreinereien und bei Prüfstellen für Motoren. Betriebe mit ungewöhnlichen Geräuschen können nach § 27 der Gewerbeordnung mit Bedingungen belegt oder verboten werden. Der zu unserem Thema gehörende Arbeitsschutz ist vorgeschrieben im § 120 a der Gewerbeordnung, im § 62 des Handelsgesetzbuches und im § 618 des Bürgerlichen Gesetzbuches, indem dort Schutz gegen Gesundheitsgefahren verlangt wird.

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

Weiterer Ausbau des St. Lorenz-Stromes.

Die USA (Staat New York) und Kanada planen den Ausbau der Kataraktenstrecke des St. Lorenz-Stromes zwischen Montreal und dem Ontario-See zu einer gewaltigen Wasserkraftanlage und die Fertigstellung des Seeschiffahrtsweges zwischen den genannten Punkten. Der Strom soll bei den Sault Rapids um 26,8 m (bis + 73,8 m NN) aufgestaut werden. Der Spiegel des Ontario-Sees liegt etwa auf + 75,0 m NN. Die mittlere Wassermenge beträgt an der Staustelle 6700 m³/s. Es kann dabei eine mittlere Leistung von 2 200 000 PS und eine riesig große mittlere Jahresarbeit bei 5700 Benutzungsstunden von 12,6 Md. kWh erzeugt werden. Im Oberwasser, 45 km oberhalb der Kraftanlage Sault Rapids, ist noch das Iroquois-Stauwerk zur Kontrolle des Abflusses aus dem Ontario-See geplant. Eine ganze Anzahl Erddämme hält das angestaute Wasser von dem tiefergelegenen Gelände im Rückstaugebiet fern.

Die kanadische Beauharnois-Wasserkraftanlage [Bauingenieur 27 (1952) S. 444] mit ihren 666 000 PS unter einer Fallhöhe von 24,5 m liegt unterhalb der neuen Kraftanlage und oberhalb davon bestehen zwischen Ontario- und Erie-See die alten Kraftwerke an den Niagarafällen, die neuerdings durch die Adam-Beck - Wasserkraftanlage Nr. 2 (N = 700 000 PS) vermehrt wurden. [Bauingenieur 27 (1952) S. 380.]

Für das neue Projekt müssen bedeutende Mittel in Höhe von 537 Mio. Dollar aufgebracht werden, die fast gleichmäßig auf die Anliegerstaaten New York und Kanada entfallen. Der Staat New York hat beim Bund in Washington einen Antrag auf Erteilung der Bundeslizenz laufen, und der Bund soll auch den größten Teil der Kosten tragen.

Es soll durch diese Anlage auch der Seeschiffahrtsweg von Montreal zum Ontario-See in einer Tiefe von 8,23 m fertiggestellt werden. Oberhalb stellt der Welland-Schiffahrtskanal die Verbindung zwischen dem Ontario- und Erie-See her. Er wurde 1931 schon fertiggestellt und hat ebenfalls eine geringste Tiefe von 8,23 m. Die Schleusen des neuen

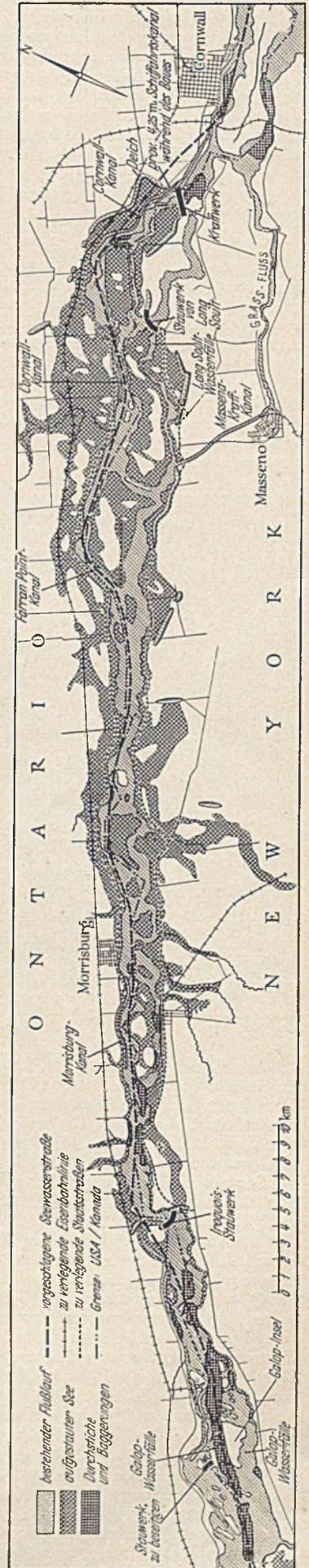


Abb. 1. Kataraktenstrecke des St. Lorenz-Stromes mit eingezeichnetem Entwurf der Wasserkraftanlage und des Seeschiffahrtsweges.

Schiffahrtsweges sollen 244 m lang und 9,15 m breit werden. Es ist eine Tiefe über den Dremeln von 9,15 m vorgesehen.

Der Antrag auf Genehmigung lief in Washington schon im Jahre 1950, wurde damals aber abgewiesen. Die hauptsächlich Gegnerschaft der Kohle-, Eisenbahn- und Hafeninteressenten der Ostküste hat aber jetzt stark nachgelassen, so daß man zuversichtlich mit der Erteilung der Genehmigung und Bereitstellung der Geldmittel rechnet. [Nach Eng. New Rec. 149 (1952) Nr. 25 S. 24—25.]
Dr.-Ing. Fritz Orth, Berlin.

Autostraßentunnel unter der 179. Straße in New York-Manhattan.

In New York wurde am 5. Mai 1952 ein Tunnel für Motorfahrzeuge unter der 179. Straße im Norden der Halbinsel Manhattan dem Verkehr übergeben (Abb. 1). In diesem Tunnel geht der Verkehr kreuzungsfrei von Ost nach West zur George Washington-Brücke über den Hudson, während den Gegenverkehr ein ebensolcher Tunnel unter der 178. Straße südlich davon aufnimmt. Dieser diente von Juni 1940 bis zur Eröffnung des neuen Tunnels dem Verkehr in beiden Richtungen. Die Tunnel sind Teile ausgedehnter Anlagen zur Bewältigung des Verkehrs über die George Washington-Brücke, der an einem Sonntag des vergangenen Jahres eine Spitze von 114 000 Fahrzeugen erreichte.

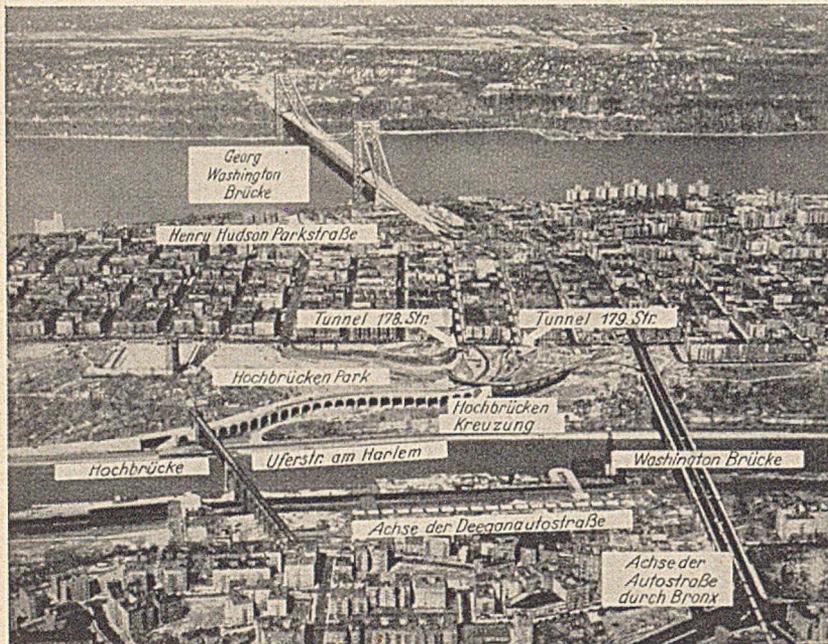


Abb. 1. Luftbild.

Zugleich mit dem neuen Tunnel wurden die auf Abb. 1 sichtbaren Viadukte erbaut und eröffnet, über die der Verkehr von der neuen am Westufer des Harlem River entlang führenden Straße und von Bronx über die den Harlem kreuzende Washington-Brücke läuft. Weitere ausgedehnte Verkehrsanlagen sind vorgesehen.

Der neue 800 m lange Tunnel geht zwischen der Amsterdam Avenue östlich und der Fort Washington Avenue westlich an 5 Häuserblocks entlang. Sein Boden liegt etwa 12 m unter der Straße (Abb. 2). Er ist in Stahlbeton hergestellt, hat ein umgekehrtes Bodengewölbe von 4,4 m innerem Durchmesser, lotrechte Seitenwände und ein Deckengewölbe. Das Bodengewölbe wird von der Platte der zweispurigen Fahrbahn von 6,7 m Breite zwischen den Schrammborden überbrückt, die in den Kurven auf 7 m vergrößert ist. Die lichte Höhe des Tunnels von 4,25 m vergrößert sich am Osteingang auf 5,60 m. Der Tunnel hat ein Längsgefälle bis zu 4 ‰ und zwei durch die Schrammborde verdeckte Entwässerungsrinnen. Auf der linken Seite der Fahrbahn liegt ein erhöhter 1 m breiter Gehweg für Polizei und Wartungsleute.

Der Raum zwischen Bodengewölbe und Fahrbahnplatte bildet den Kanal für Frischluft, die durch Öffnungen über den Schrammborden zugeführt wird, während die verbrauchte Luft durch Öffnungen in der Decke durch den Raum zwischen Decke und Deckengewölbe abgesaugt wird.

In den Vouten unter der Decke ist die Beleuchtung untergebracht. Das Licht wird durch die Verkleidung der Wände

und der Decke aus glänzenden Keramiksteinen wirkungsvoll zurückgestrahlt (Abb. 3). Die auf dem Bild erkennbaren Nischen enthalten die Feuerlöscher. Die aufgehenden Mauern und das Bodengewölbe sind von einer auf einer Betonschale aufliegenden Dichtung aus 3 Lagen Wollfilzpappe umgeben, die an den Wänden beim Betonieren durch eine Backsteinschicht geschützt wurde (Abb. 2 u. 4).

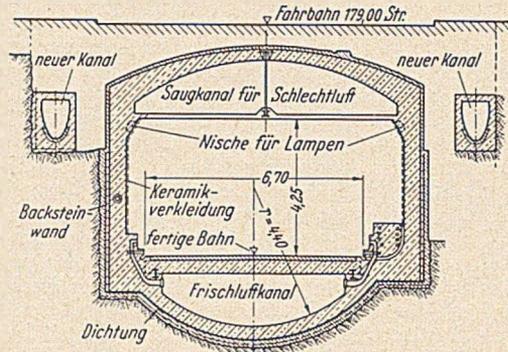


Abb. 2. Querschnitt.

Die Lüftungsanlage für beide Tunnel ist in einem Neubau aus Stahlbeton untergebracht und enthält 4 Zentrifugalkompressoren und 4 Sauger, von denen jeder durch einen 50-PS-Motor angetrieben wird.

Der Bodenaushub wurde in 3 Abschnitten ausgeführt. Im ersten Abschnitt wurden durch 3—5 m tiefen Aushub die in der Straße liegenden Kanäle und Leitungen freigelegt. Ferner wurde auf jeder Straßenseite ein Laufsteg für den Fußgängerverkehr und den Zugang zu den Häusern gebaut und auf Breitflanschträgern eine durchlaufende Arbeitsbühne aus starken Hölzern 35 · 35 verlegt. Diese mußte Einzellasten bis zu 40 t tragen. Über unsicherem Boden lagerten die Träger auf gerammten Holzpfehlen (Abb. 4).

Die Arbeit wurde durch das Wirsal der zahlreichen Kanäle und Leitungen und die nur aus Backstein ausgeführten Fundamente der Häuser erschwert. Neben der Amsterdam Avenue mußte man die Fundamente mit Betonpfehlen, die durch Fließsand und Schlamm getrieben wurden, unterfangen. Auch an der Ostseite der St. Nikolas Avenue, wo der Boden eine wasserführende Schicht enthielt, mußten die Fundamente durch Mauern unterfangen werden, um später ein Abgleiten zu verhindern.

Im zweiten Abschnitt wurde, unter den Bürgersteigen, bzw. unter den Laufstegen der Boden für die ersatzweise zu bauenden Kanäle 5—6 m tief ausgehoben (Abb. 2), wozu wegen der darüber liegenden Laufstege Körbe verwendet werden mußten. Dann wurden die neuen Kanäle gebaut. Kreuzende Kanäle und Leitungen, die über den Tunnel hinweggeführt werden konnten, wurden vorerst an den Breitflanschträgern aufgehängt. Die Gas-

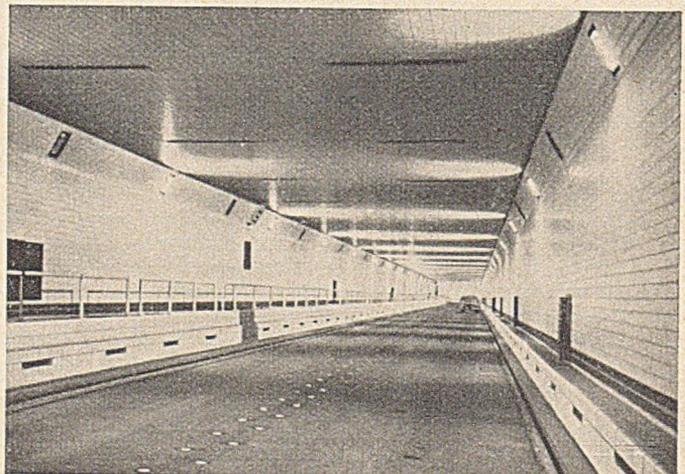


Abb. 3. Innenansicht.

leitungen wurden durch Rohre von 15—20 cm Durchmesser ersetzt und die elektrischen Leitungen in gleicher Weise umgelegt.

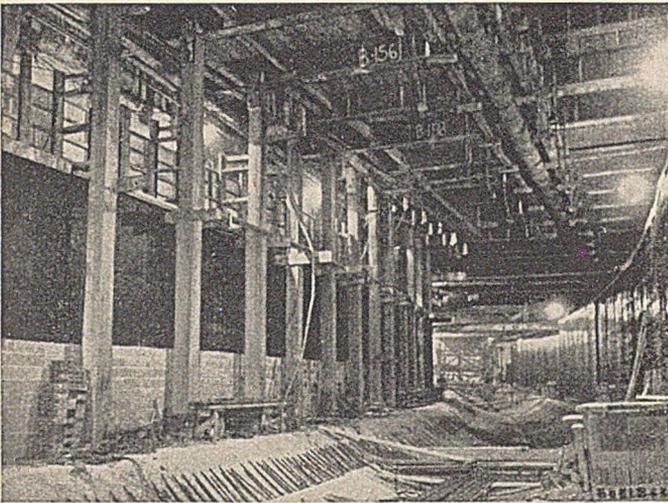


Abb. 4. Bauzustand.

Im dritten Bauabschnitt wurde der restliche Erdkern bis 12 m Tiefe unter der Straße mit mechanischen Schaufeln ausgehoben und eine Entwässerungsrinne für das Betonieren angelegt.

Nun konnte unter der Arbeitsbühne der Tunnel wie vorher beschrieben in zügigem Arbeitsgang hergestellt werden. [Nach La technique des travaux 29 (1953) S. 57.]

W. Ihlenburg, Frankfurt a. M.

Der Wiederaufbau des Quai de France in Cherbourg.

Der Seebahnhof Cherbourg, das bekannte Tor von Frankreich für die überseeische Passagierschiffahrt, hat in den letzten 30 Jahren bemerkenswerte Wandlungen erfahren. Vor allem der Quai de France als sein verkehrstechnisch wichtigster Bestandteil verdient als bedeutendes Hafenanbauwerk das Interesse der Konstrukteure. Seine Erstanlage vor 1930, seine Zerstörung im Sommer 1944, seine provisorische Wiederherstellung als zentral gelegene Nachschubbasis der Alliierten und sein soeben beendeter grundlegender Wiederaufbau sollen als charakteristische Entwicklungsphasen einer modernen Kaianlage kurz beschrieben werden.

Der Hafen von Cherbourg entstand in seinen Grundumrissen bereits im 18. Jahrhundert, zumal der große Wellenbrecher, Digue du Large, von 3800 m Länge bereits unter Ludwig XVI. begonnen wurde. Schiffe geringerer Tragfähigkeit und Kanalfähren bevölkerten ehemals den alten Handelshafen, an dessen äußerem Teil (Avantport) man um 1900 einen Seebahnhof von vergleichsweise sehr bescheidenen Abmessungen angelegt hatte (Abb. 1 und 2). Nach 1923 stiegen die Anforderungen des transatlantischen Passagierverkehrs, weswegen für Cherbourg ein sehr umfangreiches Bauprogramm entwickelt wurde, dessen Verwirklichung bis zum Ausbruch des zweiten Weltkrieges nicht abgeschlossen war. Der Kern der Anlage, der moderne Seebahnhof mit dem Quai de France in Form einer breiten Mole vor den älteren Hafenanlagen, wurde als erster Teilabschnitt jedoch frühzeitig dem Verkehr übergeben, während das gegenüberliegende Ufer des Transatlantikbeckens, der sog. Quai de Normandie, bis 1939 erst zur Hälfte ausgebaut war.

