



Die neue Rheinbrücke Koblenz — Pfaffendorf.

Straßenbrücke von 20,78 m Gesamtbreite als kontinuierlicher Stahlkastenträger über 103,156 + 105,010 + 103,156 m Spannweite, mit zwängungslos gelagerter Stahlbeton-Fahrbahnplatte.

Von Dipl.-Ing. Dr. jur. Dr. rer. pol. Ernst F. Wahl, Leitender Regierungsbaudirektor, Straßenverwaltung Rheinland-Pfalz, Direktion, Koblenz.

Bei der Zerstörung der Straßenbrücke über den Rhein bei Koblenz—Pfaffendorf am 7. März 1945 blieben die beiden Flußpfeiler, die Landwiderlager und Rampen fast unversehrt.

Die drei stählernen Zweigelenkbogen der in den Jahren 1861—1864 ursprünglich für die Rheinische Eisenbahn-

Um aber den späteren Aufbau nicht zu behindern, verlegte man die Achse dieser Behelfsbrücke rd. 20 m stromauf.

Der Aufbau der Dauerbehelfsbrücke wurde unter Hinzuziehung deutscher Tiefbau- und Stahlbauunternehmen durch die Straßenverwaltung Rheinland-Hessen-Nassau und französische Pioniere im Februar 1946 in Angriff genommen.

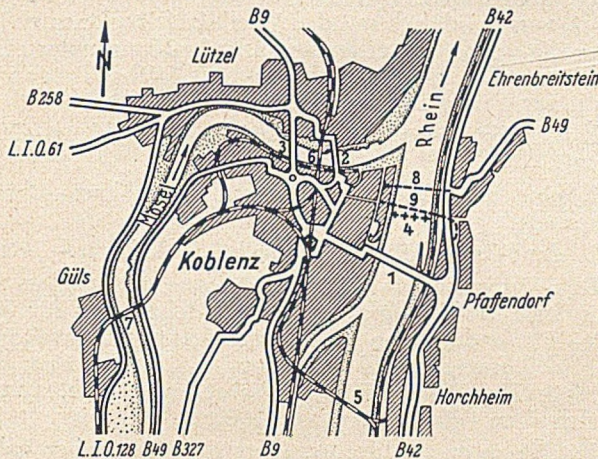


Abb. 1. Lageplan von Koblenz mit den Hauptverkehrsstraßen, Eisenbahnen und den Rhein- und Moselbrücken. 1 Straßenbrücke Koblenz—Pfaffendorf, 2 Balduinbrücke, 3 Moselbrücke Koblenz—Lützel (im Bau), 4 frühere Schiffsbrücke, 5 Eisenbahnbrücke Hordheim, 6 Eisenbahnbrücke Lützel, 7 Eisenbahnbrücke Güls, 8 Nordstraße u. 9 Südstraße (zurückgestelltes Projekt einer Straßenbrücke).

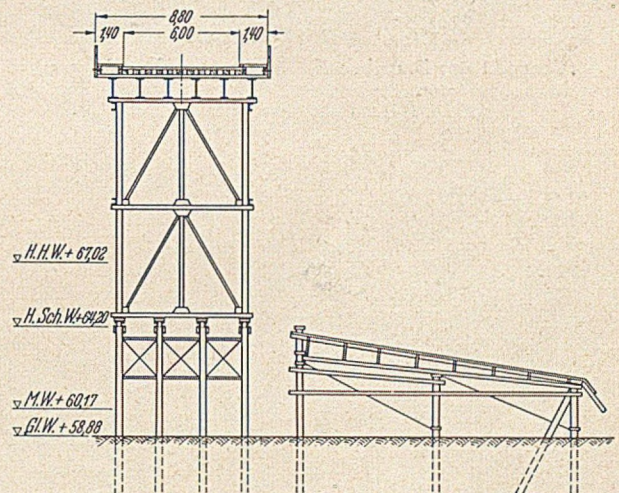


Abb. 3. Querschnitt der Behelfsbrücke. Ansicht der Brückenjoche und der Eisbrecher in Brückenachse gesehen.

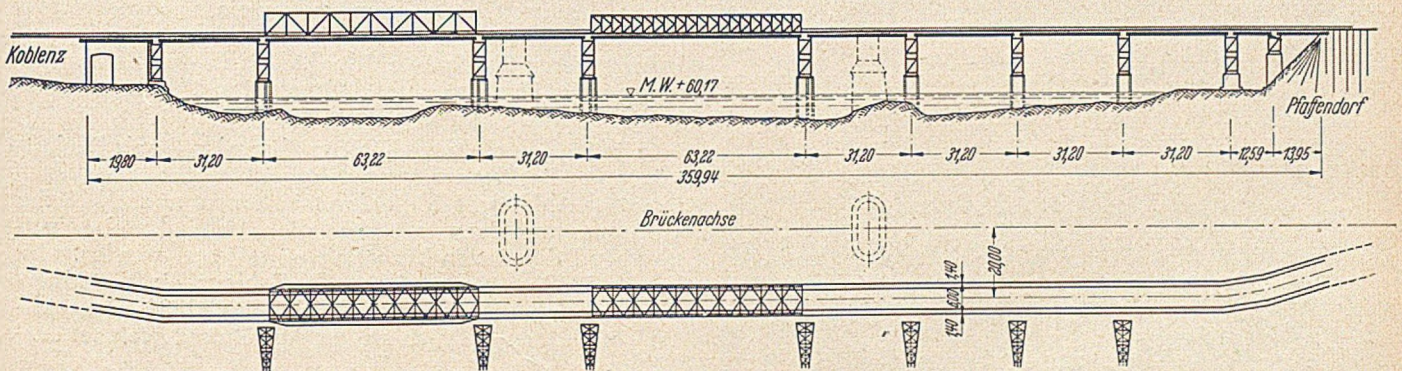


Abb. 2. Übersicht der Dauerbehelfsbrücke Koblenz—Pfaffendorf und Grundriß mit Eintragung der alten Brückenachse und Pfeiler. Die Schiffahrtsöffnungen sind mit SKR-Gerät bzw. W-Gerät von rd. 63 m überspannt. Pfeilerunterbau u. Eisbrecher auf Stahlrohren 419 mm ϕ .

Gesellschaft erbauten Brücke [1], die erst 1933—1934 mit erheblichem Aufwand als Straßenbrücke umgebaut worden war [2], stürzten in das Flußbett. Bei sachgemäßer Bergung hätte man dieses Bauwerk wahrscheinlich — ebenso wie die Neuwieder Rheinbrücke — aus den noch verwendbaren Teilen weitgehend wiederaufbauen können. Doch mußten zur beschleunigten Freimachung der Schiffahrtsrinne die Trümmer durch Sprengung weiter zerlegt und beseitigt werden. Der Wiederaufbau an der alten Stelle wurde zunächst verboten und nur die Errichtung einer „Dauerbehelfsbrücke“ mit einer „voraussichtlichen Lebensdauer von 10—15 Jahren“ befohlen.

Die „Dauerbehelfsbrücke“.

Stahlrohrpfähle von 419 mm ϕ bei 16 mm Wandstärke in Längen von 14—16 m mit zulässiger Tragkraft von 50 t je Pfahl wurden als Gründung der einzelnen Pfeilerjoche in die Flußsohle eingerammt. Sie bildeten den Unterbau für das darauf aufgesetzte Stahlfachwerk der provisorischen Pfeiler, die über dem Mittelwasser 15 m hoch geführt wurden. Als Fahrbahnträger dienten außerhalb der beiden Schiffahrtsöffnungen jeweils 6 I 1000. Die mittlere Schiffahrtsöffnung wurde durch SKR.-Gerät mit rd. 60 m Spannweite, die linke Schiffahrtsöffnung vorerst behelfsmäßig durch ein Bailey-Gerät von 60 m Spannweite geschlossen.

Das Bailey-Gerät wurde über eine schwimmende Rüstung auf zwei 800-t-Kähnen wieder abgehoben und im selben Arbeitsgang gegen eine deutsche Fachwerkschraubbrücke mit rd. 60 m Spannweite ausgetauscht. Die 11 Öffnungen haben vom rechten zum linken Ufer Achsabstände von 16,80 — 12,00 — 31,20 — 31,20 — 31,20 — 31,20 — 63,22 — 31,20 — 62,42 — 31,20 — 23,41 m. Die Gesamtlänge der Behelfsbrücke beträgt 365 m, von denen 312 m über dem Wasser stehen. Die Gesamtbreite ist 8,80 m,

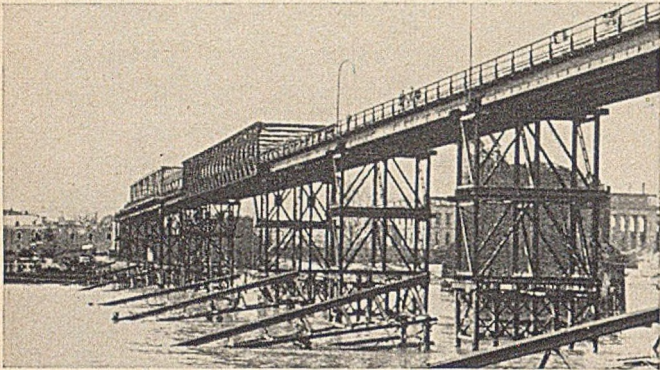


Abb. 4. Übersicht der Dauerbehelfsbrücke vom rechten Ufer mit den noch nicht verkleideten Eisbrechern. Der alte rechte Flußpfeiler steht noch, der linke wird abgebrochen.

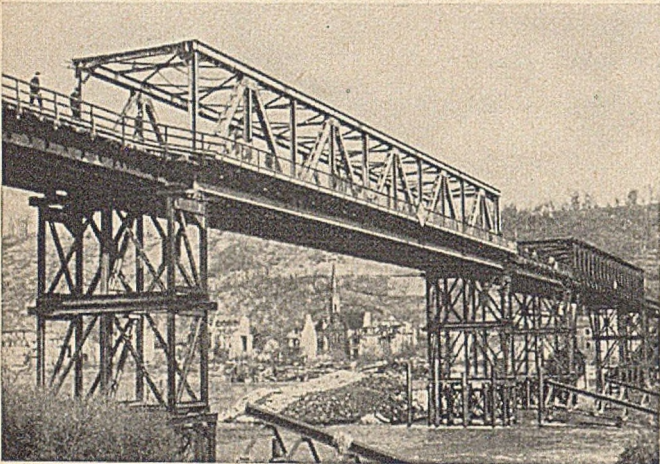


Abb. 5. Übersicht der Dauerbehelfsbrücke vom linken Ufer. Die Schuttmassen des im Abbruch befindlichen linken Flußpfeilers sind noch nicht beseitigt.

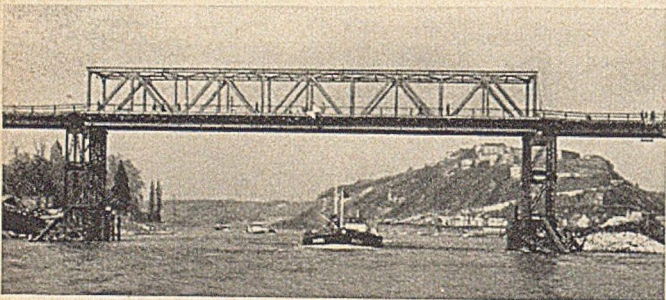


Abb. 6. Dauerbehelfsbrücke Koblenz—Pfaﬀendorf. Linke Schifffahrtsöffnung von 63 m Stützweite. Die Trümmer der Stahlkonstruktion am linken Ufer und am linken Flußpfeiler sowie die Schuttmassen des abgebrochenen Flußpfeilers sind noch nicht weggeräumt.

davon Fahrbahn 6,00 m und zwei Gehstege von je 1,40 m. Die Belastungsfähigkeit ist gemäß Brückenklasse I A festgesetzt. Der Gesamtstahlaufwand betrug 1700 t. Die Fahrbahn und das Gelände waren aus Holz.