Der Seebahnhof im ganzen ist im Querschnitt (Abb. 3a) dargestellt. Man erkennt deutlich, daß die Mole anfangs beiderseitig von Steinschüttungen mit aufgesetzter Schwergewichtsmauer verhältnismäßig kleiner Abmessungen eingefast war, sich für das Anlegen größerer Schiffe also nicht eignete. Ein kaimäßiger Ausbau im modernen Sinne war daher die Voraussetzung für das Anlaufen größter Einheiten aller führenden Reedereien der internationalen Transatlantikschriftfahrt.

Hierfür war eine Wassertiefe bei mittlerem Springtideniedrigwasser von wenigstens 13,0 m erforderlich.

Den vorliegenden Verhältnissen paßte sich der Querschnitt des Quai de France (Abb. 3b) in seiner ersten Gestalt technisch und wirtschaftlich gesehen bestens an. Die alte Steinböschung mit der oberen Abschlußmauer konnte im wesentlichen erhalten bleiben und damit den größten Teil der in Anbetracht der Höhe des Geländesprunges von über 20 m sehr erheblichen Erdangriffskräfte von dem davor gesetzten massiven Kaimauerkörper fernhalten. Dieser brauchte, als durchgehende Reihe von Druckluftsenkkästen ausgeführter massiver Mauerkörper von 6,20 m Stärke, nur für das untere Drittel des Geländesprunges die Erdangriffskräfte auf den Felsuntergrund zu übertragen. Die Böschung selbst war mittels einer in Rippen aufgelösten Stahlbetonplatte überbrückt, welche sich auf eine kräftige Pfahlgründung stützte. Für die Anlage der Kaistraße und Gleise war das Bauwerk insgesamt 1,0 m mit Boden überschüttet, ähnlich wie die modernen Pierplatten der Columbus-

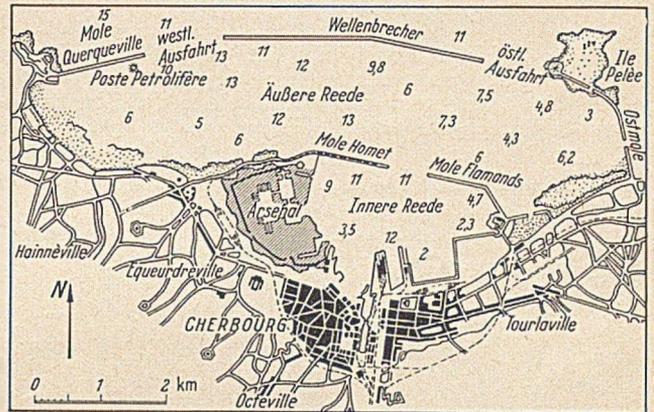


Abb. 1.

kaje (neuer Teil) und des Steubenhöfies in Bremerhaven und Cuxhaven es zeigen. Die vordere Fläche der Kaimauer war im Tidebereich nach bewährtem Muster mit Quadern verkleidet. Für die statische Beurteilung war das Vorhandensein großer Entwässerungsschlitze von 15 m² Fläche sehr wichtig, wodurch ein absoluter Ausgleich der Wasserstände vor und hinter der Mauer mit Sicherheit erzielt wurde.

Es liegt auf der Hand, daß ein derartiger Querschnitt verhältnismäßig leicht durch Sprengungen zerstört werden konnte, da sich der hinter dem massiven Teil befindliche Hohlraum für eine sehr wirksame Unterwassersprengung gewissermaßen anbot. Diese Möglichkeit ist dann auch in vollem Umfange ausgenutzt worden, so daß neben völliger Zerstörung aller Konstruktionsglieder oberhalb des Niedrigwasserspiegels außerdem der massive Mauerkörper unterhalb der NW-Linie im Durchschnitt zu etwa ¾ unbrauchbar wurde. Die Standsicherheit dieser Druckluftgründung und überhaupt der Zustand des infolge der Erschütterungen von schweren Rissen durchzogenen aufgehenden Betons war der Gegenstand sehr eingehender baustoffkundlicher Forschungen, bevor man an den Entwurf einer Neugestaltung des Quai de France denken konnte. Es darf daher nicht vergessen werden, daß die verkehrstechnisch

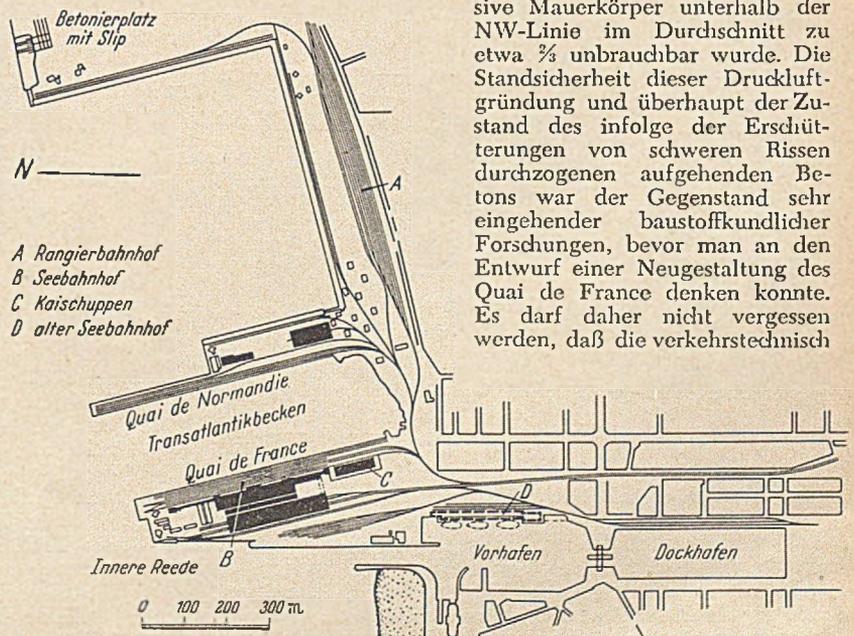


Abb. 2.

vorgang zu einem Erfolge führen. Die pfeilerartigen Senkkästen der wasserseitigen Abschlußmauer sind aus 9 bis 10 ringartigen Abschnitten, je nach Höhe der Gründungssohle zusammengesetzt und gemäß Abb. 4 mittels vorgespannter Stahlkabel zu Druckluftsenkkästen mit unten liegender Arbeitskammer vereinigt. Abb. 5 gibt die Baustelleneinrichtung im

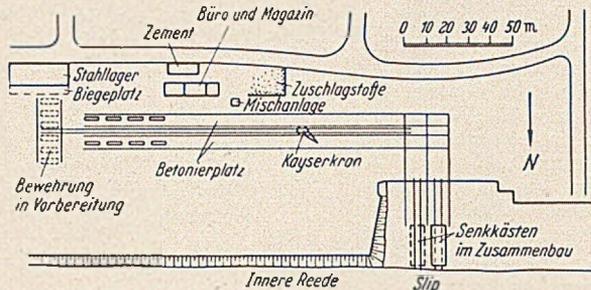


Abb. 5.

Prinzip wieder, wobei die betriebsfertige Montage der Senkkästen in Schräglage auf einem Slip vor dem Zuwasserlassen das bemerkenswerteste ist. Der vorhandene Portalkran erlaubte nur die Handhabung von Einzelgewichten nicht über 55 t, womit die Größe der einzelnen Abschnitte festgelegt war. Sie wurden dicht an dicht verlegt, sehr sorgfältig ausgerichtet und in den Fugen mit einem sehr fetten Mörtel abgedichtet. Jeder Senkkasten enthält i. M. 48 Vorspannkabel von je

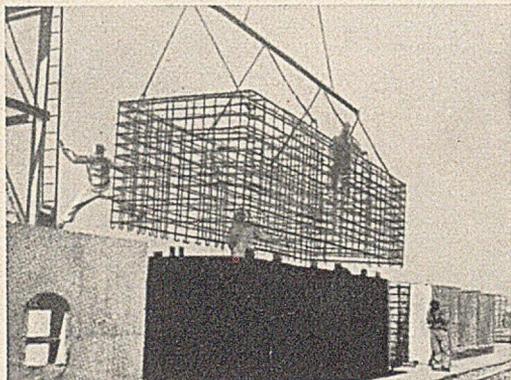


Abb. 6a.

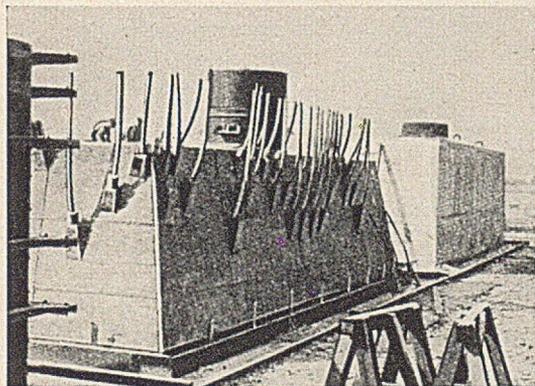


Abb. 6b.

12 Stahldrähten 5 mm stark. Neben ihrer praktischen Zweckbestimmung für den Bauvorgang war die Vorspannung zur Erzielung eines völlig rissfreien Betons an der Kaiußenfläche sehr erwünscht und kann schließlich dazu dienen, unvorhergesehene Zugspannungen in der wasserseitigen Zone der blockartig wirkenden Mauer aufzunehmen. Abb. 6 a und b zeigen die Vorspannstähle bzw. das Einhängen der Bewehrung für einen Abschnitt dieser serienmäßig gefertigten Bauteile.

Die schwimmend an Ort und Stelle gebrachten Senkkästen sind gemäß Abb. 7 von einem Spezialkran aufgerichtet, mit Drucklufteinrichtung versehen und in die vorgeschriebene Lage zum Absenken gebracht worden.

Abb. 8 gibt sodann den Wiederherstellungsvorgang für den alten Bauwerksteil wieder, wobei die Verwendung einer land-

seitigen Hilfsspundwand zur Erleichterung der Wasserhaltung in die Augen springt. Insbesondere sind darin die in Quer- und Längsrichtung wirksamen lastverteilenden Balken erkennbar. Für den Seebauer sind die verwendeten Betonqualitäten beachtenswert:

1. Für die vorgefertigten Teile der Senkkästen ein sehr dichter Beton unter Verwendung von 400 kg Eisenportland-

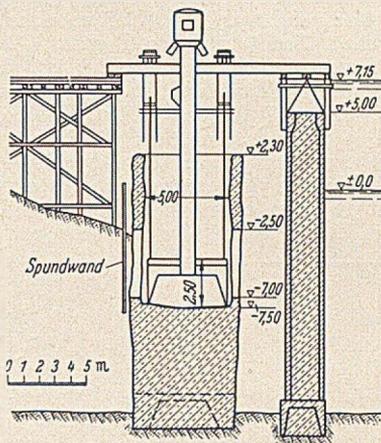


Abb. 7.

zement je m^3 unter Zusatz von $0,500 m^3$ gesiebttem Seesand 2 bis 5 mm, $0,420 m^3$ Kies 7 bis 17 mm, $0,430 m^3$ Splitt 15 bis 25 mm. Die Druckfestigkeit erreichte nach 7 Tagen $250 kg/cm^2$ und nach 90 Tagen $425 kg/cm^2$.

2. Der zur Verfüllung der Senkkästen und des Zwischenraumes zwischen neuen und alten Bauteilen verwendete Beton

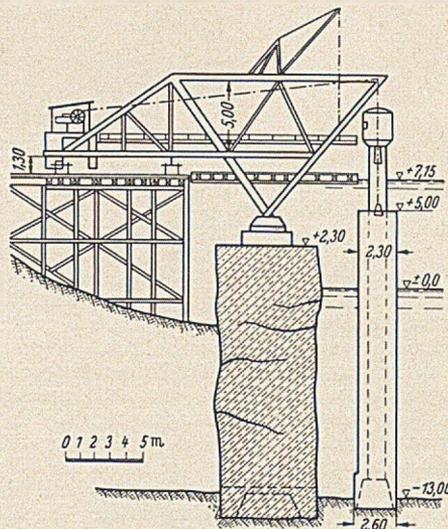


Abb. 8.

war einfacher zusammengesetzt: 350 kg Hochofenzement 160/250, $0,125 m^3$ Seesand von 1 bis 0,5 mm, $0,400 m^3$ Seesand von 0,5 bis 5 mm, $0,215 m^3$ Kies von 7 bis 30 mm, $0,460 m^3$ Schotter von 30 bis 65 mm.

Beachtlich ist ferner die Ausrüstung der modernisierten Kaianlage mit Gangway und Spezialkränen. Der landwärtig anschließende Seebahnhof ist in seinem hochbaulichen Teil gleichfalls in repräsentativer Form erneuert. Die Gesamtanlage wird für den überseeischen Passagierverkehr Frankreichs seine werbende Wirkung nicht verfehlen. [Nach Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics 5 (1952) S. 692 bis 710.]

Dr.-Ing. K. Förster, Hamburg.

Wiederaufbau von Kais im Hafen von Le Havre.

Der Hafen von Le Havre im Mündungsgebiet der Seine besteht aus Tidebecken und Dockbecken. Zwei Molen umschließen die Einfahrt in die Tidebecken; diese dienen in der Hauptsache dem Fahrgastverkehr und dem Ölumschlag. Durch mehrere Schleusen sind sie mit den Dockbecken verbunden.

Die Zerstörung der Südmauer in dem großen Dockhafen, und zwar im Becken Bellot und im Becken De l'Eure, ist ver-

ursacht durch gewaltsame Beschädigungen des Torverschlusses einer Dockschleuse. Bemerkenswert in Le Havre ist die lange Hochwasserzeit während der Tiden. Einige Dockhäfen sind deshalb nur durch einfache Tore gegen den Tidehafen abgeschlossen; denn man hat für das Einfahren und Ausfahren von Schiffen eine vergleichsweise lange Zeit zur Verfügung. Ein solcher Torverschluß wurde bei Niedrigwasser einer Tide beschädigt, und die verheerende Wirkung auf das Docksystem ist hierauf zurückzuführen. Das Hafenbecken entleerte sich bei der teilweisen Zerstörung des Torpaares in kurzer Zeit. Das Wasser sank von +8,3 auf +1,0 ab. Hierdurch und durch den plötzlich wirksam werdenden Überdruck des hinter der Kaimauer auf +7 liegenden Grundwassers stürzte die Mauer ein. Das Gelände, auf dem die Mauer errichtet war, wurde durch diesen ruckartigen Wasserverlust völlig aus dem Gleichgewicht gebracht. Es entstanden Rutschungen und Erdbrüche. Im allgemeinen schob sich die Mauer in das Hafenbecken bis zu 15 m vor. Die Rutschungen begannen an

der Pfeiler erübrigt. Die Zylinderwandungen sind 82 cm stark, sie enthalten 36 kreisrunde Rohrzellen von 60 cm Durchmesser, die sich am unteren Ende etwas erweitern, und die sich durch 50 cm weite und 500 kg schwere Greifer in den Boden eingraben ließen. Diese sind mit 2 oder 3 Schaufeln, je nach Art der Bodenbeschaffenheit, versehen. Man arbeitete abwechselnd in den einzelnen Zellen und bildete einen kranzförmigen Schlitz, in den der Pfeilerschaft unter seinem eigenen Gewicht absackte. Wenn der Zylinder etwas aus dem Lot kam und man ihn richten mußte, ließ sich das durch Arbeiten in den verschiedenen Zellen erreichen. Die Trümmer alter

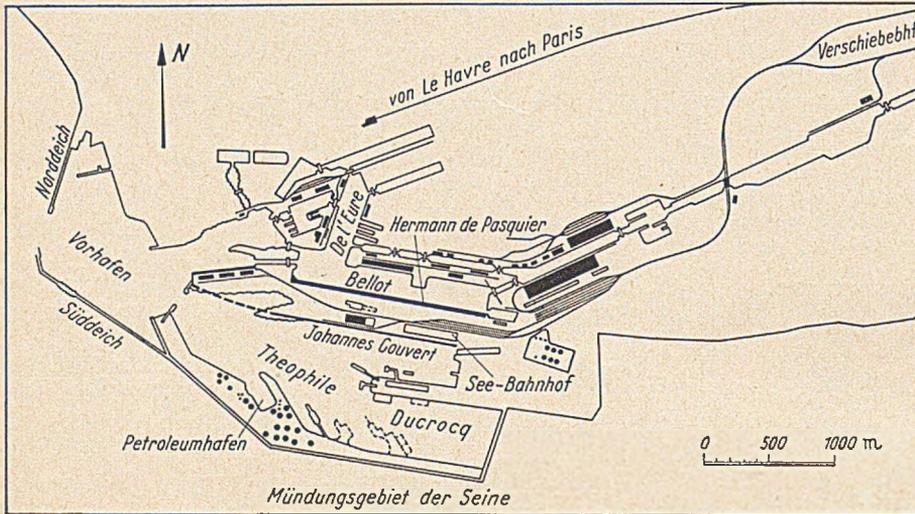


Abb. 1. Plan des Hafens von Le Havre.

manchen Stellen vor den alten Schuppenpfeilern. Einige Abschnitte der Mauer kippten nach hinten über. Dort, wo die Mauer aus voneinander unabhängigen Blöcken mit Zwischenräumen von 1 m bestand, und wo die Gründungsverhältnisse etwas besser waren, leistete die Mauer etwas größeren Widerstand. Es war jedoch nicht zu umgehen, den Südkai in voller Länge neu aufzubauen. Der neue Kai soll bei raschem Entleeren des Dockhafens standsicher bleiben. Er erhielt den Namen Hermann de Pasquier (Abb. 1). In den tieferen Schichten des Untergrundes wird Ton angetroffen, der durch verschiedenartigen Schwemmboden überlagert ist, in den linsenförmige Nester von Sand eingebettet sind. Streckenweise fand sich auch Torfboden vor. Im westlichen Teil des wiederhergestellten Kais, der den Querki des Beckens del'Eure bildet, hat der Boden immerhin eine solche Tragfähigkeit, daß er eine verhältnismäßig nicht sehr schwierige Gründung zuließ. Der sandige Ton besitzt einen inneren Reibungswinkel von 20°; die Kohäsion ist stets höher als 100 gr auf den cm². Nach Osten fällt der festere Boden sehr tief ab. Die neue Kaifläche erhält eine Breite von 21 m mit einem Quergefälle von 3‰, so daß das Gelände gut entwässern kann. Der Kai bietet Platz für drei Eisenbahngleise; er ist mit Halbtorkranen von 3 und 15 t Hubvermögen ausgerüstet. Poller sind vorgesehen, weiter Leitungen für Druckwasser, das Feuerlöschzwecken dienen soll, Leitungen für Trinkwasser und Treiböl, sowie Kraft- und Fernsprechkabel.