Die Franzosen hatten als Fertigstellungstermin den französischen Nationalfeiertag am 14. Juli 1946 festgesetzt. Trotz der damaligen ungeheueren Schwierigkeiten, besonders in der Zusammenziehung der erforderlichen Facharbeiter und der Beschaffung der Stahlbauteile und Höl-

zer, konnte der Termin eingehalten und die Brücke pünktlich dem Verkehr übergeben werden [3].

Als nach einem Gutachten des wasserbautechnischen Laboratoriums der Techn. Hochschule Karlsruhe festgestellt war, daß durch die Form der erhalten gebliebenen Flußpfeiler die Strömungsgeschwindigkeit des Rheins um mehr als 10 % gegenüber dem unbehinderten Abfluß erhöht und dadurch die Schifffahrt behindert würde, befahl die damalige Militärregierung, daß beide Pfeiler bis auf die Flußsohle abgetragen werden sollten. Beim linken Pfeiler wurde dieser Abbruch durchgeführt; der rechte Pfeiler blieb vorerst stehen.

Die Ausschreibung für die neue Brücke.

Zunächst war es der deutschen Verwaltung verboten, sich mit Plänen für den endgültigen Wiederaufbau zu befassen. Als jedoch im Februar 1946 durch erhebliche Hochwässer mehrere der von den französischen Pionieren erbauten Behelfsbrücken dem Hochwasser zum Opfer fielen, wurde auf die Vorstellungen der Straßenverwaltung von dem französischen Oberkommando in Baden-Baden gestattet, vorsorglich sich mit den Wiederaufbauplänen zu befassen. Es wurde daraufhin eine Ausschreibung unter einer beschränkten Anzahl von Stahlbau- und Tiefbauunternehmen veranlaßt zur Erlangung von Entwürfen für

1. den Wiederaufbau der Rheinbrücke Koblenz—Pfaﬀendorf,
2. eine neue leichte Straßenbrücke Koblenz—Ehrenbreitstein,
3. den Wiederaufbau der Moselbrücke Koblenz—Lützel.

Den Firmen wurde bezüglich des vorzuschlagenden Systems freie Wahl gelassen. Vorgeschrieben war für Koblenz—Pfaﬀendorf eine Brücke mit 180 m Stützweite in der Mittelöffnung gemäß den damaligen Forderungen der Internationalen Zentral-Rheinschifffahrtskommission, sodann mit den alten Öffnungen von 3 · 100 m.

Bei diesem ersten Ideenwettbewerb waren neben zahlreichen Varianten von Bogen- und Balkenbrücken der Entwurf einer Hängebrücke und der Mittelträgerbrücke als Dreigurtbrücke „System Haupt“ sowie Vorschläge als Spannbetonbrücke im Freivorbau [4] besonders ansprechend und interessant. Die Hängebrücke überspannte frei auf rd. 300 m Länge den ganzen Fluß und benutzte die vorhandenen Bastionen des rechten und linken Landwiderlagers zum Aufstellen der Pylone. Für die rückwärtige Verankerung waren abgebohrte Schächte bis in den Fels vorgesehen. Die Dreigurtbrücke „System Haupt“ war gewichts- und preismäßig sehr günstig.

Die Stadtverwaltung Koblenz übernahm — als Baulastträger — die Pläne dieses Ideenwettbewerbs und schrieb ihrerseits Anfang 1948 die Arbeiten erneut aus. Nach der Währungsumstellung mußten die Angebotspreise entsprechend den neuen Verhältnissen revidiert werden. Im Januar 1950 war von der Stadt Koblenz ein Gutachterausschuß einberufen worden, welcher aus rd. 90 eingereichten Vorschlägen 3 Typen als zur Ausführung geeignet auswählte.

In einer weiteren Sitzung des Gutachterausschusses empfahl dieser eine Stahlbalkenbrücke nach einer von Prof. Dischinger neu entwickelten Bauweise mit einer Mittelöffnung von 180 m.

Da inzwischen das Land wegen der Übernahme der gesamten Baukosten angesprochen war, bat der Minister für Finanzen und Wiederaufbau von Rheinland-Pfalz um eine erneute Prüfung und Feststellung, ob der Wiederaufbau der Brücke in der alten Form und mit der alten Pfeilerstellung mit Öffnungen von 3 · 100 m nicht wesentliche Ersparnisse gegenüber einer Ausführung mit einer Mittelöffnung von 180 m ergeben würde und ob die Genehmigung der zuständigen Stellen hierfür erreicht werden könnte. Diese Verhandlungen führte die Straßenverwaltung im Februar 1950 über die Wasserstraßenverwaltung,

um die Zustimmung der Internationalen Zentral-Rheinschiffahrtskommission zu erwirken. Erfreulicherweise gab diese dem Antrag auf den Wiederaufbau mit den alten Pfeilerstellungen statt mit der Auflage:

1. daß die alten Pfeiler durch neue schlanke Pfeiler ersetzt werden mit einem hydraulisch günstigen Querschnitt,

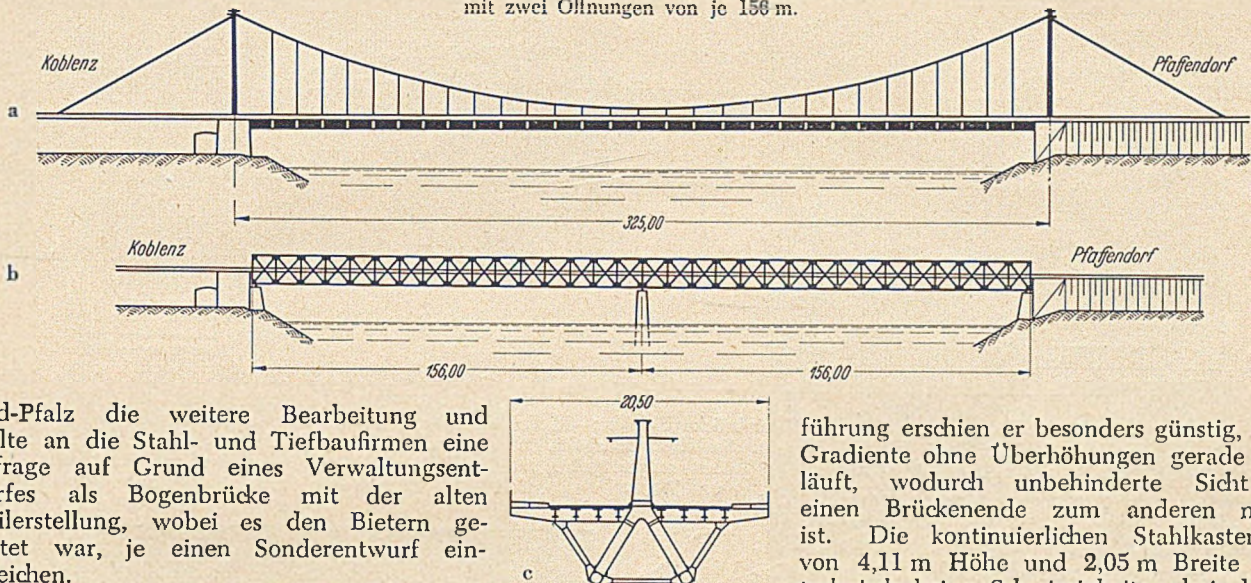
2. daß die alte Schiffbrücke, welche ungefähr 700 m unterhalb der neu aufzubauenden Brücke lag, nicht wieder eingerichtet und betrieben wird.

Gleichzeitig übernahm die Straßenverwaltung Rhein-

bis 10 % festgesetzt wurden. Die Federführung in der Entwurfsleitung, der Montageleitung und der kaufmännischen Leitung wurde festgelegt. Von diesen fünf Stahlbauunternehmen trat eine unter Verzicht auf ihre Quote zurück. Die frei gewordene Quote wurde den übrigen Firmen zugeschlagen. Eine weitere Firma tauschte ihren Anteil später gegen die Beteiligung an einem anderen Bauobjekt aus. Ende Juli 1950 waren die Vergabeverhandlungen abgeschlossen.

Der zur Ausführung bestimmte Entwurf bot Vorteile in mancherlei Hinsicht. Für die Straßen-

Abb. 7. Vorschläge aus dem Ideenwettbewerb für Entwürfe zum Wiederaufbau der Rheinbrücke Koblenz—Pffaffendorf.
a) Hängebrücke 325 m Spannweite auf den alten Kasematten, b) Dreigurtbrücke (Mittelträger System Haupt) mit zwei Öffnungen von je 156 m.



land-Pfalz die weitere Bearbeitung und stellte an die Stahl- und Tiefbauunternehmen eine Anfrage auf Grund eines Verwaltungsentwurfes als Bogenbrücke mit der alten Pfeilerstellung, wobei es den Bietern gestattet war, je einen Sonderentwurf einzureichen.

Entscheidung für eine Balkenbrücke.

Mit Termin vom 17. April 1950 wurden die Angebote eingereicht. Dabei wurden neben dem Verwaltungsentwurf zwei Sonderentwürfe für eine Bogenbrücke, drei Sonderentwürfe für eine Balkenbrücke und ein Sonderentwurf als Stahlbetonbrücke abgegeben. Ein Gutachterausschuss, bei dem alle beteiligten Stellen einschl. Denkmalspflege, Naturschutzbeauftragter usw. beteiligt waren, entschied sich für den Entwurf einer Balkenbrücke gemäß dem Sonderentwurf der Firma Stahlbau Rheinhausen. Bei der Wahl dieses Entwurfes durch die verschiedenen Ausschüsse für ästhetische, technische und Kostenfragen war als maßgebend herausgestellt worden, daß ein in seiner Erscheinung möglichst unauffälliges und in der Linienführung schlichtes Bauwerk erstellt werden sollte, welches die herrliche Landschaft im Rheintal bei Koblenz nicht beeinträchtigt. Aus diesem Grunde war auch der Entwurf einer Hängebrücke abgelehnt worden, der sonst wegen der Freihaltung des Stromquerschnittes für die Schifffahrt auf volle Breite als sehr günstig anzusprechen war. Die Wiedererrichtung einer Bogenbrücke — ähnlich der alten gewohnten Form — wurde als untragbar abgelehnt. Gegen neuartige und in diesen Abmessungen noch nicht erprobte Bauweisen wurden Einwände erhoben, da der Stadt Koblenz als Baulastträger nicht zugemutet werden konnte, ein eventuelles erhöhtes Risiko für die laufende Unterhaltung zu tragen. Der Oberbürgermeister der Stadt Koblenz erklärte sich mit der gewählten Ausführungsart als Stahlbalkenbrücke einverstanden.

Vergabung der Bauarbeiten.

Um keine Zeit zu verlieren, wurde bereits Mitte Juni 1950 mit den Abbrucharbeiten an den Pfeilern begonnen. Anschließend wurden die Tiefbauarbeiten vergeben und mit den Stahlbauunternehmen über die Vergabung verhandelt. Fünf Stahlbauunternehmen teilten sich in den Auftrag unter Bildung einer Arbeitsgemeinschaft, wobei Quoten von 27,5 %

führung erschien er besonders günstig, da die Gradienten ohne Überhöhungen gerade durchläuft, wodurch unbehinderte Sicht vom einen Brückende zum anderen möglich ist. Die kontinuierlichen Stahlkastenträger von 4,11 m Höhe und 2,05 m Breite bieten technisch keine Schwierigkeiten bei den gegebenen Spannweiten von 103,156 + 105,010 + 103,156 m. Der gegenseitige Achsabstand dieser genieteten Kastenträger beträgt 14,70 m. Alle erforderlichen Aussteifungswinkel wurden ins Innere des Kastenträgers gelegt, um eine glatte Außenfläche zu gewinnen, die in der Unterhaltung am einfachsten ist. Beiderseits der 12 m breiten Fahrbahn sind Radwege von je 1,6 m Breite und ausgekragte Gehwege von je 2,6 m Breite angeordnet mit Abschluß durch ein Gesims zur Aufnahme der Geländer, wodurch sich eine Gesamtbreite von 20,78 m ergibt.

Die eigentliche Fahrbahnplatte mit einer nutzbaren Fahrbahnbreite von 12,00 m ist als zweiseitig gelagerte Stahlbetonplatte über die ganze Brückenlänge ohne Fugen ausgebildet. Sie ruht auf den Stahlquerträgern, welche durch Öffnungen an den Innenseiten der Kastenträger hindurch gesteckt und ihrerseits auf Pendelstützen und Pendelböcken gelagert sind. In der Brückenmitte ist die Fahrbahn mit den Hauptträgern fest verbunden. Von dort kann sie sich nach allen Seiten ungehindert dehnen und zusammenziehen. Sie überträgt hierbei keine Spannungen auf das Tragwerk.

Die Fahrbahnplatte ist im Verbund mit den einzelnen Querträgern konstruiert. Der Beton ist nicht vorgespannt. Eine Isolierung aus einer Alufolie und einer Papplage als Schutzschicht bildet den oberen Abschluß, darauf befindet sich die Fahrbahnplatte aus 5 cm Gußasphalt. Die Entwässerung erfolgt nach den Seiten in Gullys, welche in Rinnen münden und von dort in die Entwässerungsleitungen in den Pfeilern und Widerlagern geleitet werden. Der Übergang zwischen der beweglichen Fahrbahn und den seitlich auf den Kastenträgern bzw. darüber hinaus ausgekragten Rad- und Gehwegen war konstruktiv besonders zu lösen.

Durch ein übergreifendes Spezialwalzprofil an Stelle eines Bordsteines wird das Niederschlagswasser von den

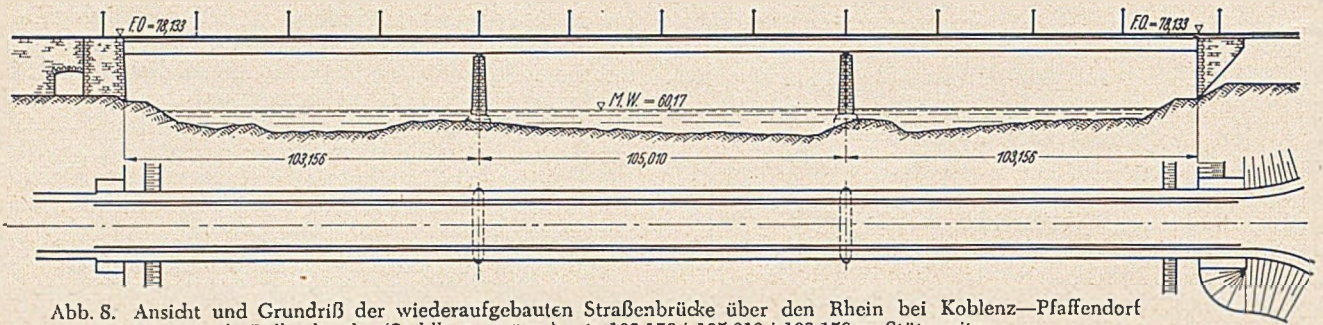


Abb. 8. Ansicht und Grundriß der wiederaufgebauten Straßenbrücke über den Rhein bei Koblenz—Pffaffendorf als Balkenbrücke (Stahlkastenträger) mit 103,156+105,010+103,156 m Stützweiten.

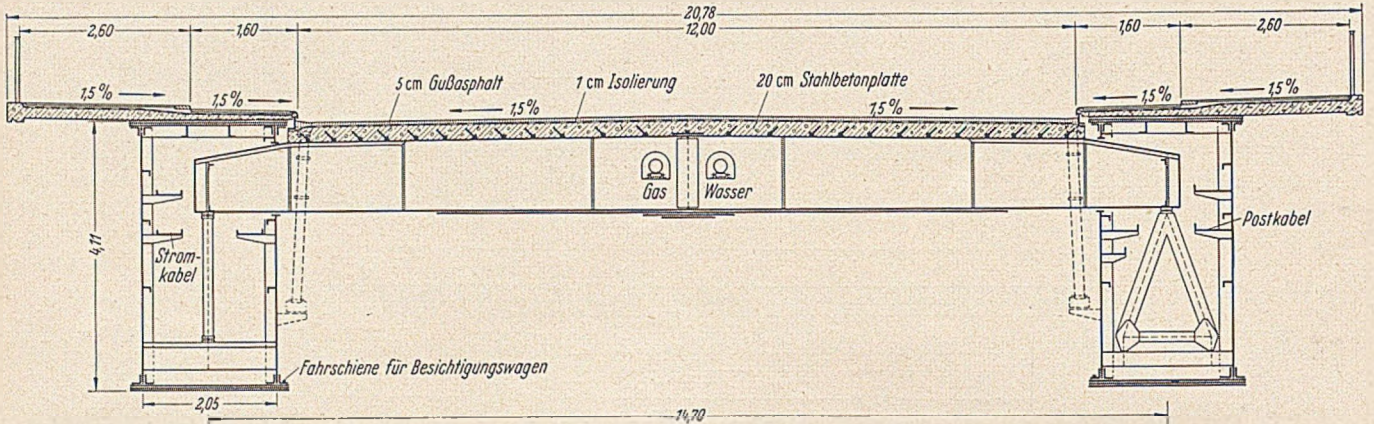


Abb. 9. a) Querschnitt durch die Konstruktion der Rheinbrücke Koblenz—Pffaffendorf. b) Stahlkastenträger im Achsabstand von 14,70 m. Stahlquerträger auf Pendelstützen und -böcken gelagert. Stahlbetonfahrbahn in Verbund mit den Querträgern. Fahrbahnbreite 12,00 m, beiderseitige Radwege von 1,60 m und Gehwege von 2,60 m auf ausgekragten Stahlbetonplatten. Gesamtbrückenbreite einschl. Gesims für Geländer 20,78 m. Die Versorgungsleitungen für Gas und Wasser sind auf Rollen gelagert durch die Querträger hindurchgeführt.

Rad- und Gehwegen in die gemeinsame Rinne für das Niederschlagswasser von der Fahrbahn geleitet. Die ungehinderte Bewegungsmöglichkeit der Fahrbahnplatte gegenüber dem Tragwerk ist gewährleistet, wobei auch beachtet wurde, daß diese bei Eisbildungen noch gesichert sein muß. Die bereits erwähnten Radfahr- und Gehwege sind ebenfalls in Stahlbetonkonstruktion ausgeführt und stehen mit dem Obergurt der Kastenträger durch beson-

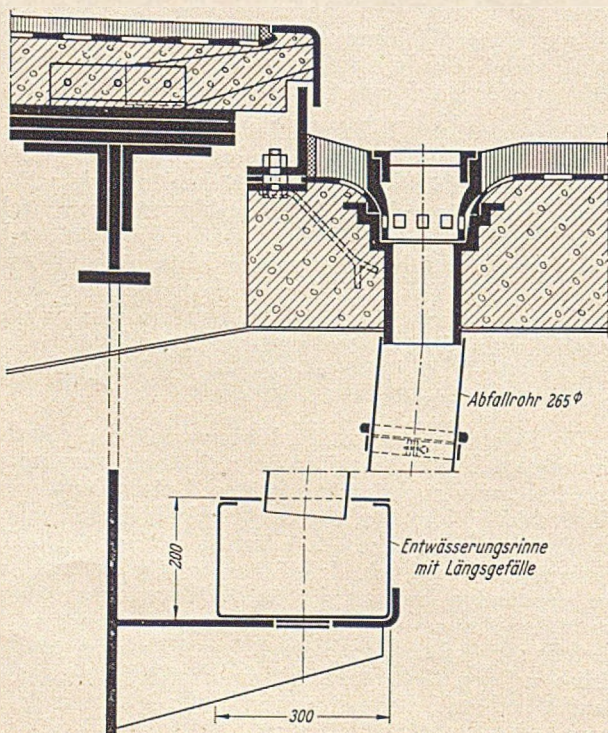


Abb. 10. Einzelheit des Überganges der Geh- und Radwege an der Bordschwelle der Fahrbahn mit Entwässerung.

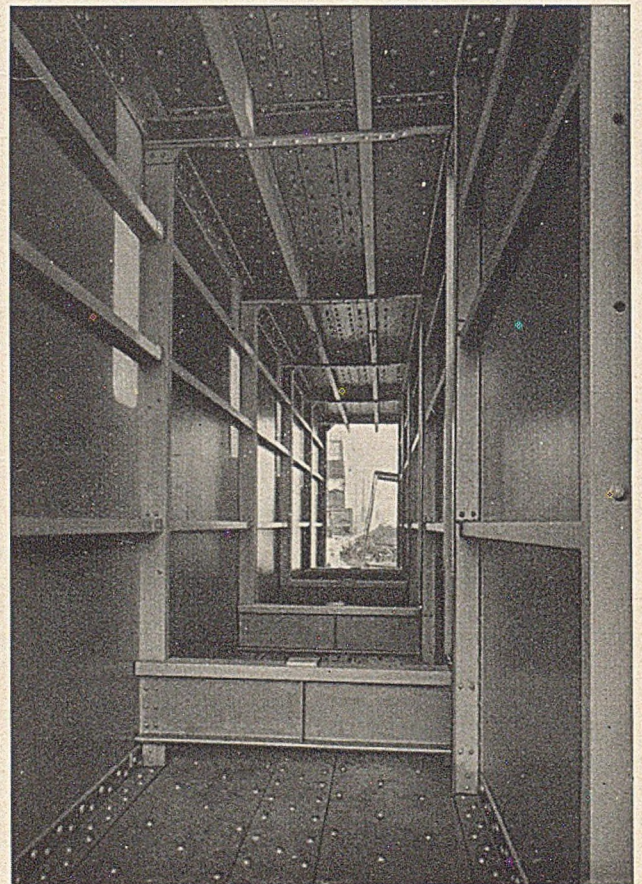


Abb. 11. Inneres des Stahlkastenträgers in genietet Konstruktion. Alle Aussteifungen sind in das Innere des Trägers verlegt, um außen glatte Ansichtsflächen zu erhalten. Auf den unteren Querriegeln werden die Pendelstützen bzw. Pendelböcke aufgesetzt. Die rechteckigen Lichtreflexe auf der linken Innenwand rühren von den Öffnungen in der rechten Trägerwand, durch welche die Querträger hindurchgeführt werden.

dere Laschen in Verbund bzw. kragen darüber um rd. 2,00 m vor.

Die Beleuchtungsmasten, welche gleichzeitig die Oberleitung für den Obusverkehr tragen, sind zwischen Geh- und Radweg angeordnet. Das Gelände ist in der üblichen einfachen Form des Stabgeländers ausgebildet.