Für den Wiederaufbau des Kais wurden die verschiedensten Pläne in Erwägung gezogen und geprüft; diese Überlegungen erforderten viel Zeit, die für den Bau jedoch nicht verloren war, da die Hafenverwaltung ohnehin erst einen langwierigen Finanzierungsplan aufstellen mußte.

1. Der westliche Abschnitt der Ufereinfassung von 300 m Länge.

In diesem Teil ist der Kai durch eine Reihe von 9 m starken zylindrischen Pfeilern gebildet, die bis in den feinen Sand abgeteufelt wurden. Abgedeckt sind diese Pfeilerschäfte durch eine 15 m breite Platte nach Art einer niedrigen Winkelstützmauer, wie aus der Abb. 2 zu ersehen. Die Platte krägt nach hinten aus, so daß sich eine rückwärtige Verankerung

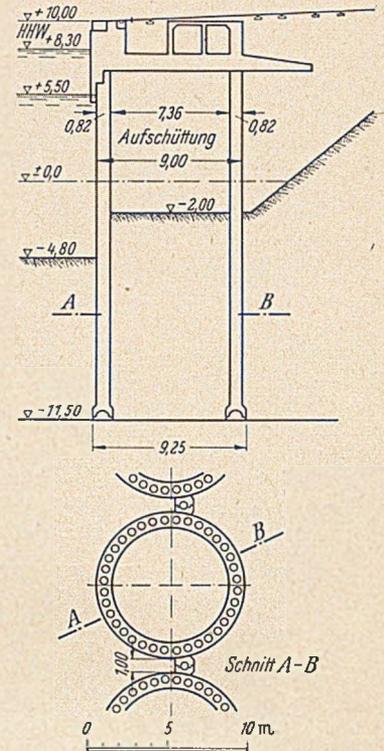


Abb. 2. Westlicher Abschnitt. Lotrechter und waagrechter Schnitt durch einen Pfeiler.

Mauerkörper wurden durch Sprengungen zerkleinert. Beim Ausräumen der Zylinderschäfte bis auf Kote -2 mußten seitliche Nachrutschungen durch eine provisorische Wand von Spundbohlen — Larssen V — verhindert werden. Die Pfeilerstümpfe betonierten man in Gruppen von je 5 Stück auf einem Kai-gelände. Die Höhe der einzelnen Schafteile war begrenzt

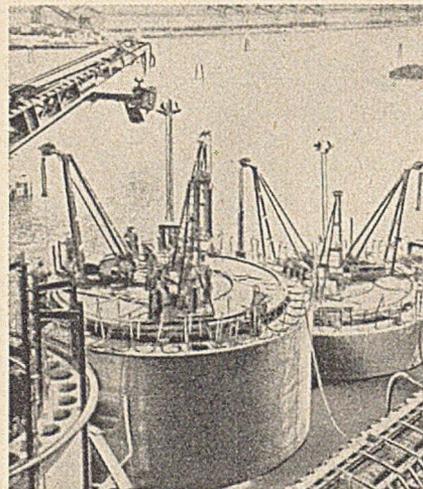


Abb. 3. Absenkvorgang bei den Pfeilergründungen.

durch das Tragvermögen des Hubgeschirrs, das 200 t des ersten Stumpfes von 6,85 m Höhe versetzen konnte. Das Absenken ging nicht ohne Schwierigkeiten vor sich. Ernste Erschwernisse bildeten die Brocken der alten Mauern, die einen Umfang bis zu mehreren Kubikmetern annahmen. Allgemein ließ sich der gesprengte Beton gut beseitigen. Die Entfernung von alten Stahlbewehrungen war oft wesentlich verwickelter. Auch Stücke sperriger Hölzer waren schwer wegzuräumen. Am äußersten Ende des Westkais stieß man auf Granitschwellen einer alten Schleuse, die stückweise weggesprengt werden mußten. Abb. 3

zeigt den Absenkvorgang bei den Pfeilergründungen. Alle diese Hindernisse brachten ein ungleichmäßiges Setzen der Pfeiler mit sich, das Abweichungen von der Lotrechten bis zu 10° zur Folge hatte. Die Verschiebungen der Pfeiler gegeneinander überschritten jedoch nicht ± 5 cm. Erleichtert und beschleunigt wurde der Bauvorgang dadurch, daß man die Pfeiler beim Absenken durch eine Lage Eisenbahnschienen beschwerte. Die Auflast erreichte ein Gewicht bis zu 300 t je Pfeiler. Das Ausbetonieren der Zellen in den Zylinder-

setzt sich zusammen aus den Pfeilern, aus einem schweren plattenförmigen Mauerkörper und einer Steinabdeckung der Böschung unter der Platte. Die Pfeiler sind gebohrte Brunnen, die ausbetoniert wurden. Der Bohrer entspricht der Weite des Rohrs; er ist der Bodenbeschaffenheit angepaßt. Für die Linienführung und die Stärke der Ufereinfassung war die Ausnutzung der Kaizunge zwischen dem Bellot-Becken und dem Theophile-Ducrocq-Becken bestimmend. Auf der Kaizunge befindet sich der Seebahnhof am Johannes-Couvert-Kai. Ausschlaggebend war, daß das Bellot-Becken nicht wesentlich eingengt werden durfte. Um die Böschung unter der Kaifläche möglichst steil anlegen zu können, wurde die Abdeckung mit Steinschlag und Trümmerbrocken in einer Stärke von 2 m ausgeführt. Nach Beseitigung des groben zerstörten Mauerwerks verbaute man das Steinmaterial mit einem 25 m weit ausladenden Greifer, dessen Fassungsvermögen $3,5 \text{ m}^3$ betrug. Bis zum Einbau des Schüttgutes lagerte dies auf dem jeweils anschließenden Gelände und belastete dies bis zu 3 t auf den m^2 . Die Böschung reicht von etwa $-5,0$ bis auf $+4,5$ herauf, und zwar bis zur Unterkante der Kaiplatte. Die Oberfläche der Abdeckung wurde mit größerem Material im Gewicht von 50 kg beschwert, um sie vor der Einwirkung des Schraubenswassers zu schützen. Ein Transportband mit Rüttlern und verstellbaren Klappen besorgte die Verteilung auf der Böschung. Das Band lief auf Gleisen am Ufer; es hatte wasserseitig ein Auflager auf einem Schwimmer. Man begann beim Bau der Kaimauer, die auf der Abb. 4 gezeigt ist, mit der hinteren Reihe der Pfeiler, die bis in das Trümmerfeld der eingestürzten Kaimauer heraufreichen. Die einzelnen Abschnitte der Pfeilerschäfte wurden auf einer Arbeitsbühne hergestellt, die auf Pfählen aufgebaut war. Beim Einrammen der Schaftstöße ereigneten sich wiederholt unliebsame Zwischenfälle, weil man auf alte Bauwerksteile stieß. Nach Abbinden des Füllbetons wurden in der ersten Zeit der Ausführung die Stöße der letzten Pfahlreihe wieder gezogen, weil damals Stahl schwer zu beschaffen war. Bei den meisten Pfeilern ließ man jedoch die Ringe im Boden stecken. Die größte Tiefe,

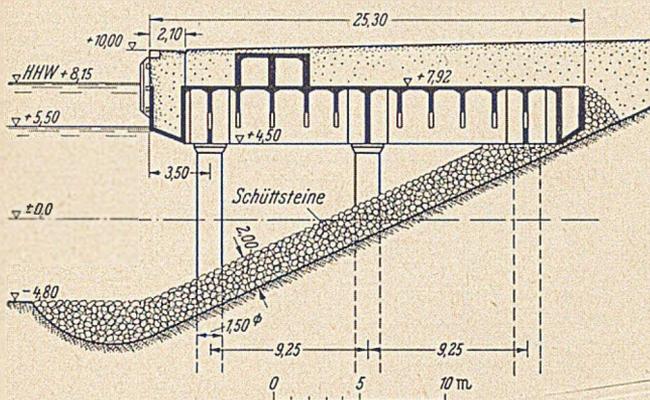


Abb. 4. Östlicher Abschnitt. Querschnitt durch die Kaimauer.

wandungen der Schäfte erforderte große Sorgfalt. Das unterste Ende mußte durch einen Betonpfropfen unter Wasser geschlossen werden, um die Zellen nach Abbinden des Betons und nach Abpumpen des Wassers im Trocknen mit Beton in der üblichen Mischung von 250 kg auf 1 m^3 auszufüllen. Nach vollzogenem Absenken der Pfeiler war noch deren Verbindung untereinander durch einen Hohlpfahl zu vollenden, der aus zwei mit ihren Höhlungen einander zugekehrten halben Rinnen besteht, und durch den Ungleichheiten beim Absenken der Pfeiler überbrückt werden konnten. Der Boden aus diesem Verbindungsglied ließ sich aus ihm durch Greifer entfernen. In einigen Fällen war es notwendig, die Reibung zwischen ihm und dem Pfeilerschaft durch Rammen zu überwinden. Man brachte den Hohlpfahl bis auf -7 m hinunter, also bis zu reichlich 2 m unter die spätere Hafensohle. Die Standsicherheit der Pfeiler blieb auch bei Leerlaufen des Beckens gewahrt. Der Überbau der Pfeiler ruht nicht nur auf den Zylinderschäften, sondern auch auf dem eingefüllten Baggergut, das beim Vertiefen des Hafenbeckens gewonnen wurde. Die Pfeiler überbrückte man an der Wasserseite mit Betonbalken, die von Mitte zu Mitte der Pfeiler 10 m lang sind. Sie schließen den eigentlichen Mauerklotz ab, und sie sind mit ihm durch Stahlbewehrungen verbunden. Zum Schluß waren die Stirnmauer und die Platte mit Pollern und Leitungskanälen im Trocknen herzurichten. Die Beseitigung der Behelfsspundwand, Larssen V, machte einige Schwierigkeiten. Es gelang unter Zuhilfenahme eines an einem Kran aufgehängten Rüttlers.

Der Preis für den laufenden Meter des Kais im westlichen Abschnitt läßt sich nicht genau ermitteln, da vorausgegangene Räumungsarbeiten nicht zum eigentlichen Kaibau gehören. Er ist erheblich. Man kann bei der Kaufkraft vom Jahre 1949 etwa mit 17 500 DM rechnen. Eingeschlossen sind die Kosten für eine Baggerung auf etwa $-5,0$ m bis zu einer Breite von 20 m vor der Mauer.

2. Der östliche Abschnitt der Ufereinfassung von 1500 m Länge.

Der Kai ist auf drei Pfeilerreihen gegründet; sie haben einen Durchmesser von 1,50 m; die Pfeiler stehen in Abständen von 9,25 m und die Reihen 8,33 m auseinander. Das Bauwerk

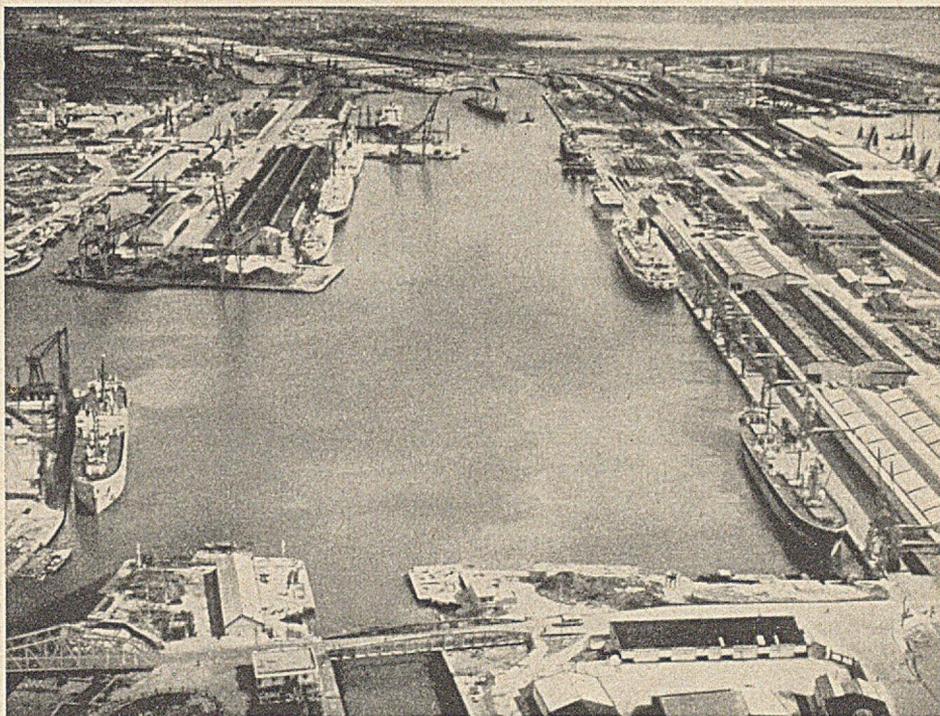


Abb. 5. Luftaufnahme des fertiggestellten Kais.

die beim Bohren der Pfähle erreicht wurde, war etwa 38 m. Die Höchstlast auf einen solchen Pfeiler von 1,50 m Durchmesser betrug 800 t.

Bei der Herrichtung der Pfeilerköpfe kam es darauf an, ein möglichst gutes Auflager für den plattenförmigen Oberbau zu schaffen. Zu dem Zweck mußte der Kopf durch einen Stahlmantel umschlossen werden, der es ermöglichte, den oberen Teil des Pfeilers trocken zu legen. Die Platte baute man in einem Schwimmdock zusammen; sie ist durch Quer- und Längswände unterteilt. Schwimmdock wurde sie an die Einbaustelle geschafft und auf die Pfeilerköpfe abgesenkt. Zur Verbindung benutzte man vorgespannte Stahldrähte.

Die Kosten des Bauwerks einschließlich Beseitigung der Trümmer alter Bauteile sind sehr hoch, sie betragen etwa 20 000 DM für den lfd. m. Die Ausführungszeit dauerte drei Jahre. Sie wäre länger als vorgesehen, was in erster Linie auf die Schwierigkeiten, die sich durch die Entfernung der zerstörten Konstruktionsteile ergaben, zurückzuführen war.

Von dem Umfang des Gesamtbaus bietet die Luftaufnahme der fertiggestellten Anlage eine Vorstellung; rechts ist der neue Kai Hermann de Pasquier im Becken Bellot zu sehen; links zweigt das Becken de l'Eure ab. [Nach Pierre D. Cot in Travaux 37 (1953) Nr. 219 S. 1.]

Erich Bunnies, Hamburg.

Stand der Stabilisierung von Böden im Ausland.

Die Verbesserung der für technische Zwecke in Frage kommenden bindigen Böden unter Straßen, Flugplätzen und bei speziellen Aufgaben des Erdbaus ist erst seit einigen Jahrzehnten ein Spezialgebiet des Bodenmechanikers geworden, auf dem sich Physiker gleichermaßen wie Chemiker mit den neuesten Erkenntnissen molekularer Forschung betätigen.