Für den Revisionswagen sind an den inneren, unteren Flanschen der Kastenträger Flacheisenschienen mit 50 mm breitem Kopfe angeordnet. Auf diesen kann der Revisions-

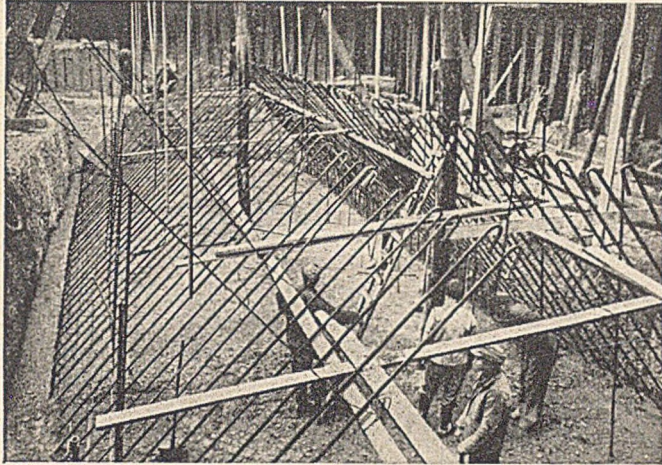


Abb. 12. Gründung des linken Flußpfeilers in offener Baugrube im Spundwandkasten Bewehrung des Pfeilerfußes.

wagen über die Pfeilerköpfe hinweg sämtliche drei Brückenöffnungen bestreichen. Wegen des beim Befahren der ganzen Brücke ungewöhnlich langen Fahrweges von mehr als 300 m ist ein Benzinmotor mit Vorgelege als Antrieb vorgesehen, der aber erst später eingebaut werden soll. Die Hauptträger sind im Innern begehbar.

Strom- und Postkabel sind an den inneren Wänden der Kastenträger auf Konsolen untergebracht, während die Versorgungsleitungen für Wasser und Gas unter der Fahrbahn durch die Querträger durchgeführt werden. Sie sind auf Rollen gelagert.

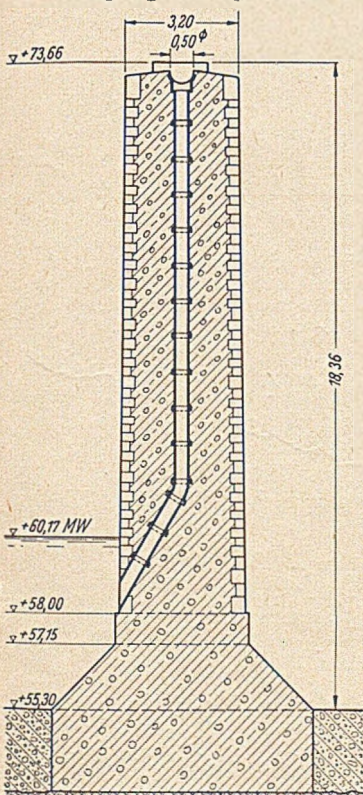


Abb. 13. Schnitt eines der beiden neuen Flußpfeiler der Rheinbrücke Koblenz—Pfaffendorf. Stahlbetonschale mit Basaltlavaverkleidung. Die Entwässerung mit Rohren 35 cm \varnothing ist durch den Pfeiler geführt.

Bei der Durchführung der Tiefbauarbeiten zeigte sich, nach dem zum Teil bereits unter Wasser erfolgten Abbruch des Pfeilers, nach erfolgter Einspundung der Pfeilerfundamente und Trockenlegen durch offene Wasserhaltung, daß die früheren Pfeiler seinerzeit offensichtlich wegen Fehlens der technischen Möglichkeit nach unseren heutigen Begriffen nicht tief genug gegründet waren. Unter der alten Bausohle wurde bei einer Bodenuntersuchung noch eine Lehmschicht von 1,00 m Stärke angetroffen, unter der erst der gewachsene Fels in steil unter 70° einfallenden Schichten anstand. Nach Freilegen dieser Sohle wurden die neuen Pfeiler angesetzt und in offener Baugrube hochgeführt. Die Abmessungen gegenüber den früheren Pfeilern sind geändert von 8,30 · 19,00 m auf 3,50 ·

22,30 m. Die Schäfte sind bewehrt. Am Kopf tragen die Pfeiler die Auflagerplatten für die Hauptträger. Die Entwässerung ist durch die Pfeiler geführt. Die Außenseite der Pfeiler ist mit Basaltlavaquadern mit geschichteter Oberfläche verkleidet. Diese Steine wurden aus Beständen der früheren Reichsautobahn übernommen und entsprechend zugearbeitet. Die beiden Landwiderlager

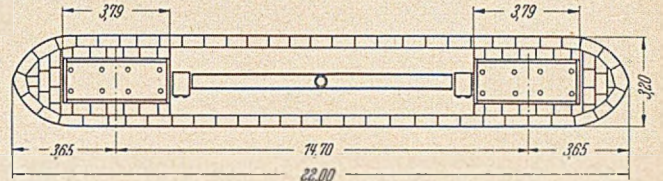


Abb. 14. Grundriß eines der beiden Flußpfeiler.

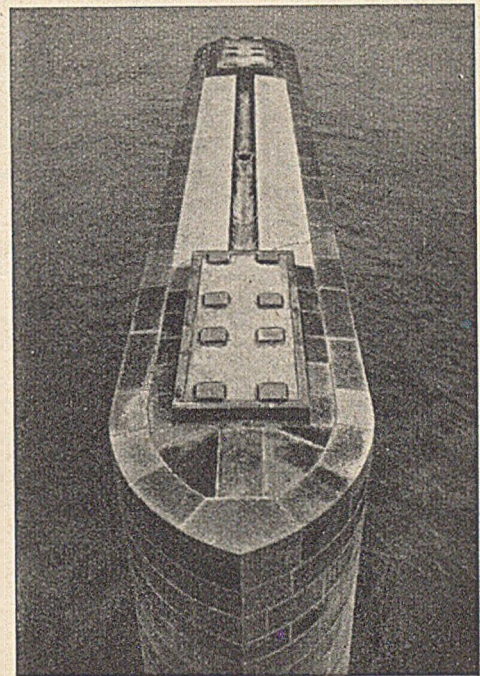


Abb. 15. Ansicht eines der beiden Flußpfeiler mit Basaltlava-Verkleidung. Die Auflagerquader sind sichtbar, ebenso die Sammelrinne für die Entwässerung und die Einmündung des Entwässerungsrohres. Beachtlich die schlanke Form des Pfeilers.



Abb. 16. Teilabbruch der Kasematten am linken Landwiderlager. Die Widerlager mußten umgebaut werden zur Aufnahme der lotrechten Auflagerkräfte an Stelle der bisherigen, schrägen Auflagerkräfte aus den Zweigelenkbogen.

mußten der neuen Brückenkonstruktion entsprechend umgebaut werden.

Während die für die Stahlbaumontage erforderlichen Tiefbauarbeiten in der Zeit vom 12. Juni 1950 bis 22. Dezember 1950 fertiggestellt werden konnten, litt die Aus-

führung des Stahlbaues erheblich unter den Schwierigkeiten in der Beschaffung des erforderlichen Baustahles, da nach Ausbruch des Koreakrieges die Bestellungen mit vielmonatiger Lieferzeit nur sehr schwer untergebracht werden konnten. Auch die Hilfe deutscher Wirtschaftsstellen

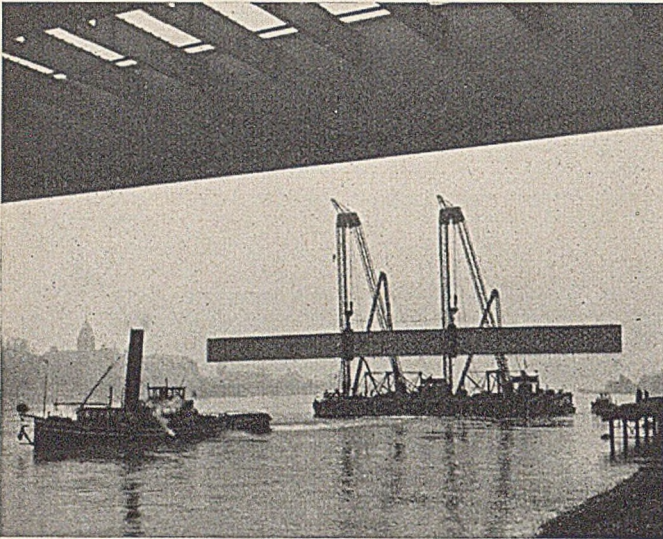


Abb. 17. Einschwimmen eines Trägerteils von 71,84 m Länge im Gewicht von 229,5 t mit Hilfe von 2 Schwimmkranen. Am rechten Rheinufer sind die Montagebühnen sichtbar. Oben die Trägerkonstruktion über der rechten Flußöffnung mit den bereits montierten Querträgern. Die herausragenden kleinen Konsolen dienen zur Aufnahme der Entwässerungsrinnen.

des Bundes, des Landes und alliierter Dienststellen vermochte nur wenig.

Mit den Montagearbeiten konnte daher erst Ende 1952, also nach fast zwei Jahren, begonnen werden. Für den Zusammenbau der auf dem Wasserwege herangebrachten einzelnen Abschnitte der Hauptträger aus den Werkstätten von Stahlbau Rheinhausen und Hilgers Rheinbrohl war eine besondere Montagebühne auf dem Ufer am Hafen Ehrenbreitenstein errichtet worden. Hier wurden die einzelnen Schüsse für das Einschwimmen vormontiert. Nur in der rechten Flußöffnung war ein Hilfsgerüst errichtet, welches benutzt wurde, um die rechte Flußöffnung vom

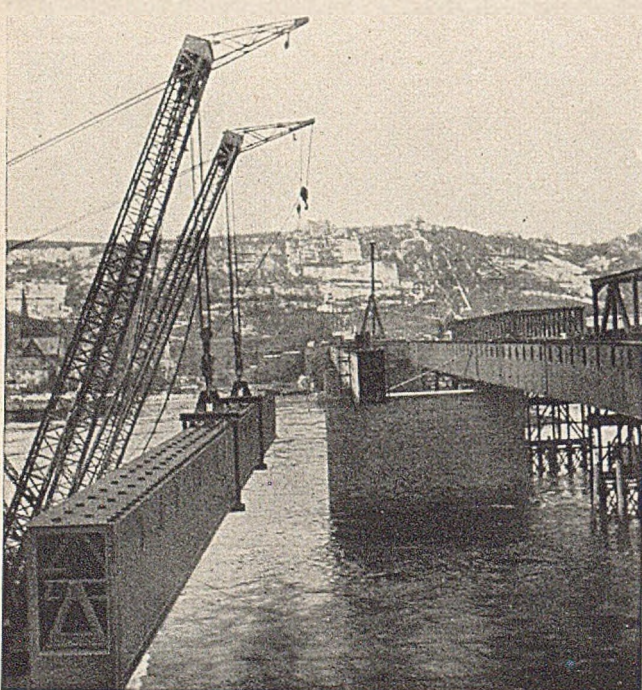


Abb. 18. Einschwimmen des Hauptträgers in der linken Flußöffnung mit Hilfe von 2 Schwimmkranen. Im Innern des Trägers vorn links sind die Pendelböcke zur Aufnahme der Querträger zu erkennen.

Landwiderlager bis zum rechten Flußpfeiler zu schließen. Die beiden anderen Öffnungen wurden dann ohne zusätzliche Gerüste montiert. Hierzu dienten zwei Schwimmkranen mit je 110 t Hubkraft. Die einzelnen Montageabschnitte der beiden Hauptträger hatten Längen von rd. 18 m ab Werk und ein Gewicht von 38 t bis 67 t, die für das Einschwimmen zusammengesetzten Bauteile dementsprechend 81 t bis 229 t.

Die Querträger wurden von den Eisenwerken Kaiserslautern in zwei Hälften angeliefert und durch die vorgesehenen Öffnungen in den Hauptträger gesteckt, auf die inzwischen eingebauten Pendel aufgesetzt und in der Mitte im Stoß verbunden. Auf dem Obergurt der Querträger sind Laschen und Schlaufen für den Verbund mit der Stahlbetonplatte angeschweißt. Als Schalungsträger für die Stahlbetonfahrbahnplatte zwischen den Querträgern wurden HICO-Träger benutzt, die sich als sehr zweckmäßig erwiesen. Der Baufirma wurde gestattet, zur Erleichterung ihrer Arbeiten den Revisionswagen mit einer Hilfsrüstung zu versehen und von da aus das Ausschalen vorzunehmen.

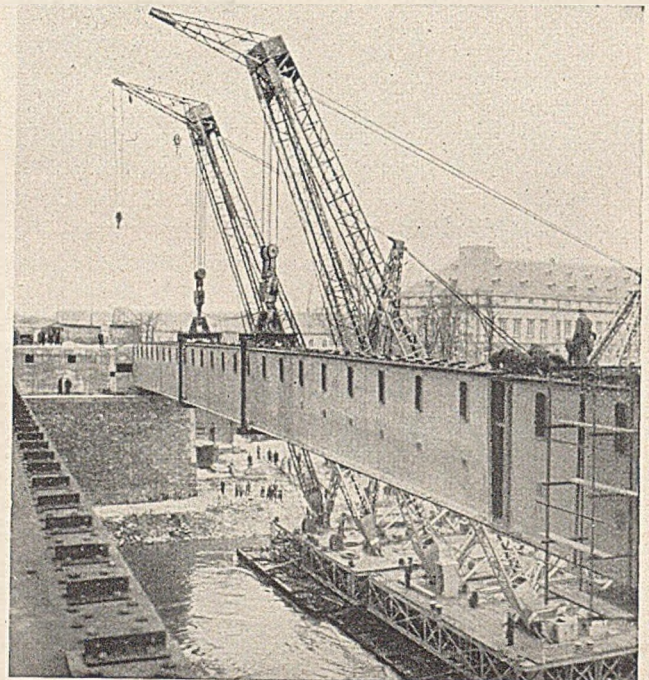


Abb. 19. Absetzen des letzten Trägerabschnittes auf dem Landwiderlager mit Hilfe der Schwimmkranen. Der Montagestoß wird geschlossen. Am oberen Teil der Seitenwandung des Hauptträgers sind die Öffnungen für die Querträger erkennbar. Auf dem Obergurt der Hauptträger sind Winkel angenietet zur Herstellung des Verbundes mit den Rad- und Gehwegen in Stahlbeton.

Für die Herstellung der Fahrbahnplatte von rd. 3750 m² und das Betonieren der Rad- und Gehwege wurden 4 Monate benötigt, für die übrigen Restarbeiten noch weitere 6 Wochen, so daß die gesamte Bauzeit 3 Jahre in Anspruch nahm.

Die Baukosten, welche ursprünglich auf 4,2 Mio. DM veranschlagt waren, sind durch die mehrfachen Lohn- und Materialpreissteigerungen während der Bauzeit beachtlich erhöht worden. In die Baukosten teilen sich der Bund mit 45 % und das Land mit 55 %, während die Stadt Koblenz sich daran nicht beteiligt. Die Bauleitung lag bei der Straßenverwaltung Rheinland-Pfalz.

Gegenüberstellung der technischen Merkmale der verschiedenen Bauwerke.

Die Rheinbrücke Koblenz—Pfaffendorf hat in 90 Jahren eine dreimalige Wiedergeburt erlebt. — Hierbei läßt sich, wie selten an einem ausgeführten Beispiel, die Entwicklung des Stahlbrückenbaues sowie der Montagetchnik verfolgen:

A. 1. Das ehemalige, als zweigleisige Eisenbahnbrücke in den Jahren 1861—1864 errichtete Bauwerk hatte drei

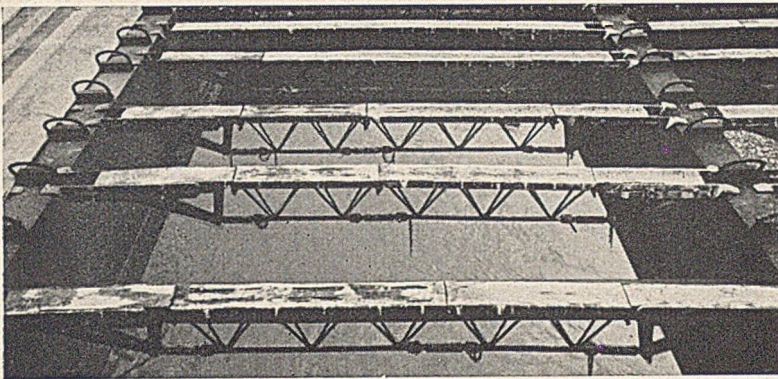


Abb. 20. Betonierung der Fahrbahn auf HICO-Rüstung. Die HICO-Träger sind auf den Querträgern aufgelagert. Im linken Feld ist die Schalung mit 5 cm Voute aufgesetzt. Die aufgeschweißten Schlaufen dienen zur Herstellung des Verbundes zwischen Querträgern und Stahlbetonfahrbahnplatte. Zum Ausrüsten wurde die Benutzung des Revisionswagens gestattet.

Zweigelenkbogen-Fachwerkträger mit aufgeständerter Fahrbahn und eine Gesamtbreite von 20,24 m [2]. Die Bauzeit war vom 11. November 1862 bis 9. Mai 1864 = 18 Monate. Der Berechnung lagen zugrunde:

$\max G$	318 t/lfd.m
$\max P$ Schienendruck durch Triebrad einer Lokomotive	8 250 kg
$\max \sigma$	730 kg/cm ²
$E =$	1 310 000 kg/cm ²
eingebautes Konstruktionsgewicht:	1 810 t Schweißeisen 108 t Gußeisen
Gesamtgewicht	1 918 t
Stahlaufwand pro m ²	0,61 t/m ²
Größtes Werkstück bei der Montage	55 t
Montagezeit	5 Monate

2. Im Jahre 1887 wurde diese Brücke von der Eisenbahn aufgegeben und von da an nur noch als Straßenbrücke benutzt. — Sie erhielt eine Fahrstraße mit Bohlenbelag von 3,65 m Nutzbreite — jeweils in einer Richtung befahrbar mit Fahrzeugen bis zu max. 6 t — ferner einen

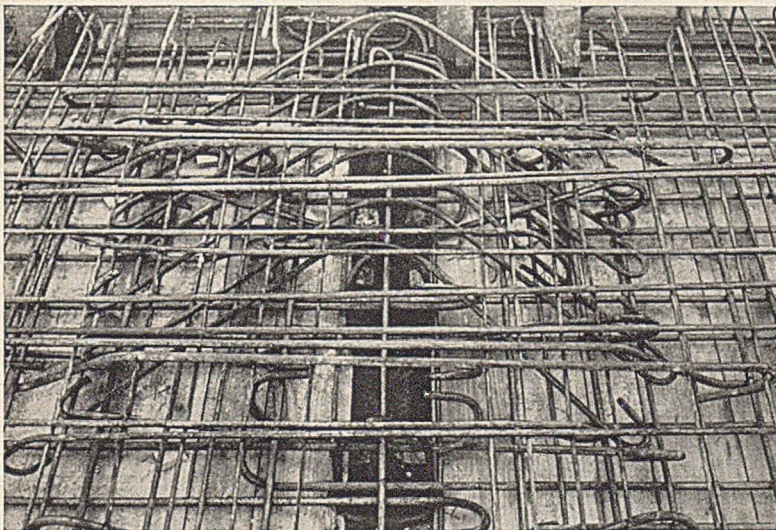


Abb. 21. Bewehrung der Fahrbahnplatte. Der Querträger und die Verbundschlaufen in Bildmitte sind erkennbar.

abgeteilten Fußweg von 1,5 m Breite und ein Straßenbahngleis 1 m Spur, gleichfalls mit Holzdielen ausgefüllt bei 2,98 m Profilbreite.

B. Umbau der Brücke von 10,24 m auf 16,00 m für den Straßenverkehr (1933/34). Vereinfachung und Verstärkung der vorhandenen Konstruktion unter gleichzeitiger Höherlegung der Fahrbahn um 3,14 m. Neue Fahrbahnbreite

12 m, beiderseitige Gehstege je 2 m. Die Bauzeit war vom 30. Juni 1933 bis 15. August 1934 = 15 Monate. Fahrbahnausbildung nach DIN 1071/73 $\sigma_{zul} = 1320 \text{ kg/cm}^2$ bis 1510 kg/cm^2 (für die mitverwendeten alten Konstruktionsteile, nach einem Gutachten der Materialprüfungsanstalt an der Techn. Hochschule Darmstadt)

Gewicht der ausgebauten Stahlteile 800 t
Gewicht der neu eingebaut. Teile St 37 1420 t
Neues Gesamtgewicht der Brücke 1934 2220 t

Stahlaufwand je m² 0,51 t/m²

C. Die „Dauerbehelfsbrücke“ aus dem Jahre 1946, mit 8,80 m Gesamtbreite (5 Monate Bauzeit). Brückenklasse IA.

Gesamtgewicht der eingebauten Rammrohre, Pfeilerjoche, Fahrbahnträger und Brückentragwerke als Schraubkonstruktionen: 1700 t

Stahlaufwand je m² 0,53 t/m²

(Mit diesem Stahlaufwand hätte man ebenfalls eine endgültige Brücke errichten können.)

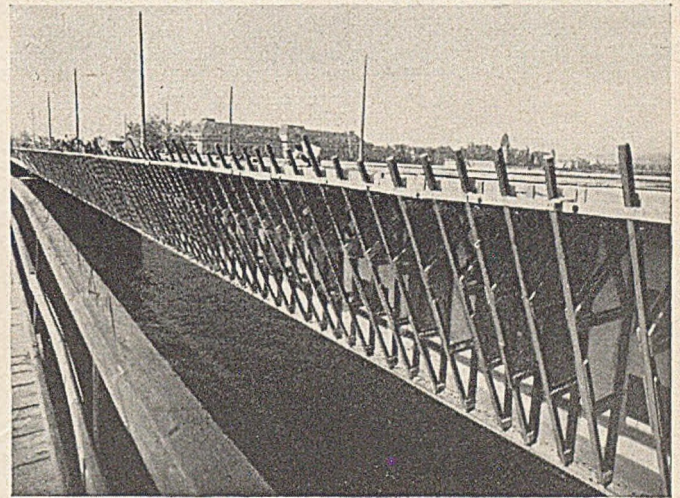


Abb. 22. Schalung der ausgekragten Rad- und Gehwege.

D. Die neue Pffandorfer Brücke 1950—1953 mit 20 m Gesamtbreite (34 Monate Bauzeit, Stahlbaumontage 8 Monate, Brückenklasse 60).