Neuere Veröffentlichungen des Auslandes, teilweise über Erkenntnisse, die bisher der Geheimhaltung unterlagen (Strandverfestigung), mögen einen Überblick für die allgemeine Fachwelt rechtfertigen, wenn auch der Spezialist auf die Quellen zurückgreifen wird.

Die Eigenschaften eines bindigen Bodens sind nicht gleich der Summe der Eigenschaften seiner Bestandteile, weil ein Gemisch von dem Komplex seiner physikalisch-chemischen Faktoren beherrscht wird. Die Stabilisierung eines solchen Bodens, der nur selten in seinem optimalen Mischungsverhältnis für eine Verdichtung vorliegt — ein Trampelpfad als Urbild eines verfestigten Bodens weicht meist bei Regen viel zu schnell auf — muß nun die Summenwirkung der eigenen und der zur Verfestigung einzubringenden Materialien in physikalisch-chemischer Richtung berücksichtigen, um auf wirtschaftlich technischen Wegen zum Erfolg zu kommen. Man unterscheidet die Böden mit innerem Skelett und Bindemittel von den Böden ohne inneres Skelett. Wenn man von der Kornverbesserung à la Biontechologie absieht, handelt es sich nur noch um die Beeinflussung des Bindemittels zwischen den von Feinst- und Feinsanden gebildeten Skeletten. Die erste Frage ist also die nach der Körnung, und bei Böden mit Skelett die Frage nach dem noch zulässigen Tongehalt, der bei Quellung noch nicht das Skelettgefüge aufbricht und den Boden seiner Stabilität beraubt. Hierbei spielt die Frage nach der Herkunft des Tones eine große Rolle, da z. B. Kaolinton der Wasserdurchdringung kaum entgegenstand, ein Illiton beim Quellen alle Hohlräume ausfüllte, während ein Montmorillonit-Ton das Skelett eines verfestigten Bodens glatt aufbrach, obwohl die Prozentsätze des Tongehaltes gleich waren. Dies Beispiel mag die Schwierigkeiten der Aufgaben beleuchten.

Es gibt grundsätzlich folgende Stabilisierungsmethoden:

1. Verbesserung der Körnung und Erhöhung der Verdichtung (Mechanisch).
2. Maßnahmen zur Aufrechterhaltung der natürlichen Koäsion durch Undurchdringlichmachung des Bodens. (Physikalische Wirkung)
3. Verleimung der Partikelchen durch organische oder anorganische zusätzliche Bindemittel. (Physikalisch-chemische Wirkung)
4. Die Kombination der genannten Methoden, die ohnehin in ihrer Wirkung einander überschneiden.

Das Anwendungsgebiet der verfestigten Böden umfaßt: Unterböden für Straßen und Startbahnen, Erddämme, Böschungssicherung, Behelfsstraßen, Sandstrandverfestigung, Standfestmachung von Baugruben u. ä. Aufgaben.

Die Regeln und Kriterien für die Prüfung von verfestigten Böden nach denen heute die Laboratorien einheitlich arbeiten, lassen sich kurz zusammenfassen:

a) Kornzusammensetzung: Nach der Talbotschen Regel $p = 100 (d/D)^n$, worin p der prozentuale Gewichtsanteil der Bestandteile $\leq d$, D der maximalen Korndurchmesser und n ein Koeffizient zwischen 0,11 und 0,33 in Abhängigkeit von D ist, sollte eine Körnung kontinuierlich sein, jedoch ergeben, wie beim Beton, gewisse diskontinuierliche Körnungen ausgezeichnete Ergebnisse. So genügt zur Skelettbildung bei diskontinuierlicher Körnung schon ein Anteil von 55% Sand und Kies, während bei kontinuierlicher Kornfolge 65% erforderlich sind. Die Regel ist also nicht zwingend.

b) Der bindende Mörtel soll den Atterberg'schen Konstanten genügen. Diese begrenzen den Wassergehalt und

fixieren den Plastizitätsindex wie folgt: Wenn LL die obere Grenze der Flüssigkeitsaufnahme in Prozent bezeichnet (LL = limite de liquidité) und LP den Flüssigkeitsgehalt an der Grenze der Plastizität (LP = limite de plasticité), dann ist der Index der Plastizität $IP = LL - LP$, d. h. die Differenz der Prozentsätze. Ein guter Bindemörtel soll der empirischen Regel $25\% < LL < 35\%$ und $5 < IP < 15$ entsprechen. Statistische Untersuchungen ermöglichen an Stelle dieser Regel auch Grenzbedingungen der granulometrischen Kurve zu setzen.

c) Optimaler Wassergehalt nach dem Verfahren „Proctor“. Die Herstellung einer verfestigten Schicht erfolgt meist durch Verdichtung mittels Schaffauwalzen oder Lastrollen und erreicht ihr Optimum bei einem durch den Proctorversuch bestimmtem Wassergehalt. Der „Standard-Proctor“-Versuch erfolgt in Zylindern, in welchen drei Schichten je

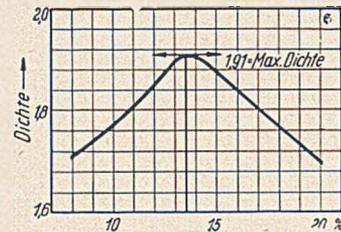


Abb. 1. Schluff von Orly + 1% Kalk. Kurve der Dichte nach Proctor ASHO in Abhängigkeit vom Wassergehalt.

25 Schläge mit einem Fallstößel von 2,5 kg Gewicht bei 30 cm Fallhöhe erhalten. Der Proctorversuch „Typ ASHO“ wählt fünf Schichten bei je 25 Schlägen eines Fallstößels von 4,5 kg aus 45 cm Höhe. Man findet stets, daß mit steigendem Wassergehalt die Verdichtung zu einem Max. ansteigt, dann aber schnell abfällt, woraus der optimale Wassergehalt kurvenmäßig einwandfrei erkennbar wird (Abb. 1).

d) Kalifornischer Tragfähigkeits-Index¹ (California Bearing Test, abgekürzt: CBR). Das zum Proctor Optimum verdichtete Material wird kapillar gesättigt und ein etwa bleistiftstarker Stempel mit konstanter Geschwindigkeit von 2,5 mm je Minute eingedrückt, wobei die erforderliche Druckkraft gemessen wird. Der Vergleich zum gleichermaßen ermittelten Wert p_0 für einen Normsand (Brechsand), der mit 70,5 kg/cm² festgestellt ist, ergibt den Index $J = (p/70,5) 100$.

e) Kapillare Wasseraufnahme. Feststellung durch Wägung vor Beginn und in bestimmten Zeitabständen. Nach Darcy gilt $Q = S \sqrt{2K \cdot h \cdot n \cdot t}$, worin Q die in der Zeit t absorbierte Wassermenge im Querschnitt S ist, n die luftgefüllten Hohlräume in Prozent und h die kapillare Steighöhe bedeutet. $K \cdot h$ ist als Koeffizient für die kapillare Wasseraufnahme gewählt.

f) Quellung, Quelldruck, Zusammendrückbarkeit und Durchlässigkeit. Die Messung der Aufquellung durch eine aufgelegte Scheibe ist wegen der in der Höhe unterschiedlichen Quellung und der Reibung an der Gefäßwand ungenau. Daher werden heute nur noch Ödometerversuche gemacht, deren graphische Auswertung gestattet die Moduln für die Deformation einer Bodenschicht unter veränderlichem Druck und die Quellung nach der gleichen Formel $E_0 = (1 + \epsilon_0) dp/d\epsilon$ festzustellen, wobei $d\epsilon$ die Variation des anfänglichen Hohlraumindex ϵ_0 entsprechend der Variation des Druckes dp ist. Der von der Quellfähigkeit abhängige Quelldruck ist nach Terzaghi durch den Schnittpunkt der Tangenten, welche man an den Anfang und an das Ende der Ödometerkurve legen kann, bestimmt (Abb. 2). Die Quellhöhe einer Schicht h ergibt sich aus $\Delta h = h \left(\frac{\epsilon_0 - \epsilon_1}{1 + \epsilon_0} \right)$, worin ϵ_0 der Index der ursprünglichen Hohlräume und ϵ_1 der Index der am Schluß vorhandenen Hohlräume ist.

g) Frostbeständigkeit. Die Widerstandsfähigkeit eines Bodens wird durch wiederholtes Gefrieren und Auftauen jeweils gefolgt von kräftigen Belastungen geprüft. Die Feststellung eines bestimmten erforderlichen $K \cdot h$ -Koeffizienten ist jedoch noch nicht gelungen. In Dänemark versuchte man Zusammenhänge gesetzmäßiger Natur zwischen $K \cdot h$ und der Kornzusammensetzung zu finden. Eine zwingende Beweisskraft glaubt Tager jedoch nicht zu erkennen.

h) Widerstand gegen Zug und Druck. Der Druckversuch erfolgt in bekannter Weise unter Messung der axialen

¹ Einen ausführlichen Aufsatz von R. E. Kerkhoven, Amsterdam, und G. M. Dormon, London, „Einige Betrachtungen über das CBR-Verfahren für den Entwurf flexibler Decken“, enthält Bitumen 15 (1953) S. 73—81.

Verformung. Die Zugfestigkeit wird nach Habib mit einem Gerät bestimmt, bei welchem zwei innen eingefettete Hülsen mit einseitigem durchbohrtem Boden auf die Enden der zylindrischen Proben geschoben werden, wobei die Luft aus den Hülsen verdrängt wird; nach Verschraubung der Bohrung hält der Atmosphärendruck die Proben für die geringen Zugkräfte hinreichend fest.

Mit der Kenntnis dieser kurz dargestellten in Frankreich und USA heute gebräuchlichen Teste ist eine Übersicht über die Mittel und Verfahren zur Stabilisierung von Böden und ihre durch die Teste nachweisbare Wirksamkeit am Platze.

1. Boden + Bitumen. Bei bindigen Böden bewirkt Bitumen eine Impermeabilität, in Sanden wirkt es als Bindemittel und Ton wird schon mit 2% Bitumenzugabe undurchlässig. Loses Geschiebe wird imprägniert. Als Grundregeln fand man: die optimale Verfestigung erfordert die minimalste Menge Bitumen; die erforderliche Menge wächst mit der Proportion Silicium/Sesquioxid (Kieselsäure : Aderthalboxyden) im Tonboden; der Einfluß organischer Bestandteile im Ton kann die Wirksamkeit der chemischen Reaktion überdecken; je mehr Valenzen der Cationen gebunden sind, um so leichter gelingt meistens die Verfestigung; in letzterem Falle begünstigt die Zugabe von Eisen und Aluminiumsalzen die Reaktion merklich; wenn der Bitumenzugabe bakterienschädliche Stoffe fehlen, kann das Bitumen im Boden von Mikroben zerstört werden, besonders, wenn der Boden kalkig ist; je höher der Asphaltgehalt im Bitumen, um so besser die Wirkung, Krack-Asphalt und Goudron von hoher Temperatur geben die besten, normale Asphalte, mittlere und Rohgoudrone die schwächsten Resultate; bei sauren Böden kann die Zugabe von 1—2% Anilin-Furfurol die Leistung eines Bitumens beträchtlich erhöhen (vgl. Ziff. 5).

2. Boden + Kalk. Kalk besitzt ein weit verbreitetes Vorkommen und man braucht nur kleine Mengen beizugeben. Die eintretende Reaktionen sind nach Winterkorn entweder eine sehr schnell einsetzende zeolithische Kristallbildung, die man jedoch kaum erzwingen kann, oder eine sehr langsam verlaufende Karbonathärtung, die meist zu erwarten ist. Mit vergleichbaren Mengen an Portlandzement sollen die Ergebnisse stets besser gewesen sein. Den inneren Vorgang deutet man so: wenn eine Kalklösung mit Ton zusammentritt, heftet sich das wasserabweisende Ca-Ion an die Tonschuppen, indem es die dort befindlichen wasserbindenden Cationen in die chemische Struktur des Partikelchens drängt. Diese Umhüllung schützt vor Aufquellung und Durchweichung, vermindert also die Strukturanfälligkeit und verbessert die mechanischen Eigenschaften.

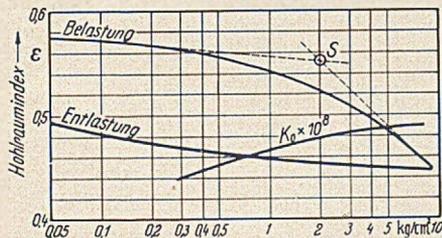


Abb. 2. Natürlicher Schluff von Orly. Quelldruck nach Terzaghi durch Tangentenschnittpunkt S bestimmt. Verdichtungskurven nach Proctor ASHO.

Beispiel 1: So konnte für den Schluff, der den Untergrund des mit Spannbetonstartbahnen belegten Flugfeldes von Orly bildet, mit einer nur 1% Kalkzugabe der Plastizitätsindex Atterberg um 10 Einheiten gesenkt werden. Eine Kuchenprobe des natürlichen Schluffs zerfloß nach 20minütiger Wasserlagerung, während eine 1%prozentige Kalkzugabe ihn so beständig machte, daß er erst nach 5 Tagen leichte Rise zeigte. Der Kalkzusatz setzte auch den Wassergehalt für die optimale Verdichtung herab. Der Koeffizient der kapillaren Wasseraufnahme war für den natürlichen Schluff $K \cdot h = 3,0 \cdot 10^{-2}$ cm²/Std., während er für den gekalkten Schluff nur noch $3,1 \cdot 10^{-2}$ betrug. Die Widerstandsfähigkeit gegen Druck war bei kapillarer Sättigung ohne Kalk 2,5 kg/cm², mit Kalk 3,25 kg/cm². Die Kalkzugabe vergrößerte die Durchlässigkeit von $1,1 \cdot 10^{-5}$ auf $1,0 \cdot 10^{-5}$ und verminderte den Quelldruck von 2 auf 1,3 kg/cm² und die Quellung von $2,10 \cdot 10^{-2}$ auf $3,16 \cdot 10^{-3}$.

Beispiel 2: Für einen Sperr-Erddamm im mittleren Orient aus Löss mit 9% Feinsand zwischen 0,2 und 0,05 mm, 64% braunen magnesitischen Schluff von 0,05 mm bis 5 μ und 27% Ton unter 5 μ ergab eine 2% Kalkzugabe ein LL von 54% statt 64%, ein LP von 23% statt 16% und damit ein JP von 31 statt 48. Die mittlere Korngröße wurde durch Ausflockung bei 2% Kalkzugabe 20 μ (bei 5% Kalkzugabe sogar 30 μ , wobei die Körnung < 5 μ von 5% auf 2% absank). Der

Quelldruck ging von 3 auf 2 kg/cm² zurück. Die Quellhöhe einer 1 m starken Schicht reduzierte sich von 5,5 cm auf 1,8, während sich die Durchlässigkeit des Materials größenordnungsmäßig von 10^{-10} auf 10^{-7} erhöhte. Die natürlichen Werte des Schluffes verboten seine unvergütete Verwendung als Damm- baustoff.

3. Boden und Flugasche. Einige Aschen von Dampfkraftwerken ergaben wegen ihrer zementierenden Eigenschaften erfolgversprechende Resultate, besonders in Deutschland. Je mehr die Aschen dem Portland-Zement ähneln oder dem hydraulischen Kalk, um so besser ist ihre verfestigende Wirkung. Untersuchungsergebnisse liegen leider nicht vor.

4. Boden und Leim. Man ist dabei, die Stabilisierung von Böden mit organischen Protein-Leimen oder Kohlehydraten zu untersuchen. Die Leime müssen wasserfest gemacht werden und für Mikroben unangreifbar. Die „Imperial Chemical Industries“ bringen einen konzentrierten Sisal-Extrakt auf den Markt. Es ist jedoch noch verfrüht, diesen Leim-Mitteln eine wesentliche Rolle zuzuerkennen, weil noch viel Schwierigkeiten zu überwinden sind.

5. Boden und Harze. Die Anwendung dieser Mittel ist neueren Datums und zunächst in USA studiert und wegen der anfänglich militärischen Bedeutung für die Strandverfestigung geheim gehalten. Die vorliegenden Berichte lassen aber folgende Betrachtung zu. Der gleiche Basistausch wie beim Kalkzusatz spielt sich auch bei Harzzugaben ab, indem die wasserbindenden Cationen durch wasserabweisende auf den Ton- teilchen ersetzt werden. Die Harze verbinden mit dieser Filmbildung gleichzeitig eine Zementation. Ihre Anwendung kommt in Frage, wenn ein Qualitätsprodukt verlangt wird, wenn andere Mittel versagen oder wenn man nur geringe Transporte vornehmen kann, oder lokale Schwierigkeiten vorliegen und schließlich wenn, wie bei militärischen Maßnahmen, die Kosten nur eine sekundäre Rolle spielen. Solche Mittel sind z. B. „Vinsol-Harz“, ein Unterprodukt der Terpentinergewinnung aus Kiefernstümpfen, von dem kleinste Mengen bei sauren Böden (mit einem pH < 7) gute Ergebnisse zeitigten, während sie bei pH > 7 wenig wirkten, ferner das aus Fruchtschalen und Mandelhülsen hergestellte „Pectosol“. Einem Forscher, Donald Davidson, gelang es, einen sehr plastischen Ton (LL = 78% JP = 52) durch 6—10%ige Beigabe von „d'Armac“, einer Handelsbezeichnung für eine essigsäure Aminosäure (Amino-Acetat), brauchbar zu verfestigen. Andere Produkte, die meist mit weniger als 1% des Trockengewichts der zu verfestigenden Bodenmenge zuzusetzen sind, fallen bei der Gewinnung von Papier, Cellophan und Copal (einem fossilen Harz, besonders geeignet Manila Copal) an. Mit Phenolzusätzen werden diese Harze bakterienfeindlich gemacht. Auch in Verbindung mit Sorel-Zement ergeben sich gute Resultate bei sauren Böden, ebenso in Kombination mit Bitumen, der die Hohlräume mit trägen Massen füllt. Eine gewisse Neutralisation muß fallweise je nach dem Charakter des Tonmaterials vorgesehen werden. Gegenwärtig besteht schon eine kontinuierliche Skala von Kombinationen dieser Arten von Bitumen mit 1—2% Anilin-Furfurol bis zu Anilin-Furfurol mit einigen Prozent Bitumen, deren Anwendung aber chemische Studien des zu verfestigenden Tons voraussetzt.

Sonderfall des Anilin-Furfurol. Anilin ist eine nur zu 3% wasserlösliche schwach basische aromatische Aminosäure. Furfurol ein primäres Aldehyd, das aus Haferspreu und schwefeliger Säure durch Destillation gewonnen wird. Es ist ölig, dunkelbraun, siedet bei 162 °C und verdichtet sich mit Aminen, Cetonen und Phenolen zu Kunstharz. Es wird vielfach gebraucht, z. B. als Kitt für Glühlampen in Sockelfassungen. Schon 1870 wurde es von Stenhouse festgestellt. 1938 studierte Winterkorn dies Material in seiner Verwendbarkeit zur Bodenverfestigung, da es damals für 10 cents je Pfund in USA erhältlich war. Tager hat Kontrollversuche durchgeführt über die er ausführlich unter Veröffentlichung der Ergebnisse nach den weiter oben angeführten Regeln und Kriterien berichtet. Die beiden Stoffe wurden für sich je in der Hälfte des zur Verdichtung nötigen Wassers dispers verteilt und dann nacheinander unter energischer Durchmischung zugesetzt. Im Endeffekt zeigen sich ähnlich gute Ergebnisse wie bei anderen Mitteln, jedoch bleibt die Anwendung eine Frage der Wirtschaftlichkeit, der Natur der Böden, der Möglichkeit einer Neutralisierung und der Notwendigkeit schnell zu guten Resultaten zu kommen. Als Katalysatoren empfiehlt Winterkorn die Chloride von Eisen, Aluminium und Anilin. Bei der Stabilisierung basischer Böden, wie kalkiger Sande, ist besonders Pentachlorphenol als wirksam festgestellt.

Als wesentliche Erfolge der Verharzung ergaben sich 1. eine sehr starke Verminderung der kapillaren Absorption, wobei

noch festgestellt werden konnte, daß die Verharzung nach 16 Stunden ziemlich plötzlich eintrat, und 2. eine weit geringere Zusammendrückbarkeit, die eine geringere Stärke der zu verfestigenden Schicht bzw. eine Erhöhung der Belastung zuläßt. Diese Beobachtungen machten die Harz-Mittel für die Sandstrandverfestigung besonders interessant.

Die Strandverfestigung erfordert indessen ausgedehnte Voruntersuchungen mit quarzitischem Material (wie an unseren Küsten meist vorhanden) oder vulkanischen Sanden, mit teils aschigen leichten und teils granitischen Elementen (wie an vielen Inseln des Pazifik) und mit den kalkigen Sanden der meisten südlichen Küsten.

Die Ausführung der Arbeiten umfaßte: Mischung der Flüssigkeiten, Mischung mit dem Strandgut und Verdichtung mittels Stahlplatten mit aufgesetzten Betonrüttlern, welche vom Mischaggregat nachgezogen wurden. Die Ergebnisse befriedigten durchaus, könnten aber hinsichtlich der Verdichtung noch verbessert werden.

6. Thermische Stabilisierung. Man sintert den Boden mit fahrbaren Brennern am Platz, oder man brennt die tonigen Bestandteile für sich und mischt sie dem Boden wieder bei. Erstere Methode wird in Australien oft angewandt, die letztere in Argentinien. Ein Phänomen mit wachsender Bedeutung ist die Thermo-Osmose: wenn man einem bindigen Boden ein Wärmepotential zuführt, wandert das Wasser ohne Verdampfung von der warmen zur kalten Seite. Man kann dies Verfahren gut anwenden, wenn man im Frühjahr flüssige Bitumina aufbringen will. Man studiert die praktische Anwendung bei Straßenbettungen und Gründungen zur Zeit in Birma und Südafrika. Die Theorie und den Ablauf der physikalischen und chemischen Vorgänge machte Winterkorn zum Gegenstand der gegenwärtigen Forschung in Princeton.

7. Elektrische Stabilisierung. Die angewandten Erscheinungen sind:

a) die Elektro-Osmose oder Drainage des Bodens durch Anwendung eines elektrischen Potentials, b) Thermo-Osmose infolge Heizung durch den elektrischen Strom und c) die zerstörende Wirkung hochgespannter Ströme auf Tone. Die elektro-osmotische Drainage wurde zuerst von den Deutschen zu militärischen Zwecken benutzt. Die Ergebnisse mit dieser Methode haben jedoch in den USA. nach Winterkorn nicht befriedigt, zumal die Anwendung teuer ist und wirtschaftlichere Verfahren zur Verfügung stehen. Über die beiden anderen Vorschläge sind in den bearbeiteten Quellen keine Ausführungen gemacht. [Nach A. Tager: Ann. de l'Inst. Techn. du Bât. et des Trav. Publ. 50 (1952) No. 51 und H. F. Winterkorn: Suppl. Ann. de l'Inst. Techn. du Bât. et des Trav. Publ. 50 (1952) No. 57.]

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

Die Schleusen von Ottmarsheim.

Vor kurzem wurden schon die Schleusen von Ottmarsheim besprochen [vgl. Bauingenieur 27 (1953) S. 140], die in folgendem genauer behandelt werden sollen. Ottmarsheim ist unterhalb Kembs die zweite jetzt fertiggestellte Staustufe des Rheins, der zur Ausnutzung der elektrischen

Energie des Rheins bestimmt ist, jedoch ebenso der Schiffbarmachung dient. Die Abmessungen der Schleuse sind nach den zwischen Straßburg und Basel verkehrenden Rheinkähnen festgelegt worden.

Während bei Kembs die Schleusen die Abmessungen 185 · 25 m und 100 · 25 m besitzen, sind sie hier auf 185 · 23 und 185 · 12 geändert worden. Die Wasserspiegelfläche der beiden Schleusen ist ungefähr gleich (Abb. 1 bis 3). Zur Füllung einer Schleuse wird die große Wassermenge von

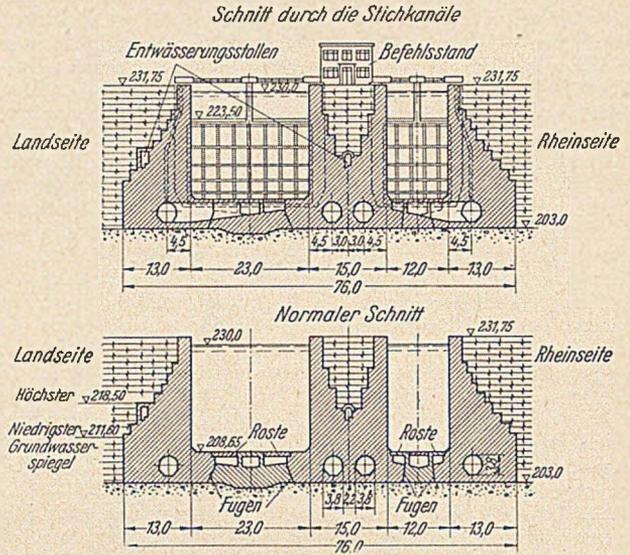


Abb. 1. Ottmarsheim. Querschnitt der Schleuse.

maximal 115 m³/s verwendet. Das bedeutet eine größte Geschwindigkeit von 0,2 m/s in den Vorhäfen, die nicht überschritten werden durfte. Die größten Steiggeschwindigkeiten in der großen Schleuse betragen dabei ungefähr 1,5 m/min, bei der kleinen sogar 3 m/min. Die Zeit zwischen Schließbeginn und Beendigung des Öffnens der Tore beträgt bei größtem Hub der großen Schleuse 18 min, bei der kleinen 11 min. Im Mittel ist die Fallhöhe der Schleusen 16,4 m (+ 230,0 — 213,6 m NN). Sie kann jedoch bis 18 m ansteigen.

Die Höhe der Mauerkronen über dem höchsten Wasserspiegel von + 230,0 m NN beträgt 1,75 m. Der Oberdrehel fällt auf rund 15 m zur Sohle der Schleusenammer auf + 208,65 m NN ab. Die größte Wassertiefe in der Schleuse beträgt 21,35 m. Der tiefste Teil der Schleusensohle liegt auf + 202,0 m NN bei einer größten Stärke der Sohle von 6,65 m. Füllen und Entleeren der Schleusen geschieht mit im 13 m breiten unteren Teil der Seitenmauern und der 15 m breiten Trennmauer angeordneten Stollen von je etwa 12 m² Querschnittsfläche. Von diesen führt je ein Stichstollen zu den mit Rosten abgedeckten Längskanälen unter der Schleusenammer (Abb. 4), durch die das Schließwasser auf der ganzen Länge der Kammer in diese eintritt.

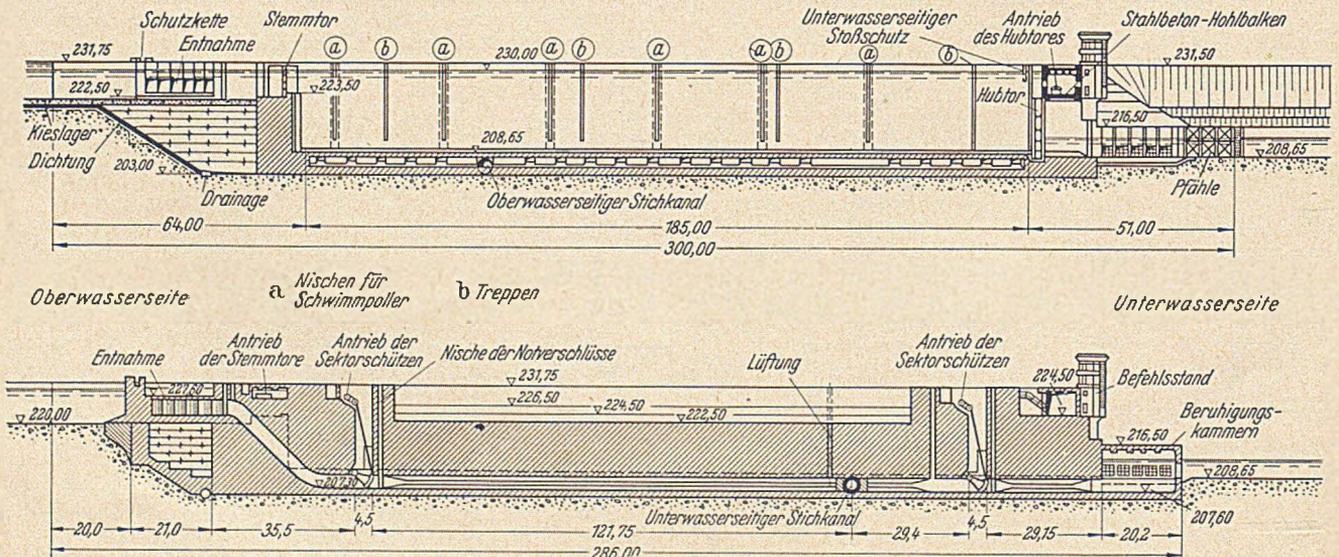


Abb. 2. Ottmarsheim. Längsschnitt in der Achse der kleinen Schleuse und Längsschnitt durch den Hauptstollen.

Im Oberhaupt sind Stemmtore aus Stahl eingebaut (Abb. 5). Diese sind für beide Schleusen 8,50 m hoch und für die große Schleuse etwa 12,5 m, für die kleine 6,70 m breit. Sonst baut man im allgemeinen bei Verhältnissen von Breite zur Höhe von 1,0 : 1,5 an wie bei der großen Schleuse Ottmarsheim Klappstore ein. Bei der großen Schleuse ist das Stemmtor als Ständertor ausgebildet und bei der kleinen als Riegelstor. Die Stemmtore der großen Schleuse lassen sich in 2 min öffnen und die der kleinen in 1 min.

Die Unterhäupter sind dagegen mit Hubtoren ausgerüstet. Das Gewicht des großen Hubtores beträgt 325 t. Es ist durch vier regelbare Gegengewichte von je 68 t ausgeglichen. Bei

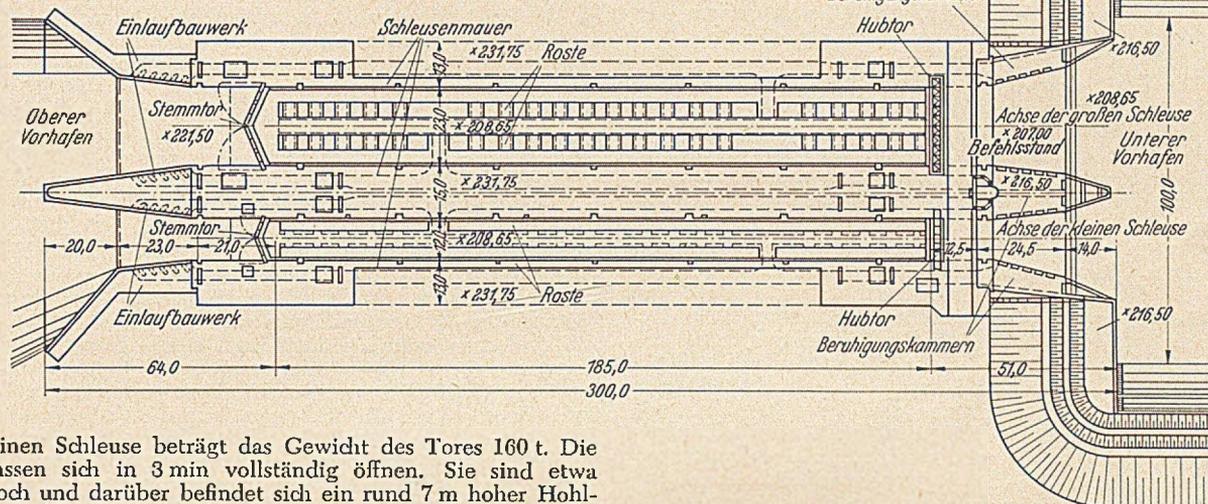


Abb. 3. Ottmarsheim. Grundriß.

der kleinen Schleuse beträgt das Gewicht des Tores 160 t. Die Tore lassen sich in 3 min vollständig öffnen. Sie sind etwa 15 m hoch und darüber befindet sich ein rund 7 m hoher Hohlkasten aus Stahlbeton. In seinem Inneren befinden sich die Maschinen zum Aufziehen der Hubtore.

Das Wasser tritt durch ein in 5 Eintrittsöffnungen aufgelöstes Einlaufbauwerk ein, das gegen den Eintritt von Treibstoffen mit einem Grobrechen von 15 cm Spaltweite ausgerüstet ist und durch seine Formen eine ganz turbulenzfreie Strömung ermöglicht. Das Einlaufbauwerk ist direkt ober-

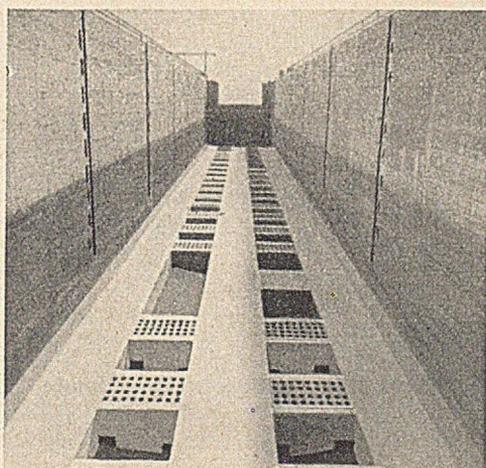


Abb. 4. Ottmarsheim. Blick gegen das Oberhaupt ins Innere der großen Schleuse mit Rosten.

wasserseitig des Obertores angeordnet. Der Stollenquerschnitt ist wie bei Kembs 3,80 m breit und ebenso hoch. Die mittlere Geschwindigkeit im Stollen beträgt bei der größten Füllwasser menge 5 m/s. Sowohl die Füllung der Schleusen als auch deren Entleerung geschieht durch diese Stollen.