Verarbeitete Baustoffe: Zement 1860 t

Kies 6863 m³

Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion 2160 t

Rundstahlbewehrung der Fahrbahn
und Gehwege 316 t

Gesamtstahlaufwand 2476 t

Stahlaufwand je m² 0,38 t/m²

Größtes Werkstück bei der Montage 229,5 t (!)

Zusammenfassung.

Diese Zahlen spiegeln deutlich die rasche Entwicklung des Stahlbrückenbaues in den letzten 90 Jahren.

Trotz ständig zunehmender Verkehrslasten auf ein Vielfaches konnten dank günstigerer Ausnutzung der Baustoffe unter gleichzeitigem Verbessern ihrer Güteeigenschaften sowie Verfeinern der Berechnungsmethoden die eingebauten Stahlgewichte, bezogen auf die Flächeneinheit fast auf die Hälfte verringert werden.

Die Montagezeiten waren bereits vor 90 Jahren sehr günstig; offensichtlich konnten die erforderlichen Dispositionen ohne Störung getroffen und durchgeführt werden. Unter Berücksichtigung der unmittelbar nach dem Kriege gegebenen Verhältnisse erscheint auch die Bauzeit der

„Dauerbehelfsbrücke“ im Jahre 1946 außerordentlich günstig. — Bei der Ausführung in den Jahren 1950—1953 wurden alle Terminplanungen durch die unerhörten Schwierigkeiten in der Auslieferung der Walzwerkzeugnisse durchkreuzt. Dadurch kamen die Werkstattarbeiten nur mit großer Verspätung in Fluß. — Die Tiefbauarbeiten lagen monatelang still und durch den schleppenden

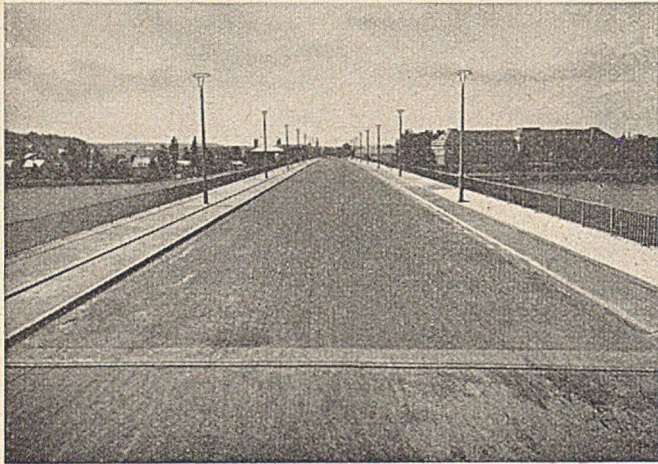


Abb. 23. Übersicht über die Fahrbahn.

Materialeingang war auch die Montage stark behindert. Die letzten Spezialprofile wurden erst angeliefert, nachdem die Tragkonstruktion bereits aufgestellt war.

Die Fortschritte in der Stahlbaumontage sind durch den Einsatz großer Schwimmkrane ermöglicht. Dadurch konnte man weitgehend auf Hilfsgerüste verzichten, die nur noch beim Überbrücken der ersten Flußöffnung erforderlich waren. Von den Kranen konnten in einem Arbeitsgang die zuvor an Land zusammengebauten Werk-

Fahrbahn — trotz ihrer Länge von 307 m und Breite von 12 m infolge der nach allen Seiten frei beweglichen Auflagerung von allen Nebenspannungen infolge Temperatureinwirkung, Kriechen und Schwinden des Betons unter gleichzeitiger Vermeidung von empfindlichen Fugenausbildungen.

Das Bauwerk wurde am 18. Juli 1953 dem Verkehr übergeben. — Die bis dahin benötigte Behelfsbrücke bildete jahrelang ein gefährliches Hindernis für die lebhafteste Schifffahrt auf dem Rhein. Sie soll daher baldigst entfernt werden, um damit auch dem Wasserweg freie Bahn zu geben.

An der Bausausführung waren jeweils folgende Firmen beteiligt:

A) *Erste Brücke 1862—1864*: Stahlbauarbeiten durch die Kölnische Maschinenbau A.G. und Firma Johannes Kaspar Harkort. Gesamtbaukosten 2,7 Mio. Mark.

B) *Umbau 1933—1934*: Stahlbauarbeiten: MAN, Mainz-Gustavsburg (Entwurf); GHH, Oberhausen (Beteiligung); Eisenwerke Kaiserslautern (Beteiligung); Hilgers A.G., Rheinbrohl (Beteiligung). Umbau der Pfeiler und Widerlager: Grün & Bilfinger, Mannheim. Rampen- ausbau: Wiemer & Trachte, Dortmund, mit W. Fuchs, Koblenz, und Hermann Gehlen, Kaiserslautern. Isolierung und Herstellung der Brückenfahrbahn Gebr. v. d. Wettern, Köln-Deutz, mit Simon Asphalt Fabrik GmbH., Köln; Wilhelm Maar und Bernhard Lautmann, Koblenz. Gesamtbaukosten 3,0 Mio. RM.

C) *Dauerbehelfsbrücke 1946*: Stahlbauarbeiten: MAN Gustavsburg; Hein, Lehmann & Co., Düsseldorf. Tiefbau- und Rammarbeiten: Dyckerhoff & Widmann K.G., Wiesbaden. Zimmerarbeiten: Zengler, Vallendar/Rh. Bailey-Konstruktion: 1e Régiment du Génie.

D) *Die neue Pffandorfer Rheinbrücke*: Abbrucharbeiten: Gebr. Meyer, Köln. Rammarbeiten: Bernhard Fischer, Mainz. Pfeiler und Widerlager: Wiemer & Trachte, Dortmund, Bernhard Fischer, Mainz. Stahlbauarbeiten: Stahlbau Rheinhausen, Hilgers A.G., Rheinbrohl, Eisenwerke Kaiserslautern. Stahlbeton-Fahrbahn: Wiemer & Trachte, Dortmund. Isolierung: Wilhelm Maar, Koblenz, Schwind, Bonn. Geländer: Brühl, Koblenz-Hordheim. Beleuchtung: Rech, Neuwied.

Als Prüfungingenieur und technische Berater waren hinzugezogen:

Ministerialrat Prof. Offen berg, Mainz; Prof. Tied je, Stuttgart; Dipl.-Ing. We ber, Argenthal; Prof. Eise lin, Schwetzingen.

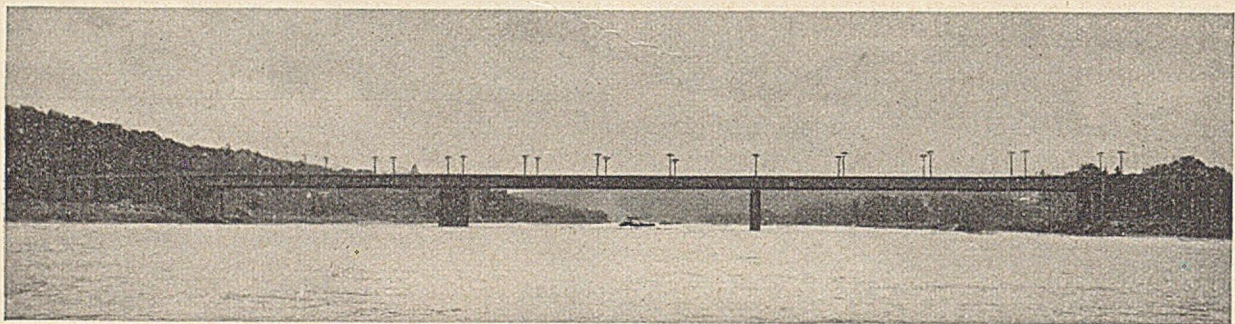


Abb. 24. Übersicht über die gesamte Brücke nach Fertigstellung.

stücke im Gewicht bis zu 229 t versetzt werden. — Gegenüber der ersten Brücke ist dies eine Steigerung auf mehr als das Vierfache.

Unter den Brückenbauten der Nachkriegszeit nimmt die neue Pffandorfer Brücke eine besondere Stellung ein. Das Streben nach Ersparnis an Baustahl hatte dazu geführt, mancherorts Konstruktionen zu entwickeln und anzuwenden, die sich besonders durch leichte Fahrbahnkonstruktionen auszeichnen. Man kann geteilter Ansicht darüber sein, ob dieser Weg in einer Zeit der ständig zunehmenden Verkehrslasten und Verkehrsdichten zweckmäßig ist. — Zweifellos werden dadurch die statischen Verhältnisse nicht klarer und einfacher, und neben Schwierigkeiten verschiedener Art dürfte ein Hauptnachteil die erhöhte Empfindlichkeit gegen Überlastungen und die zunehmende Erschwernis in der Durchführung von Verstärkungen oder Instandsetzungen sein. — Dem Baulastträger ist damit am wenigsten gedient.

Die hier erstmalig angewendete Konstruktion befreit das am meisten beanspruchte Organ der Brücke — die

Bauoberleitung: Straßenverwaltung Rheinland-Pfalz — Direktion — Koblenz, Regierungs- und Baurat Schne cke.

Örtliche Bauleitung: Straßenbauamt Koblenz, Oberregierungs- und baurat Grommes.

Literatur.

1. Koblenz, die Stadt der Rhein- und Moselbrücken. Festschrift der Stadt Koblenz 1934.
2. Umbau der Rheinbrücke zwischen Koblenz—Pffandorf. II. von Preschern; Die Bautechnik 13 (1935) S. 651 u. 677.
3. Le Génie Français en Allemagne 1945—1946. Documentation 3. 1946.
4. E. F. Wahl; Bau von Spannbetonbrücken ohne feste Gerüste. Straße und Verkehr 37 (1951) H. 10.
5. Der HICO-Schalungsträger, Die Bauwirtschaft vom 19. 7. 1952, S. 664—665.

Quellenverzeichnis der Abbildungen.

Abb. 1, 2, 3, 7, 8, 9, 10, 13, 14 Straßenverwaltung Rheinland-Pfalz — Direktion — Koblenz. Abb. 12, 15, 16, 17, 18, 19, 20, 21, 22, 23, 24 Straßenbauamt Koblenz. Foto: Karl Stiebel, Koblenz. Abb. 4, 5, 6 M.A.N. Gustavsburg. Abb. 11 Hilgers A.G. Rheinbrohl.

Eigenschwingzahlen für einige, den Bauingenieur interessierende Schwingungssysteme.

Von F. Bauer, Linz-Donau.

Zeichen:

m = Masse in tsec²/m.

c = Federkonstante in t/m.

x, y, z und ξ, η, ζ = Schwingungsausschläge in m.

$\varphi_{x,y,z}$ = Drehwinkel um die jeweilig betrachtete Achse durch den Massenschwerpunkt von m_1 .

$\psi_{\xi,\eta,\zeta}$ = Drehwinkel um die Achsen ξ, η oder ζ durch den Massenschwerpunkt von m_2 .

ω_e = Kreisfrequenz einer Eigenschwingung in 1/sec.

$n_e = \omega_e / 2\pi$ = Eigenschwingzahl je Sekunde.

$N_e = 30 \omega_e / \pi$ = Eigenschwingzahl je Minute.

F = Fläche der federnden Unterlage in m².

d = Schichtstärke der federnden Unterlage in m.

E = Elastizitätsmodul der federnden Unterlage in t/m².

G = Schubmodul der federnden Unterlage in t/m².

$C = E/d$ = Bettungsziffer in t/m³.

$S = G/d$ = Schubziffer in t/m³.