Sie werden durch Sektorschützen abgeschlossen, die zur Verhinderung von Kavitation umgekehrt wie üblich angeordnet sind. Die Zeit zur vollen Öffnung einer Schütze beträgt $2\frac{3}{4}$ min. Das in die Schleusen kammer zugeführte Wasser kann — wie bekannt — außer örtlichen Wirbeln, die ein Aneinanderstoßen der Kähne und ihr Anstoßen an die Schleusenwände zur Folge haben können, auch Längs- und Querwellen hervorrufen, die ein Reißen der Vertäuung an den Pollern und Anstoßen der Kähne an die Tore erzeugen können. Man suchte in vielen Modellversuchen nach einer idealen Art der Verteilung des Wassers und fand sie schließlich in einer neuartigen Methode der Zuleitung von dem Hauptstollen durch Querstollen, die in den beiden Viertelpunkten in die unter der Sohle liegen-

den Längskanäle münden, aus denen das Wasser ganz gleichmäßig durch Roste nach oben in die Schleuse eintritt.

Das Entleerungswasser kann beim Austritt ins Unterwasser ebenfalls dort wartende Kähne behelligen. Der Austritt wurde deshalb in 5 Einzelöffnungen aufgelöst. Das Wasser durch-

läuft zwei Toskammern. Aus der letzten tritt es durch einen Grobrechen aus Stahlbetonstäben mit verhältnismäßig kleiner Geschwindigkeit ins Unterwasser aus.

Durch Verriegelung einzelner Maschinengruppen ist es unmöglich gemacht, beide Schleusen gleichzeitig zu füllen oder zu entleeren oder das Wasser frei vom Ober- zum Unterwasser hinabfließen zu lassen. Es ist nicht möglich, Verschlüsse zu öffnen, wenn die entsprechenden Verschlüsse der anderen Schleuse noch nicht geschlossen sind. Ferner ist es bei ein und derselben Schleuse durch elektrische Verriegelung unmöglich gemacht, einen Verschuß zu öffnen, wenn der andere Verschuß noch nicht geschlossen ist. Im übrigen ist auch sonst alles darauf abgestellt, daß ein Vorgang erst vollständig abgelaufen sein muß, ehe ein anderer darauf folgen darf.

Die Obertore sind besonders geschützt, denn ein Bruch eines Obertores bei offenem Untertor kann katastrophale Folgen haben. Man hat daher vor jedem Tor eine Abschlußkette vorgesehen, die durch ein bewegliches Gegengewicht in einem Schacht der Trennmauer gespannt wird. Ein 1200-t-

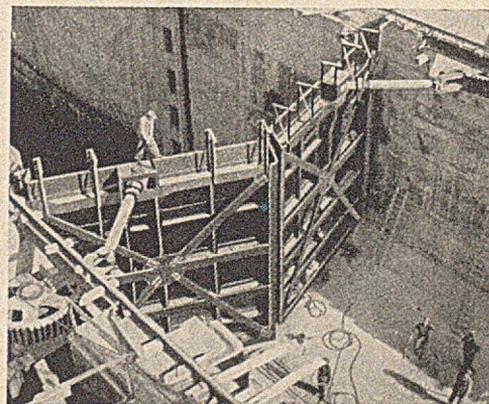


Abb. 5. Ottmarsheim. Stemmtor im Oberhaupt.

Kahn, der mit einer Geschwindigkeit von 0,3 m/s an die Kette anstößt, muß das Gegengewicht erst um 4 m heben, ehe er zum Stillstand kommt. Wenn das Tor geöffnet ist, wird das Gegengewicht elektrisch hochgewunden und die Kette sinkt auf den Boden des Oberhafens ab und macht die Einfahrt frei.

Der Schutz der Untertore ist mehr derjenige des darüber angeordneten Stahlbeton-Hohlkastens. Bei gefüllter Schleuse könnte ein Kahn mit Wucht gegen den Hohlkasten stoßen und

bei Bruch dieses Balkens eine Entleerung des Oberkanals ins Unterwasser verursachen. Die Schutzvorrichtung besteht bei jeder Schleuse aus einem starren Balken oberwasserseitig des zu schützenden Hohlalkens und in der Höhe des Oberwasserspiegels. Eine elastische Zwischenschicht kann sich so stark zusammendrücken, daß die lebendige Kraft eines 1200-t-Kahns mit der Fahrgeschwindigkeit von 0,3 m/s nach 30 cm Zusammendrückung aufgezehrt ist und der Kahn zum Anhalten kommt.

Die Schleusen können vom Schiffsfahrtskanal durch Notverschlüsse abgesperrt werden, und zwar oberwasserseits des Ober- und unterwasserseits des Untertores. Die Notverschlüsse werden von einem Portalkran eingesetzt. Ferner können für sich abgesperrt werden ein Sektorschütz, eine Entnahme oder eine Toskammer. Der ganze oder ein Teil eines Stollens oder beide Stollen einer Schleuse können ebenfalls trockengelegt werden. Die dazu erforderlichen Notverschlüsse können von auf der Schleusenkrone laufenden kleinen Kranen eingesetzt werden.

Eine Beleuchtung außerhalb der Schleuse ist vorgesehen, die den Betrieb auch bei Nacht gestattet. Leuchtfeuer, die sonst nur Hafeneinfahrten regeln, wurden hier benutzt, und zwar Feuer, die die Einfahrt, und solche, die die Ausfahrt aus der Schleuse gestatten oder verbieten. Stahlbetonpfähle mit Holzgleitschutz leiten die Schiffe besonders in der Nähe des Einlaufes des Schleusungswasser und an dessen Austritt und schützen die Bauwerke dort vor Stößen der Kähne. Das Treideln ist nur auf den Bereich der Schleusen und deren unmittelbaren Nachbarschaft beschränkt. Es wird durch 6 Spille an der Ein- und Ausfahrt der Schleuse bewerkstelligt. In den Vorhäfen und auf der Mauerkrone sind Plattformpoller und Ringe zum Festmachen der Kähne vorhanden. Im Inneren der Schleuse befestigen sie an Haltekreuzen. In der kleinen Schleuse mit den großen Steigegeschwindigkeiten sind Schwimmpoller wie bei der Schleuse Fürstenberg angebracht.

Man fand durch zwei groß angelegte Bohrreihen in den Jahren 1932—35 und 1946/47, daß der Untergrund etwa in einer Stärke von 25 m unter Gelände aus Alluvium besteht, das über einer undurchlässigen Schicht lagert. Diese liegt auf etwa + 195,0 m NN, also rund 7 bis 8 m unter der Schleusen-

sohle. Im Gegensatz dazu liegt die undurchlässige Schicht bei Kembs nur 10 m unter Gelände. Das Alluvium besteht aus sehr feinem Sand bis zu Kies von 20—30 cm ϕ . Der obere Teil der undurchlässigen Schicht besteht aus einem etwas plastischen gelben Mergel von etwa 2 m Stärke und darunter kommt ein schiefriger, grauer, harter und dichter Mergel. Die Durchlässigkeit des Alluviums ist sehr verschiedenartig, die des Mergels ist etwa 1 Mio. mal so klein als die des Alluviums.

Ausgehoben wurden 775 000 m³ vom Gelände etwa auf Ordinate + 221,5 m NN bis + 202,0 m NN im Trocken. Die Pumpen der eingesetzten Grundwasserabsenkungsanlage arbeiteten mit einer Leistung von maximal 950 PS.

Die ausgehobenen Massen wurden nach erfolgtem Brechen, Sieben und Waschen als Zuschlagstoffe zum Betonieren der Schleuse, des Krafthauses und der Kanalverkleidung benutzt. Der Beton kam von den Mischmaschinen in Kübeln von 1 m³ Inhalt mit Zügen auf einer hölzernen Bedienungsbrücke zu den Einbaustellen und wurde dort von Turmdrehkränen eingebaut. Als Schalung wurde im allgemeinen Stahlschalung verwendet. Gerüste waren nur notwendig zur Herstellung des Hohlalkens am Unterhaupt. Hierzu wurden Rohrgerüste verwendet. Für die Schleusen waren etwa 250 000 m³ Beton und 2900 t Bewehrung einzubringen, das sind rund 11,5 kg/m³. Der Rohbau der Schleusen wurde 1948 begonnen und war nach 11 Monaten beendet (Ende 1949). Die Montage der Ausrüstungs- und Maschinenteile verzögerte sich stark, so daß die Schleusen erst 1951/1952 in Betrieb genommen werden konnten.

Schon bei Fallhöhen von 16—20 m will man in Deutschland Hebewerke statt Schleusen bauen. Von den bis jetzt gebauten drei Hebewerken ist Niederfinow für eine Fallhöhe von 36 m, Henrichsburg für 14 m und Rothensee für Fallhöhen von 10,48 bis 18,67 m vorgesehen, also Verhältnisse ungefähr wie bei Ottmarsheim. Besonders bei der breiten Schleuse in Ottmarsheim könnte durch ein Hebewerk eine bedeutende Wasserersparnis von im Mittel 15 m³/s bei Annahme von 20 Füllungen der Schleuse am Tage für Kraftzeinnutzung nutzbar gemacht werden. [Nach Travaux 36 (1952) S. 169—178.]
Dr.-Ing. Fritz Orth, Berlin

Buchbesprechungen und Neuerscheinungen.

Fries, Walter, Dr.-Ing.: **Fachwerk und Rahmenwerk.** Ein systematischer Grundriß der Statik des ebenen Tragwerkes. 368 S., Gr. 8°, mit 365 Abb. Berlin-Göttingen-Heidelberg: Springer-Verlag, 1953. Ganzl. DM 42,—.

Das Buch von Fries erinnert in mancher Hinsicht an das klassische Werk von Grüning: Statik des ebenen Tragwerkes. Es bringt eine systematische Behandlung des gesamten Gebietes der Statik ebener Fachwerke und Rahmenwerke einschl. des Formänderungsgrößenverfahrens auf der von Mann 1927 gegebenen Grundlage. In seinem strengen Aufbau, ausgehend von den allgemeinen Grundlagen über Gleichgewichts- und Formänderungsaufgabe des statisch bestimmten Tragwerkes zur Berechnung statisch unbestimmter Tragwerke, ist es in erster Linie zum Studium der Statik bestimmt und geeignet, weniger allerdings wohl zur Einführung.

Die Darstellung könnte an manchen Stellen durch etwas kürzere Fassung an Klarheit gewinnen. Die Unterscheidung von einfach und mehrfach „standfesten“ an Stelle von statisch bestimmten und statisch unbestimmten Tragwerken und andere ungewöhnliche Bezeichnungen wie Gesetz der möglichen Verschiebungen statt Prinzip der virtuellen Verrückungen dürfte kaum die ungeteilte Zustimmung der Fachwelt finden.

E. Kohl, Braunschweig.

Kießler, Fritz, Dipl.-Ing.: **Angewandte Nomographie.** Teil 1: 135 S., Gr. DIN A 5, 143 Diagr. und Tabellen. Halbl. DM 18,—. Teil 2: 176 S., Gr. DIN A 5, 145 Zeichn., Diagr. und Tabellen. Essen: W. Girardet, 1952. Halbl. DM 19,80.

Das Werk ist aus den Vorträgen des Verfassers bei den AWF-Rechenkursen (Ausschuß für wirtschaftliche Fertigung) hervorgegangen; infolgedessen tritt überall ein weitgehendes pädagogisches Einfühlungsvermögen für die Einstellung und die Bedürfnisse des Praktikers hervor. Die beiden Bücher enthalten zahlreiche sorgfältig ausgeführte Nomogramme, die sich stets auf industrielle Fragestellungen beziehen; der Berech-

nungsgang ist immer eingehend geschildert, so daß auch der Anfänger den Überlegungen leicht zu folgen vermag. Die anschauliche Ausführung der Zeichnungen, besonders der räumlichen Abbildungen (vgl. z. B. Teil 2, S. 10 u. 11) verdient besondere Anerkennung. Es werden Funktionsleitern, Leiter tafeln, bewegliche Leitern, Netztafeln, Funktionsnetze und Sonderrechenstäbe behandelt. Das Werk kann jedem Ingenieur, der von dem zweckmäßigen Hilfsmittel der Nomogramme Gebrauch machen will, zur Einarbeitung bzw. zur Ergänzung seiner Kenntnisse empfohlen werden.

Prof. Dr. W. Rosemann, Mönchen-Gladbach.

Wundt, W., Dr., Honorarprofessor a. d. Universität Freiburg i. Br., Mitglied der Deutschen Akademie der Naturforscher in Halle a. d. S.: **Gewässerkunde.** 320 S., Gr. 8°, mit 185 Abb. Berlin · Göttingen · Heidelberg: Springer-Verlag, 1953. Geb. DM 34,50.

Es ist die Arbeit eines forschenden, mit der Materie verwachsenen Lebens, das in diesem Buche seinen Niederschlag gefunden hat. Der Verfasser zeigt seine tiefe Verbundenheit mit der Natur der Gewässer, die in allen Darstellungen zum Durchbruch kommt. Wenn Wundt die Synthese zu einer Reihe von Nachbarwissenschaften als Zweck seines Buches bezeichnet, so ist dieses Vorhaben als erfüllt anzusehen. Wird der Inhalt mit den Augen des Bauingenieurs, insbesondere des Wasserbauers und Wasserwirtschaftlers betrachtet, so fällt die zwar systematische, aber doch mehr aufgelockerte Behandlung des Themas gegenüber der oft zu strengen Fassung in den Werken der Ingenieure wohlthuend auf.

Vom alle Zweige des Wasserwesens verbindenden Glied des Kreislaufs des Wassers ausgehend werden zunächst in der bekannten Teilung: Wasserschutz und Wassernutzung bautechnische Aufgaben gestreift, um dann die eigentliche Gewässerkunde mit ihren Verbindungen zum Klima, zum Relief (Geomorphologie) und zur Biologie eingehend zu behandeln. Diesen Abschnitten kommt für die neuzeitliche Auffassung der Gewässerkunde besondere Bedeutung zu. Sie können indes

nicht ohne die mathematisch-statistischen Verfahren der Wasserwirtschaft und den Ergebnissen über die Wasserführung mit ihren Schwankungen und Extremwerten auskommen, so daß diesen Gegenständen einige inhaltsreiche Abschnitte gewidmet sind, in denen die Zusammenhänge mit der Geographie, Meteorologie und Morphologie deutlich zum Ausdruck kommen. In diese Reihe gehört auch der das Buch abschließende Abschnitt über die Vorratsbildung und Vorratsschwankung des Wasserhaushalts, in das die in einem besonderen Kapitel behandelten Grundwasserfragen einbezogen sind.

Im Anhang sind zahlreiche geographische und wasserwirtschaftliche Angaben enthalten, und das ausgezeichnete Literaturverzeichnis erleichtert das gründliche Studium der Materie. Auch die nüchternen Ingenieure danken Wundt für das Buch und wünschen ihm weiteste Verbreitung.

H. Wittmann, Karlsruhe.

Graf, Otto, Prof. Dr.-Ing. e. h., Stuttgart: Die wichtigsten Baustoffe des Hoch- und Tiefbaues. 4. verbesserte Aufl. Sammlung Göschen, Bd. 984. 131 S., Gr. DIN A 6 mit 63 Abb. Berlin: Walter de Gruyter & Co. 1953. Brosch. DM 2,40.

Diese praktische Kurzeinführung in die Kenntnis der wichtigsten Baustoffe des Hoch- und Tiefbaues unseres Altmeisters Graf liegt nun in 4. Auflage vor. Sie unterscheidet sich inhaltlich nur wenig von der 3. Auflage (1947) und behandelt in 15 Kapiteln die Hölzer (13 S.), die natürlichen Steine (10 S.), die Zemente (12 S.), den Zementmörtel und Beton (37 S.), den Kalk und Kalkmörtel (9 S.), den Gips und Gipsmörtel (1 S.), den Magnesia-Mörtel (1 S.), die latent-hydraulischen Stoffe (Traß, Ziegelmehl, granuliert Hochofenschlacke) (2 S.), die Mauersteine und das Mauerwerk (10 S.), die Dachziegel (2 S.), den Stahl, Stahlguß, Grauguß (23 S.), die Nichteisenmetalle (2 S.), das Bauglas (2 S.), die Anstriche (1 S.) und den Asphalt und Teer (2 S.). Neu hinzugekommen ist das 16. Kapitel über die künstlichen, organischen Werkstoffe (1 S.), sowie 6 neue Abbildungen (je 2 über Leichtbeton, Lochziegel und Hohlblocksteine). — Auch der neue Drucksatz bleibe nicht unerwähnt. Sehr zu begrüßen ist das gute Papier (sehr im Gegensatz zur vorigen Auflage).

A. Troche, Hannover.

Versuche für den Holzbau (= Heft 9, Fortschritte und Forschungen im Bauwesen, Reihe D). Berichte des Beirats für Bauforschung beim Bundesminister für Wohnungsbau. 135 S., mit Abb. und Tafeln, Gr. DIN A 4. Stuttgart: Franck'sche Verlagshandlung, 1953. DM 14,70.

Das Heft enthält eine Reihe von Versuchen für den Holzbau der drei Verfasser Prof. Dr.-Ing. habil. K. Egner, Dr.-Ing. G. Marten und Obering. Dr.-Ing. K. Möhler, eingeleitet durch ein Vorwort von Prof. Dr.-Ing. e. h. Otto Graf. — Behandelt werden 1. Versuche mit 2teiligen, geleimten Holzstützen (16 S.), 2. Biege- und Knickversuche mit zusammengesetzten Holzdruckstäben (28 S.), 3. Spalten und Tragfähigkeit von Nagelverbindungen (18 S.), 4. Verhalten von Nagelverbindungen mit dicken Drahtstiften (18 S.), 5. Über die erforderliche Mindestdicke hölzerner Dachschalungen mit Querverbindungen (18 S.) und 6. Biegeschwellbelastung 35 m langer, genagelter Vollwandträger (30 S.). — Die Fülle der gewonnenen Ergebnisse ist an dieser Stelle nicht wiedergebar.

A. Troche, Hannover.

Hartmann, Friedrich, Prof., Abteilungspräsident i. R.: Reichsbahnweichen und Reichsbahnbogenweichen. 2. verb. Auflage. 213 S., Gr. 15,5 · 21,5 cm. Frankfurt a. Main, Berlin-Zehlendorf: Dr. Arthur Tetzlaff-Verlag 1952. DM 16,—.

Die neue Auflage des Buches, dessen 1940 erschienene 1. Auflage seit Jahren vergriffen ist, wird von allen Oberbaufachleuten freudig begrüßt. Denn in diesem Buche vermittelt der Verfasser, der über zwei Jahrzehnte maßgebend an der Entwicklung der Reichsbahnweichen mitgewirkt hat, dem Leser in klarer Darstellung seine reichen Erfahrungen, die er bei der Erarbeitung der geometrischen Grundlagen und der konstruktiven Gestaltung der Reichsbahnweichen gewonnen hat.

Die Stoffeinteilung deckt sich im wesentlichen mit derjenigen der 1. Auflage: Gerade Weichen, Bogenweichen, Einzelheiten der baulichen Durchbildung, Weichenverbindungen und -anschlüsse, Verwendung der Weichen, Einrechnen von Bogenweichen und Berechnung der Schwellenteilung. Neu aufgenommen sind grundsätzliche Bemerkungen über Kreuzungen,

Übersichten über die Halbmesser von einfachen Bogenweichen und Bogenkreuzungsweichen, ein Abschnitt über Weichen in Übergangsbogen, eine Zusammenstellung der Bezeichnung der Weichteile sowie eine Zahlentafel über Gewichte verschiedener Weichen und Kreuzungen. Der Abschnitt: Verwendung der Reichsbahnweichen ist auf die neuen Bestimmungen des Anhanges zu den Oberbauvorschriften (AzObv 24 und 10) umgestellt. — Die Abbildungen sind vielfach verbessert und mehrfach ergänzt worden. Ebenso gediegen wie der Inhalt ist auch die Ausstattung des Buches, das ausübenden und lernenden Oberbauern gleich wertvolle Dienste leisten wird.

Erwin Massute, Hannover.

Höfer, Max, Oberreichsbahnrat i. R.: Taschenbuch zum Abstecken von Kreisbogen mit und ohne Übergangsbogen. Für Teilung des Kreises in 400^o. Begründet von O. Sarrazin u. H. Oberbeck. 3. verbesserte Aufl. 410 S., Gr. 11,5 · 16 cm, mit 39 Abb. Berlin · Göttingen · Heidelberg: Springer-Verlag, 1953. Halbl. geb. DM 12,—.

Die Neuauflage füllt eine sehr fühlbar gewordene Lücke aus. Die Gliederung des Stoffes ist die gleiche geblieben wie in der 2. Auflage. In der Einführung ist die Weiterentwicklung der Oberbauvorschriften der Deutschen Bundesbahn berücksichtigt, doch sind mehrere Neuerungen der Fassung von 1951 sowie der Ausgabe 1952 des Anhanges noch nicht eingearbeitet, so z. B. die von $4,5 \cdot \sqrt{r}$ auf $4,6 \cdot \sqrt{r}$ [km/h] geänderte Höchstgeschwindigkeit in Bogen und der daraus abgeleitete Mindesthalbmesser (S. 8). Die Bedingung, daß der kleinste Halbmesser für unmittelbar aneinanderstoßende, nicht überhöhte Gegenbogen $V^3 : 175$ [m] sein darf, findet sich in den jetzt gültigen Oberbauvorschriften nicht mehr (S. 42). — Die Tafeln I, II a und b, III, IV und V sind gegenüber der vorigen Auflage unverändert. Die Formeln des Anhanges zur Prüfung der Bogenabsteckung usw. sind auf den Festwert m der Funktion $y = m \cdot x^3$ umgestellt worden.

Sicherlich würde es von vielen Seiten begrüßt werden, wenn sich der Verfasser entschließen könnte, in der nächsten Auflage auch die geschwungene Überhöhungsrampe zu behandeln.

Der vom Verlag in bekannter Güte ausgestattete Band bedarf nach den Erfolgen der früheren Auflagen keiner besonderen Empfehlung.

Erwin Massute, Hannover.

Graf, Ulrich, Prof. Dr.-Ing. habil., Düsseldorf, und Hans-Joachim Henning, Dr.-phil., Rheydt-Odenkirchen: Formeln und Tabellen der mathematischen Statistik. 102 Seiten, Gr. 15,5 · 23 cm mit 9 Abb. Berlin · Göttingen · Heidelberg: Springer-Verlag, 1953. DM 9,—.

In immer weitere Zweige der Wissenschaft und Anwendung dringt der Gebrauch der Verfahren der mathematischen Statistik ein und führt zur Vertiefung und Sicherung der Erkenntnisse und des Wissens. Auch für das Bauwesen und dabei vor allem für den Bauingenieur, dessen Arbeit sich entscheidend auf das zahlenmäßige Erfassen von Zusammenhängen stützt, ist die Benutzung dieses Hilfsmittels ein dringendes Bedürfnis. Wer sich mit diesen Fragen seit längerer Zeit beschäftigt, dem ist bekannt, mit welcher Unbekümmertheit und Harmlosigkeit die Ergebnisse weniger Versuche, z. B. an Baustoffen oder Bauteilen, zur Grundlage für zu treffende wichtige Entscheidungen gemacht werden.

Durch die Geodäsie und die dort angewandte Fehlerausgleichung ist der akademische Bauingenieur zwar schon auf wahrscheinlichkeitstheoretische Betrachtungen hingewiesen. Das verwandte Gebiet der Statistik bleibt ihm aber meist etwas fern. Es fehlen ihm die leicht zu handhabenden Hilfsmittel, um die zum Teil recht schwierigen Verfahren der neuzeitlichen mathematischen Statistik anwenden zu können. Da füllt die vorliegende Sammlung von Formeln, von zeichnerischen und Zahlentafeln aus den für den Ingenieur wichtigsten Fragen der Statistik eine fühlbare Lücke aus. Der Ingenieur findet u. a. Antworten auf die für ihn so häufig vorkommende Frage, welche Folgerungen er aus Stichproben von u. U. nur wenigen Gliedern ziehen darf, ob der wirtschaftliche Druck, der ihn zur Bescheidung auf kleinste Probenzahl drängt, nicht etwa zu einer unbrauchbaren und nicht zu verantwortenden Art der Prüfung führt.

Das Buch bringt nach einer Sammlung der wichtigsten Gleichungen zwanzig die Anwendung erläuternde Beispiele und auf weiteren etwa 40 Seiten die notwendigen Zahlentafeln und graphischen Darstellungen für die benutzten Funktionen. Nicht

bringen kann das Buch eine Ableitung und Einzelbegründung der mitgeteilten Grundlagen. Demjenigen, der sich genauer unterrichten will, gibt ein Literaturverzeichnis die notwendigen Hinweise.

Dem Bauingenieur, vor allem dem Baustoffprüfer und -verwender, dem Verkehrs- und Wasserfachmann sei das kleine Werk bestens empfohlen. Auch die Studierenden seien auf dieses wichtige Hilfsmittel zur Beurteilung statistischer Zusammenhänge hingewiesen.

K. Gaede, Hannover.

Mayer, Max, Prof. Dr.-Ing.: Lebendige Baustatik. Band I: Die statische Berechnung. 248 S., Gr. DIN A 4, mit 466 Bildern und 65 Tafeln, davon 5 lose Einstecktafeln. Berlin-Tempelhof: Bauwelt-Verlag, 1953. Ganzl. DM 38,—.

Das Buch will in erster Linie einen Weg weisen, wie statische Berechnungen zweckmäßig angelegt und durchgeführt werden, um allen Anforderungen an Klarheit, Übersichtlichkeit und Prüfbarkeit zu genügen. Was hier aus langjähriger Erfahrung über alle Fragen der Berechnung, Bemessung und Bauausführung niedergeschrieben ist, kann allen, die statische Berechnungen aufzustellen haben, zum Studium und zur Beachtung empfohlen werden. Nicht nur der Anfänger wird daraus viel lernen können, auch der geübte Statiker wird sich manche Anregung gern zunutze machen.

24 Regeln und die Grundsätze, die bei der Aufstellung von statischen Berechnungen zu beachten sind, bilden die Einleitung zu den an Hand von zahlreichen alltäglichen Beispielen gegebenen praktischen Hinweisen und Ratschlägen für Einzelheiten der Berechnung und Bemessung. Es handelt sich nicht um ein neues Lehrbuch der Statik, es setzt vielmehr die Kenntnis der Statik voraus und zeigt, wie im gegebenen Fall einfach und zweckmäßig gerechnet wird. Lediglich im Anhang wird ein Abriß der Balkenbiegung und mit Anwendungen auf Durchlaufträger und Rahmentragwerke die vom Verfasser vor 20 Jahren entwickelte Widerstandsrechnung mitgeteilt, die auf eine Einrechnung der Momentennullpunkte bei unverschieblichen Knotenpunkten hinausläuft.

E. Kohl, Braunschweig.

Die Schalltechnik. Fachzeitschrift herausgegeben von Dr. rer. pol. Hugo Stössel, Eichenberg. Hauptschriftleiter: Dr.-Ing. Werner Gabler, Berlin-Zehlendorf, Straße 510, Nr. 9. Verleger: Emil Zorn A.G., Fabrik für Hochbau- und Maschinen-Isolierungen, Eichenberg, Bez. Kassel. Die Zeitschrift erscheint in zwangloser Folge etwa 5 bis 6mal im Jahr.

Grengg, Hermann, Prof. Dr., Graz: Das Großspeicherwerk Glockner-Kaprun. (= Schriftenreihe des Österreichischen Wasserwirtschaftsverbandes Heft 23), 35 S., Größe DIN A 5, mit 10 Abb. Wien: Springer-Verlag, 1952. Steif geh. DM 2.80.

Frohnholzer, Josef, Dr.-Ing., München: Messungen am Hauptstollen des Lechspeichers Rosshaupten. Bericht über den Zeitraum von Juli 1951 bis Oktober 1952, mit einem Nachtrag bis Februar 1953, einschließl. 13 Abbildungen und 42 Tafeln. 75 S., Gr. DIN A 4, herausgegeben im Selbstverlag von der Bayerischen Wasserkraftwerke A.G., München 2 BS, Postfach 240. 1953. DM 7,—, Bestellung bei Herausgeber (nicht im Buchhandel).

Preisbildung und Garantie im Straßenbau. (= „Aktuelle Fragen der Straßenbauwirtschaft“). Eine Schriftenreihe der Fachabteilung Straßenbau im Hauptverband der Deutschen Bauindustrie. Nr. 1). 48 S., Gr. DIN A 5, Wiesbaden-Berlin: Bauverlag G. m. b. H., 1953. DM 3,—.

Verschiedenes.

Prüfung von Stahl.

Zeitstandsversuch an schmelzgeschweißten Stumpfnähten.

Der soeben erschienene Normblatt-Entwurf DIN 50128 (Entwurf Februar 1953) soll ein Prüfverfahren für Proben aus geschweißten Bauteilen, die bei höheren Temperaturen beansprucht werden, festlegen. Das hierzu geeignete Prüfverfahren ist der Zeitstandsversuch nach DIN 50 118 (Dez. 1952). Näheres über die Begriffe ist DIN 50 119 „Werkstoffprüfung; Standversuch, Begriffe, Zeichen, Durchführung, Auswertung“ (Dez. 1952) zu entnehmen.

Zeitstandsversuche an geschweißten Proben haben zum Ziel:

a) Das Kriechverhalten der Schweißverbindung zu untersuchen und Zeitdehnungsgrenzen zur Berechnung gegen Verformen zu ermitteln.

Hierbei ist zu beachten, daß beim Kriechen die Schweißnaht, das Übergangsgebiet und der Grundwerkstoff zusammen erfaßt werden. Sollen die Kriechanteile der drei Zonen im einzelnen gemessen werden, so müssen entsprechende Meß-

marken (günstig sind Vickerseindrücke) angebracht werden. Die Änderung des Meßmarkenabstandes kann durch Zwischenbau der Proben im Komparator ausgemessen und die Dehnungsanteile der drei Zonen können errechnet werden. Mit erheblicher Streuung der Ergebnisse hierbei muß gerechnet werden.

b) Das Bruchverhalten der Schweißverbindung zu untersuchen und Zeitstandfestigkeiten zur Berechnung gegen Bruch zu ermitteln, wobei die Zweckmäßigkeit des angewandten Schweißverfahrens und der Nachbehandlung sowie die Güte der Schweißung aufgezeigt werden können.

Die Einspruchsfrist zu diesem Entwurf läuft am 31. Oktober 1953 ab.

Neuer Vorstand des DAI.

Auf der Mitgliederhauptversammlung des Architekten- und Ingenieur-Vereins am 13. Juli 1953 in Hamburg wurde der Vorstand neu gewählt:

zum 1. Vorsitzenden: Dr.-Ing. B. Siebert, Hamburg;
zum 2. Vorsitzenden: Prof. Dr.-Ing. Architekt H. Seeger, Gießen;
als Beisitzer: Prof. Dr.-Ing. H. Bickenbach, Berlin, Dipl.-Ing. F. Schuppert, Hannover, Ministerialrat L. Wambsganz, München.

Der Vorstand setzt sich somit aus einem beratenden Ingenieur, einem freischaffenden Architekten, einem Wissenschaftler, einem Bauwirtschaftler und einem beamteten Architekten zusammen. Zum Vorsitz der Beirats wurde Prof. Dr.-Ing. J. Göderitz, Braunschweig, gewählt.

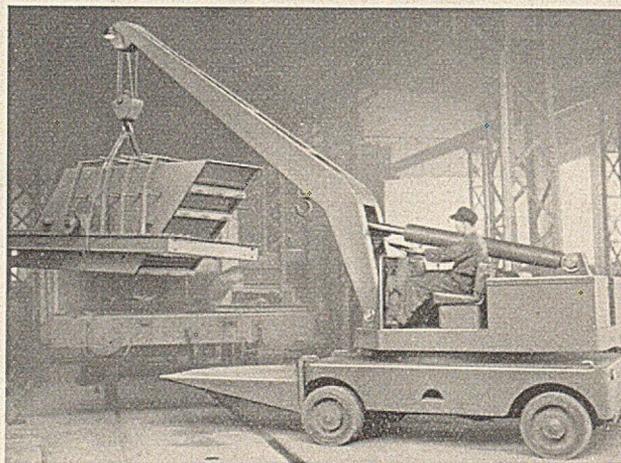
Mitteilungen aus der Industrie.

(Ohne Verantwortung der Herausgeber.)

Der IBAG-Schwenkkrane.

Der IBAG-Schwenkkrane ist ein selbstfahrender 5-t-Krane, bei welchem alle Arbeitsbewegungen mittels der Hydraulik erfolgen. Diese hydraulische Betätigung gestattet eine bisher bei derartigen Geräten nicht gekannte, spielend leichte und unbedingt narrensichere Handhabung.

Lasten von 5 t Gewicht lassen sich durch einen leichten Fingerdruck am Bedienungshebel bewegen. Die vollhydraulische Arbeitsweise ergibt außerdem eine ruhige und gleichmäßige Bewegung der Last. Die Genauigkeit, mit welcher sich diese absetzen läßt, kann fast als Millimeter-Arbeit bezeichnet werden. Dies gilt sowohl für das Heben und Senken des Auslegers und der Hakenflasche als auch für das Schwenken des Oberwagens um 180° und die Lenkung.



Diese arbeitet motorhydraulisch, so daß auch hier ein leichter Anschlag am Lenkrad genügt. Die Lenkachse ist als Pendelachse ausgebildet, durch welche sich Bodenunebenheiten mühelos überwinden lassen.