$I_{x,y,z}$ oder $I_{\xi,\eta,\zeta}$ = Massenträgheitsmoment um die jeweils betrachtete Drehachse in tmsec².

$I'_{x,y,z}$ oder $I'_{\xi,\eta,\zeta}$ = Flächenträgheitsmoment um eine Achse parallel zur Drehachse in m⁴.

s = Abstand des Federschwerpunktes (elastischen Mittelpunktes) vom Massenschwerpunkt in m.

r = Abstand der übereinanderliegenden Massenschwerpunkte in m.

Da der Bauingenieur immer öfter vor die Aufgabe gestellt wird, Fundamente von Maschinen so zu gestalten, daß beim Betrieb der Maschinen Resonanzerscheinungen vermieden werden und diese Aufgabe auf die möglichst genaue Ermittlung von Eigenschwingzahlen hinausläuft, sollen diese für oft wiederkehrende Fälle angeführt werden. Es werden hierbei folgende Annahmen getroffen:

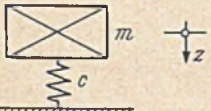
1. Die Fundamentkörper sind in sich vollkommen starr.
2. Die Hauptträgheitsachsen der schwingenden Massen sind zu den Hauptträgheitsachsen der Federflächen bzw. Federgruppen parallel und eine solche Hauptachse ist lotrecht.
3. Der Schwerpunkt der federnden Fläche bzw. Federgruppe liegt, wenn nichts Gegenteiliges bemerkt ist, genau lotrecht unter dem Massenschwerpunkt.
4. Die Stärke der federnden Schichten ist so klein, daß sie gegenüber den Körperabmessungen vernachlässigt werden kann.
5. Die Schwingungsausschläge sind im Vergleich zu den Körperabmessungen verschwindend klein.
6. Die Systeme besitzen keine Schwingungsdämpfung. Alle Schwingungsausschläge können daher mit dem Ansatz

$$x = x_0 \cdot \sin \omega_e t, \quad \varphi = \varphi_0 \cdot \sin \omega_e t$$

beschrieben werden.

1. Der auf einer Feder schwingende Massenpunkt.

Die Differential-Gleichung für die Eigenschwingung dieses einfachen Gebildes ist



$$m \ddot{z} + c z = 0.$$

Sie führt auf die bekannte Beziehung

$$\omega_e = \sqrt{\frac{c}{m}}. \quad (1)$$

2. Zwei Massen und zwei Federn miteinander verkoppelt.

Die Differential-Gleichungen für die Eigenschwingung lauten:

$$m_1 \ddot{z} + c_1(z - \zeta) = 0,$$

$$m_2 \ddot{\zeta} - c_1(z - \zeta) + c_2 \zeta = 0$$

und führen zu folgender Beziehung für die Eigenschwingzahlen:

$$\omega_e^4 - \omega_e^2 \left[\frac{c_1}{m_1} + \frac{c_1 + c_2}{m_2} \right] + \frac{c_1 \cdot c_2}{m_1 \cdot m_2} = 0. \quad (2)$$

Aus Gl. (2) können sofort die Eigenschwingzahlen für folgende Sonderfälle gewonnen werden.

a) Zwei Massen mit einer Feder verbunden

$$\omega_e = \sqrt{c \cdot \frac{m_1 + m_2}{m_1 \cdot m_2}}; \quad (2a)$$

b) eine Masse auf zwei hintereinander geschalteten Federn

$$\omega_e = \sqrt{\frac{c_1 c_2}{c_1 + c_2} \cdot \frac{1}{m}}; \quad (2b)$$

c) eine Masse zwischen zwei Federn

$$\omega_e = \sqrt{\frac{c_1 + c_2}{m}}. \quad (2c)$$

3. Flächenhaft gefedert gelagerte Masse.

Die Feder besitzt keine Seitensteifigkeit.

Bezeichnet man in Anlehnung an die Bodenmechanik $E/d=C$ als Bettungsziffer, so nehmen die Differential-Gleichungen für die möglichen Eigenschwingungen folgende Formen an:

$$m z + C F \cdot z = 0,$$

$$I_x \varphi_x + C I'_x \varphi_x = 0,$$

$$I_y \varphi_y + C I'_y \varphi_y = 0.$$



Da die Differential-Gleichungen voneinander unabhängig sind, treten folgende Eigenschwingungszustände auf:

- Eine reine Schiebeschwingung i. d. z-Richt. mit $\omega_e = \sqrt{\frac{CF}{m}}$;
- eine reine Drehschwingung um die x-Achse mit $\omega_e = \sqrt{\frac{CI'_x}{I_x}}$;
- eine reine Drehschwingung um die y-Achse mit $\omega_e = \sqrt{\frac{CI'_y}{I_y}}$.

4. Flächenhaft gefedert gelagerte Masse, jedoch mit Seitensteifigkeit der federnden Stützung.

Bezeichnet man als Schubziffer den Ausdruck $S = G/d$, so erhält man die Differential-Gleichungen zu:

$$m \ddot{z} + C F \cdot z = 0,$$

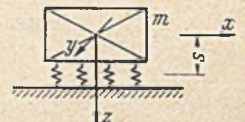
$$m \ddot{x} + S F(x - s \varphi_y) = 0,$$

$$m \ddot{y} + S F(y - s \varphi_x) = 0,$$

$$I_x \cdot \ddot{\varphi}_x + C I'_x \varphi_x - s S F(y - s \varphi_x) = 0,$$

$$I_y \cdot \ddot{\varphi}_y + C I'_y \varphi_y - s S F(x - s \varphi_y) = 0,$$

$$I_z \cdot \ddot{\varphi}_z + S I_z \varphi_z = 0.$$



Es ergeben sich daraus die folgenden Beziehungen für die Eigenschwingzahlen:

Für die Schiebeschwingung in der z-Richtung $\omega_e = \sqrt{CF/m}$. (4₁)

Für die Schwingungen in der xz-Ebene gilt:

$$\omega_e^4 - \omega_e^2 \left[\frac{SF}{m} + \frac{CI'_y + s^2 SF}{I_y} \right] + \frac{SF \cdot CI'_y}{m \cdot I_y} = 0. \quad (4_2)$$

bzw. in der yz-Ebene

$$\omega_e^4 - \omega_e^2 \left[\frac{SF}{m} + \frac{CI'_x + s^2 SF}{I_x} \right] + \frac{SF \cdot CI'_x}{m \cdot I_x} = 0.$$

und für die Drehschwingung um die z -Achse

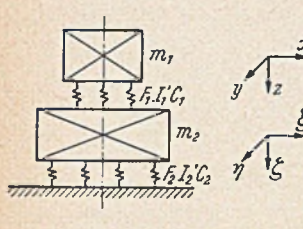
$$\omega_e = \sqrt{\frac{S I_z'}{I_z}} \quad (4_3)$$

Rausch hat für dieses Schwingungssystem die Eigenschwingzahlen auf andere Art abgeleitet, vgl. Rausch: Maschinenfundamente und andere dynamische Bauaufgaben. Berlin, 1936.

5. Federnd, lotrecht übereinander angebrachte Massen m_1 und m_2 .

Die Federn besitzen keine Seitensteifigkeit.

Als Differential-Gleichungen erhält man bei diesem System:



$$\begin{aligned} m_1 \ddot{z} + C_1 F_1 (z - \zeta) &= 0, \\ m_2 \ddot{\zeta} - C_1 F_1 (z - \zeta) + C_2 F_2 \zeta &= 0, \\ I_{1x} \ddot{\varphi}_x + C_1 I_{1x}' (\varphi_x - \psi_\zeta) &= 0, \\ I_{2\xi} \ddot{\psi}_\zeta - C_1 I_{1x}' (\varphi_x - \psi_\zeta) + C_2 I_{2\xi}' \psi_\zeta &= 0, \\ I_{1y} \ddot{\varphi}_y + C_1 I_{1y}' (\varphi_y - \psi_\eta) &= 0, \\ I_{2\eta} \ddot{\psi}_\eta - C_1 I_{1y}' (\varphi_y - \psi_\eta) + C_2 I_{2\eta}' \psi_\eta &= 0. \end{aligned}$$

Für die sechs möglichen Eigenschwingformen ergeben sich daraus die Beziehungen:

Für die beiden lotrechten Schiebeschwingungen

$$\omega_e^4 - \omega_e^2 \left[\frac{C_1 F_1}{m_1} + \frac{C_1 F_1 + C_2 F_2}{m_2} \right] + \frac{C_1 F_1 \cdot C_2 F_2}{m_1 \cdot m_2} = 0 \quad (5_1)$$

und für die Drehschwingungen in der xz - bzw. $\xi\zeta$ -Ebene

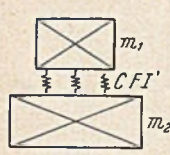
$$\omega_e^4 - \omega_e^2 \left[\frac{C_1 I_{1y}'}{I_{1y}} + \frac{C_1 I_{1y}' + C_2 I_{2\eta}'}{I_{2\eta}} \right] + \frac{C_1 I_{1y}' \cdot C_2 I_{2\eta}'}{I_{1y} \cdot I_{2\eta}} = 0,$$

und für die yz - bzw. $\eta\zeta$ -Ebene

$$\omega_e^4 - \omega_e^2 \left[\frac{C_1 I_{1x}'}{I_{1x}} + \frac{C_1 I_{1x}' + C_2 I_{2\xi}'}{I_{2\xi}} \right] + \frac{C_1 I_{1x}' \cdot C_2 I_{2\xi}'}{I_{1x} \cdot I_{2\xi}} = 0. \quad (5_2)$$

Aus den Gl. (5) können die Eigenschwingzahlen für einige Sonderfälle sofort gewonnen werden.

a) Zwei gegeneinander gefederte Massen m_1 und m_2 : lotrechte Schiebeschwingung



$$\omega_e = \sqrt{C F \cdot \frac{m_1 + m_2}{m_1 m_2}}; \quad (5a_1)$$

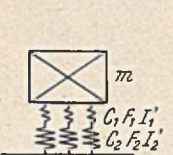
Drehschwingungen in der xz -Ebene

$$\omega_e = \sqrt{C I_y' \cdot \frac{I_{1y} + I_{2\eta}}{I_{1y} \cdot I_{2\eta}}}. \quad (5a_2)$$

Für die Schwingungen in der yz -Ebene sind die Indizes sinngemäß zu ändern.

b) Eine Masse m auf zwei hintereinander geschalteten Federn:

Für die lotrechte Schiebeschwingung wird



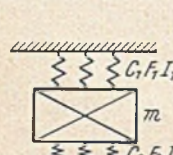
$$\omega_e = \sqrt{\frac{C_1 F_1 \cdot C_2 F_2}{C_1 F_1 + C_2 F_2} \cdot \frac{1}{m}}$$

und für die Drehschwingung in der xz -Ebene

$$\omega_e = \sqrt{\frac{C_1 I_{1y}' \cdot C_2 I_{2y}'}{C_1 I_{1y}' + C_2 I_{2y}'} \cdot \frac{1}{I_y}}; \quad (5b)$$

für die Drehschwingung in der yz -Ebene ist x statt y als Index einzusetzen.

c) Eine Masse m zwischen den federnden Stützungen: Es wird für die lotrechte Schiebeschwingung



$$\omega_e = \sqrt{\frac{C_1 F_1 + C_2 F_2}{m}} \quad (5c_1)$$

und für die Drehschwingung in der xz -Ebene

$$\omega_e = \sqrt{\frac{C_1 I_{1y}' + C_2 I_{2y}'}{I_y}}; \quad (5c_2)$$

für die yz -Ebene sind die Indizes sinngemäß zu ändern.