Der IBAG-Schwenkkrane ist vorwiegend für die Verwendung innerhalb des Betriebes und auf Fabrikhöfen bestimmt. Die äußeren Abmessungen wurden daher auf das Arbeiten in engen, niedrigen Werkhallen abgestimmt und sind hinsichtlich Länge, Breite und Durchfahrthöhe wesentlich kleiner als bei den bisherigen Konstruktionen. Trotzdem besitzt der IBAG-Krane neben der gleichen Tragfähigkeit die gleich große Ausladung und Hakenhöhe wie Modelle mit größeren Abmessungen. Als Stromquelle für den elektrischen Fahrtrieb dient entweder eine Batterie oder ein diesel-elektrisches Aggregat. Wie bei anderen selbstfahrenden Kränen ist die Verwendung von allen möglichen Zusatzgeräten, wie z. B. Einseilgreifer für Schütt- oder Stückgut, Magnete usw., möglich.

Rationelle Transport- und Verladearbeiten mit Zettelmeyer- Maschinen

Autoschütter (Vorderkipper) 2 und 4 cbm, mit selbsttätiger Entladevorrichtung für Massengüter aller Art im gleislosen Betrieb. Überlegene Vorteile: Auf Baustellen in hügeligem Gelände, bei vielen engen Kurven und Steigungen, bei schlagartigem Einsatz (keine Gleise usw.), bei mobilen Be- und Entladestellen

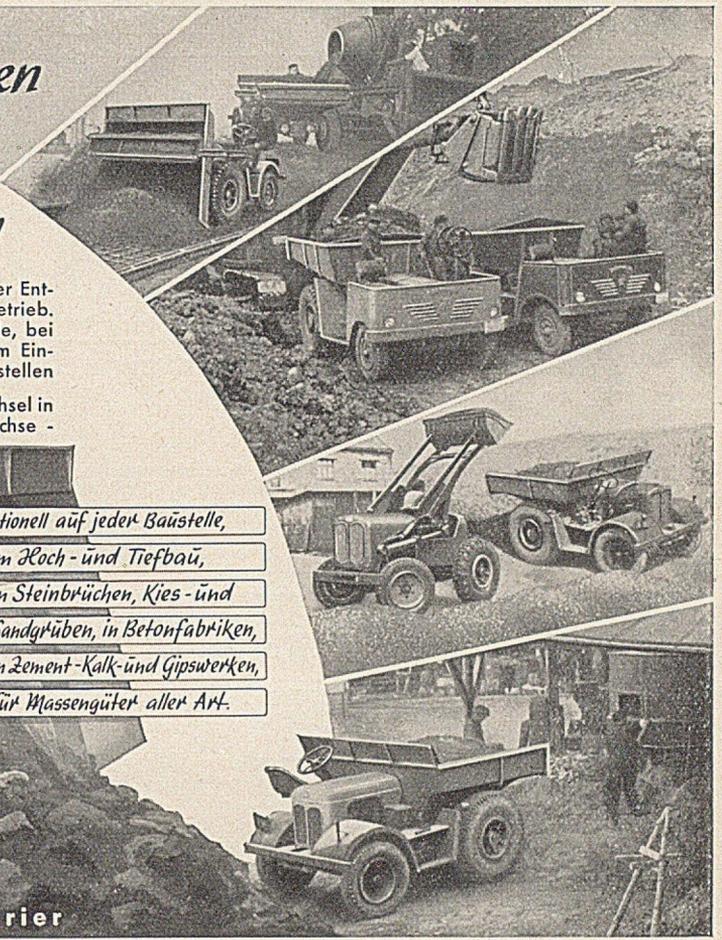
Hublader 500 L, mit Schnellumsteuerung für Fahrtrichtungswechsel in allen Gängen, Schaufel und Fahrersitz über der Treibachse - schnell und wendig. Große Arbeitsleistung.

Verlangen Sie
unseren
Prospekt 106

Rationell auf jeder Baustelle,
im Loch- und Tiefbau,
in Steinbrüchen, Kies- und
Sandgrüben, in Betonfabriken,
in Zement-Kalk- und Gipswerken,
für Massengüter aller Art.



Hubert Zettelmeyer · Konz bei Trier



ZEISS



CARL ZEISS
JENA

VERMESSUNGSGERÄTE

AUSKUNFTE UNTER 10/F VEB CARL ZEISS JENA

STELLENANGEBOTE

Für das Baurechtsamt der Stadt Stuttgart, Abteilung Prüfamf für Baustatik, wird zur Prüfung statischer Berechnungen ein

Bauingenieur

mit besonderen Erfahrungen bei der Prüfung von Stahl-, Stahlbeton- und Holzkonstruktionen gesucht. Bezahlung zunächst nach Vergütungsgruppe V a TO A. Bei Bewährung wird beamtenrechtliche Anstellung in Aussicht gestellt. Bewerbungen werden innerhalb 3 Wochen unter Beifügung eines handgeschriebenen Lebenslaufs, eines Paßbildes und von Zeugnisabschriften an das Personalamt der Stadt Stuttgart, Stuttgart-S, Mörlkestr. 24, erbeten.

Wir suchen für unsere Auslands-Abteilung

zur Angebotsbearbeitung und späteren Ausführung größerer Tiefbau-Arbeiten tüchtigen

BAULEITER

Herren mit längerer Berufserfahrung und guten Sprachkenntnissen werden um Einreichung ihrer ausführlichen Bewerbung mit handgeschriebenen Lebenslauf, Lichtbild und Zeugnisabschriften sowie mit Angabe der Gehaltswünsche gebeten.

Dyckerhoff & Widmann K. G., München 15, Lessingstraße 9

Erfahrenen Stahlbau-Statiker

für Projekt und Ausführung
und

erfahrene Stahlbaukonstrukteure

für Stahlhoch- und Stahlbrückenbau stellt ein

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

Kommanditgesellschaft
Kiel

In ausbaufähige Dauerstellung nach Stuttgart wird gesucht

I. Kalkulator (Dipl.-Ing.)

sicher in der Beurteilung aller Hoch-, Tief- und Stahlbetonarbeiten. Nur erste Fachkräfte, geeignet als Stellvertreter des Geschäftsführers, im Alter von ca. 35—45 Jahren, mit mehrjähr. Erfahrung in der Bauindustrie, möglichst vertraut mit südwestdeutschen Verhältnissen und nachweislich guten Kenntnissen in Statik und Bauleitung, verhandlungsgewandt, mit sicherem Auftreten, werden um ihre Bewerbung gebeten. Zeugnisabschriften, handgeschr. Lebenslauf, Lichtbild, Gehaltsanspr., Eintrittstermin erbeten unter „Der Bauingenieur 837“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20.

Bauingenieur

mit abgeschlossener Hochschulbildung — Dipl.-Ing., Dr.-Ing.
— als

Schriftleiter

für führende Zeitschrift des gesamten Bauingenieurwesens zum baldigen Eintritt

gesucht.

Herren — mit vielseitigem Fachwissen ausgerüstet —, die sich für den ausgeschriebenen Posten berufen fühlen, müssen auch in der Lage sein, den Verlag bei Behörden, Verbänden und Autoren repräsentativ zu vertreten.

Ausführliche Angebote erbeten unter W. K. 13 172 an SCHATZANNONCEN, DUISBURG, Hindenburgstraße 28.

OMS Lieferung - Planung
KLÄRANLAGEN

DEUTSCHE ABWASSER-REINIGUNGS-GES. M. B. H.,
STÄDTEREINIGUNG · WIESBADEN, FERNRUF 25666 und 28276



Der
Greifzug
leistet mehr!

- unbegrenzte Zuglänge
- beliebige Zugrichtung
- geringes Gewicht, 18 kg
- hohe Leistung, 1,5 to u. mehr

Secalt A. G.

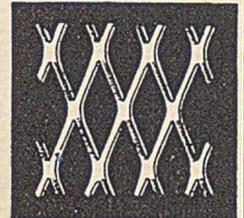
Werk Gladbach
(22c) Berg, Gladbach
Hüttenstraße 102

KNAUF
GIPS

verbürgt
Qualität

Streckmetall

für Gitter und Beläge
für Bauzwecke
als Putzträger und Betoneinlage

**SCHÜCHTERMANN & KREMER-BAUM**

Aktiengesellschaft für Aufbereitung
DORTMUND · Telefon Sa.-Nr. 30651

**Die Eigenschaften
des Betons**

Versuchsergebnisse und Erfahrungen zur
Herstellung und Beurteilung des Betons

Von

Otto Graf

o. Professor a. d. Techn. Hochschule Stuttgart,
Direktor des Instituts für Bauforschung und des Instituts
für technische Holzforschung.

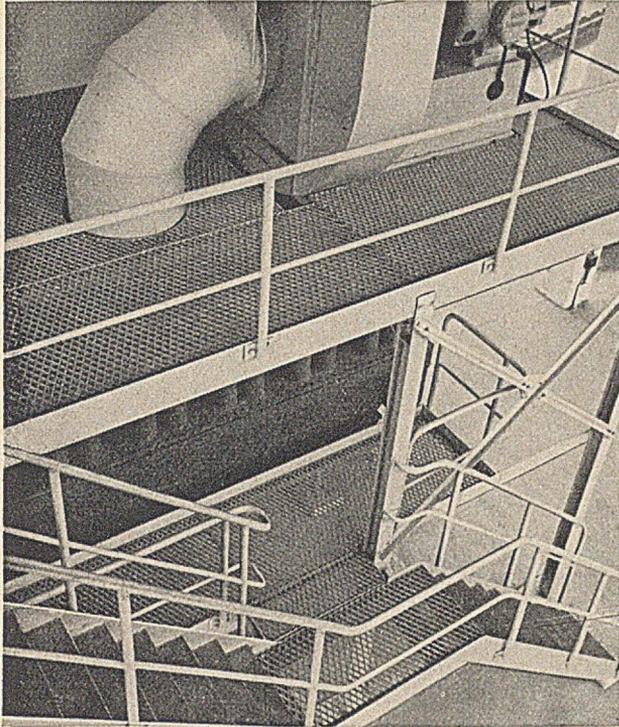
Mit 359 Abbildungen und 63 Zahlentafeln.
XII, 318 Seiten. 1950. Ganzleinen DM 36,—.

Aus den Besprechungen: Das vorliegende, recht umfangreiche Buch, dessen gründliches Studium dem Baubezirksingen reiche, wertvolle Erkenntnisse vermittelt, kann wohl mit Recht als Lebenswerk des um die Entwicklung des Betonbaues ganz besonders verdienten Verfassers bezeichnet werden...

Die Darstellung des Gebotenen ist meisterhaft und die Belegung der gewonnenen Erkenntnisse durch übersichtliche Zahlentafeln sowie durch gut gewählte, in der Wiedergabe tadellose Abbildungen und mustergültige zeichnerische Darstellungen ist sehr vollständig und überzeugend...

„Schweizerische Bau-Zeitung“

SPRINGER-VERLAG
BERLIN · GOTTINGEN · HEIDELBERG



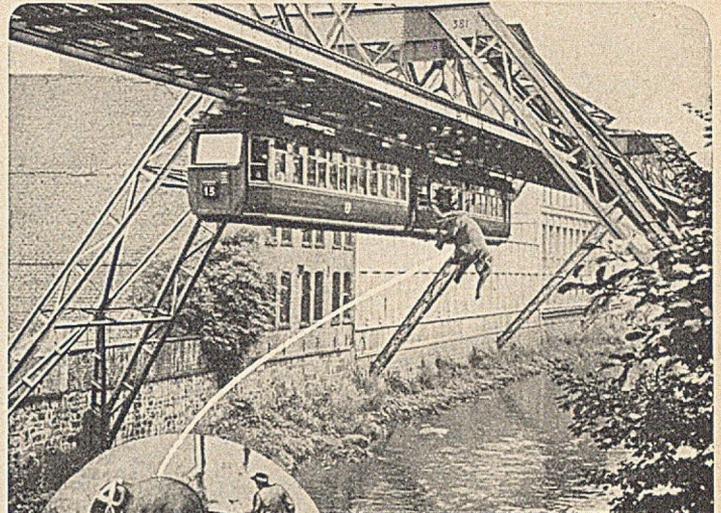
Diagonal Gitterroste

Wilhelm Hähn, Ferndorf

Gegründet 1875

(Kreis Siegen)

Roste- und Apparatebau



3 Dinge

Aus Wuppertal sind einmalig in der Welt: Elefant „Tuffis“ Wuppersprung, die Schwebbahn und „FUTURA-Betonstahlverarbeitungs-maschinen“, insbesondere Betonstahlschneide- und Biegemaschinen zur Verarbeitung von Betonstahl bis 70=Ø und Festigkeiten bis 165 kg nach Brinell.

SPEZIALMASCHINENFABRIK »FUTURA«

A. WAGENBACH & CIE.

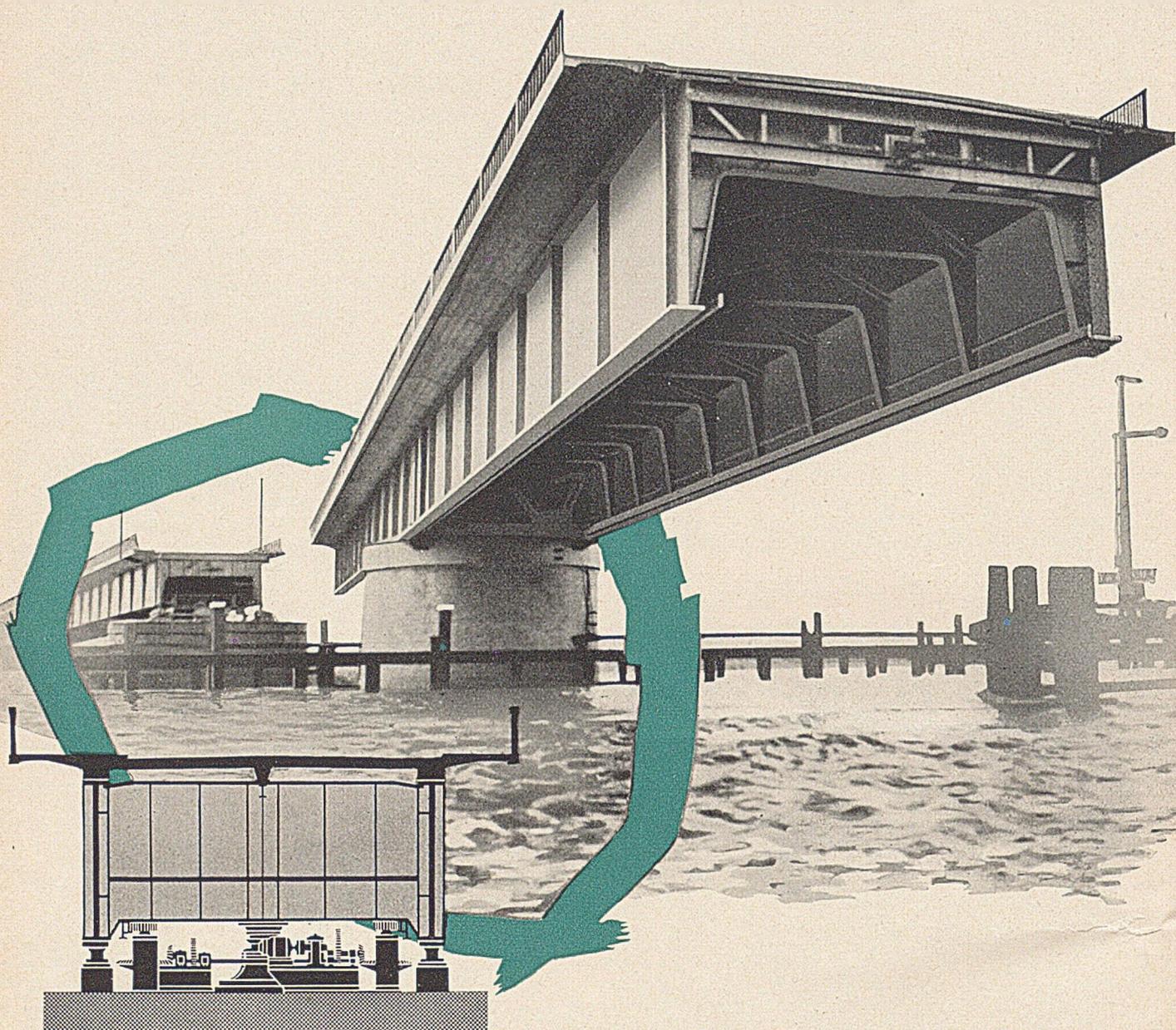
WUPPERTAL-ELBERFELD: MARKOMANNENSTRASSE 7
POSTFACH 898 TELEFON 42022/23 · TELEGRAMMADRESSE: FUTURA



Für die Bauindustrie:

STAHLSPUNDWÄNDE
KANALDIELEN
STAHLRAMPPFÄHLE
SPANNBETONSTAHL
TORSTAHL
WALZWERKSPRODUKTE
ALLER ART

HÜTTENWERK RHEINHAUSEN AKTIENGESELLSCHAFT



M·A·N

BEWEGLICHE BRÜCKEN

HUBBRÜCKEN • SCHWIMMBRÜCKEN
DREHBRÜCKEN • KLAPPBRÜCKEN
LANDESTEGE • FÄHRANLEGER