6. Federnd, lotrecht übereinander angebrachte Massen m_1 und m_2 .

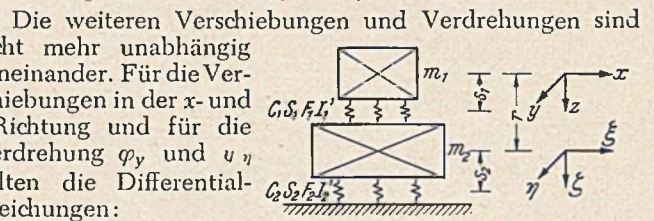
Die Federn besitzen Seitensteifigkeit.

Für die Eigenschwingung in der z - und ζ -Richtung gilt Gl. (5₁). Es ist also Gl. (6₁) = Gl. (5₁).

Für die Drehschwingung um die $z\zeta$ -Achse gilt eine ähnliche Beziehung, nämlich

$$\omega_e^4 - \omega_e^2 \left[\frac{S_1 I_{1z}'}{I_{1z}} + \frac{S_1 I_{1z}' + S_2 I_{2\zeta}'}{I_{2\zeta}} \right] + \frac{S_1 I_{1z}' \cdot S_2 I_{2\zeta}'}{I_{1z} \cdot I_{2\zeta}} = 0. \quad (6_2)$$

Die weiteren Verschiebungen und Verdrehungen sind nicht mehr unabhängig voneinander. Für die Verschiebungen in der x - und ξ -Richtung und für die Verdrehung φ_y und ψ_η gelten die Differential-Gleichungen:



$$\begin{aligned} m_1 \ddot{x} + S_1 F_1 [(x - \xi) - s_1 (\varphi_y - \psi_\eta) - r \psi_\eta] &= 0, \\ m_1 \ddot{x} + m_2 \ddot{\xi} + S_2 F_2 (\xi - s_2 \psi_\eta) &= 0, \\ I_{1y} \ddot{\varphi}_y + C_1 I_{1y}' (\varphi_y - \psi_\eta) + s_1 m_1 \ddot{x} &= 0, \\ I_{1y} \ddot{\varphi}_y + I_{2\eta} \ddot{\psi}_\eta + (s_2 + r) m_1 \ddot{x} + s_2 m_2 \ddot{\xi} + C_2 I_{2\eta}' \psi_\eta &= 0. \end{aligned}$$

Nach einigen Umformungen läßt sich aus diesem Gleichungssystem zur Bestimmung der Eigenschwingzahlen eine viergliedrige Determinante gewinnen, deren Wert Null sein muß.

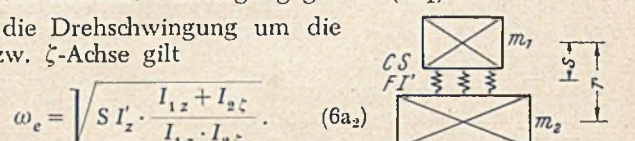
$$\begin{vmatrix} -\frac{m_1 \omega_e^2}{S_1 F_1} + 1 & -1 & -s_1 & -(r - s_1) \\ -\frac{m_1 \omega_e^2}{S_2 F_2} & -\frac{m_2 \omega_e^2}{S_2 F_2} + 1 & 0 & -s_2 \\ -\frac{s_1 m_1 \omega_e^2}{C_1 I_{1y}'} & 0 & -\frac{I_{1y} \omega_e^2}{C_1 I_{1y}'} + 1 & -1 \\ (s_2 + r) m_1 \omega_e^2 & s_2 m_2 \omega_e^2 & I_{1y} \omega_e^2 & I_{2\eta} \omega_e^2 - 1 \end{vmatrix} = 0. \quad (6_3)$$

Aus ihr folgen die vier Eigenschwingzahlen der in der xz - bzw. $\xi\zeta$ -Ebene möglichen Schwingungszustände.

Eine analog gebaute Determinante erhält man durch Vertauschen der Indizes y gegen x und η gegen ξ für die yz - bzw. $\eta\zeta$ -Ebene. Somit sind für alle zwölf Eigenschwingzustände dieses Systems Beziehungen gefunden. Alle bisher behandelten Fälle können aus Grenzbetrachtungen an diesem System gewonnen werden. Zwei Sonderfälle sollen hier noch angeführt werden.

a) Zwei gegeneinander gefederte Massen m_1 und m_2 : Für die lotrechte Schwingung gilt Gl. (5a₁).

Für die Drehschwingung um die z - bzw. ζ -Achse gilt



$$\omega_e = \sqrt{S I_z' \cdot \frac{I_{1z} + I_{2\zeta}}{I_{1z} \cdot I_{2\zeta}}}. \quad (6a_2)$$

Für die Eigenschwingungen in der xz - bzw. $\xi\zeta$ -Ebene erhält man aus der Determinante Gl. (6₃) die Beziehung

$$\omega_e^4 - \omega_e^2 \left[S F \left(\frac{1}{m_1} + \frac{1}{m_2} + \frac{s^2}{I_{1y}} + \frac{(r-s)^2}{I_{2\eta}} \right) + C I_y' \left(\frac{1}{I_{1y}} + \frac{1}{I_{2\eta}} \right) \right] + S F \cdot C I_y' \left[\left(\frac{1}{m_1} + \frac{1}{m_2} \right) \left(\frac{1}{I_{1y}} + \frac{1}{I_{2\eta}} \right) + \frac{r^2}{I_{1y} \cdot I_{2\eta}} \right] = 0. \quad (6a_3)$$

Für den Fall gleicher Massen:

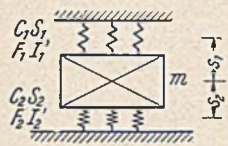
$$m_1 = m_2 = m, \quad I_{1y} = I_{2\eta} = I, \quad r = 2s,$$

zerfällt Gl. (6a₃) in zwei voneinander unabhängige Beziehungen und es wird

$$\omega_e = \sqrt{\frac{2 C I_y'}{I}}; \quad \omega_e = \sqrt{2 S F \left(\frac{1}{m} + \frac{s^2}{I} \right)}.$$

b) Eine Masse m zwischen den federnden Stützungen: Für die lotrechte Schiebeschwingung gilt Gl. (5c₁).

Für die Drehschwingung um die z-Achse erhält man



$$\omega_e = \sqrt{\frac{S_1 I_{1z} + S_2 I_{2z}}{I_z}} \quad (6b_2)$$

Für die Eigenschwingungen in der xz- bzw. xi-z-Ebene folgt aus Gl. (6a)

$$\omega_e^4 - \omega_e^2 \left[\frac{S_1 F_1 + S_2 F_2}{m} + \frac{C_1 I'_{1y} + C_2 I'_{2y} + s_1^2 S_1 F_1 + s_2^2 S_2 F_2}{I_y} \right] + \frac{(S_1 F_1 + S_2 F_2)(C_1 I'_{1y} + C_2 I'_{2y}) + (s_1 + s_2)^2 \cdot S_1 F_1 \cdot S_2 F_2}{m \cdot I_y} = 0. \quad (6b_3)$$

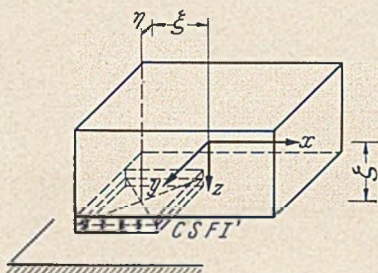
Im Falle gleicher Federn

($C_1 = C_2 = C$; $S_1 = S_2 = S$; $s_1 = s_2 = s$; $F_1 = F_2 = F$; $I'_1 = I'_2 = I'$) zerfällt Gl. (6b₃) wiederum in zwei getrennte Beziehungen, und zwar

$$\omega_e = \sqrt{\frac{2SF}{m}} \quad \text{und} \quad \omega_e = \sqrt{\frac{2}{I} (CI' + s^2 SF)}.$$

7. Eigenschwingzahlen eines auf federnder Unterlage ruhenden Körpers, jedoch bei außermittiger Lagerung.

ξ, η, ζ bedeuten die Außermiten der Hauptachsen der Aufstandsfläche gegenüber den Hauptachsen der Masse m . Die Hauptachsen der Aufstandsfläche sind jedoch zu jenen der Masse parallel.



Die Differential-Gleichungen, aus welchen sich die Eigenschwingzahlen der sechs möglichen Schwingungs-

$$\begin{vmatrix} \omega_e^2 m - SF & 0 & 0 & 0 & \zeta SF & \eta SF \\ 0 & -\omega_e^2 m + SF & 0 & -\zeta SF & 0 & -\xi SF \\ 0 & 0 & -\omega_e^2 m + CF & -\eta CF & -\xi CF & 0 \\ 0 & -\zeta \omega_e^2 m & -\eta \omega_e^2 m & -\omega_e^2 I_x + CI'_x & 0 & 0 \\ -\zeta \omega_e^2 m & 0 & -\xi \omega_e^2 m & 0 & -\omega_e^2 I_y + CI'_y & 0 \\ \eta \omega_e^2 m & \xi \omega_e^2 m & 0 & 0 & 0 & \omega_e^2 I_z - SI'_z \end{vmatrix} = 0. \quad (7)$$

Die Dammbauten der Tennessee-Tal-Verwaltung.

Von Dr.-Ing. Oton Likar, München.

(Fortsetzung und Schluß aus Heft 4.)

D. Die Dammbauten an den Nebenflüssen.

Alle Dammbauten am Hauptfluß dienen vor allem der Schifffahrt; demgegenüber sind die Talsperren an den Nebenflüssen reine Speicherwerke. Dies ist der Grund, weshalb diese Talsperren wesentlich höher gebaut und meist reine Betonkonstruktionen sind. Die TVA. selbst hat an den Nebenflüssen folgende Dämme errichtet: Apalachia, Hiwassee, Chatuge, Ocoee Nr. 3, Nottely, Norris, Fontana, Douglas, Cherokee, Watauga, South Holston, Boone und Fort Patrick Henry-Damm.

Der South Holston-Damm ist 1950 fertiggestellt worden, die beiden letztgenannten befinden sich noch im Bau. Der Boone-Damm soll drei Einheiten von je 25 000 und der Fort Patrick Henry-Damm zwei Einheiten von je 18 000 kW erhalten.

zustände ermitteln lassen, sind:

$$\begin{aligned} m \ddot{x} + SF(x - \zeta \varphi_y - \eta \varphi_z) &= 0, \\ m \ddot{y} + SF(y - \zeta \varphi_x - \xi \varphi_z) &= 0, \\ m \ddot{z} + CF(z - \eta \varphi_x - \xi \varphi_y) &= 0, \\ I_x \ddot{\varphi}_x + CI'_x \varphi_x - \eta CF(z - \eta \varphi_x - \xi \varphi_y) - \zeta SF(y - \zeta \varphi_x - \xi \varphi_z) &= 0, \\ I_y \ddot{\varphi}_y + CI'_y \varphi_y - \xi CF(z - \eta \varphi_x - \xi \varphi_y) - \zeta SF(x - \zeta \varphi_y - \eta \varphi_z) &= 0, \\ I_z \ddot{\varphi}_z + SI'_z \varphi_z - \xi SF(y - \zeta \varphi_x - \xi \varphi_z) - \eta SF(x - \zeta \varphi_y - \eta \varphi_z) &= 0. \end{aligned}$$

Aus diesen Gleichungen erhält man nach einigen Umformungen eine sechsgliedrige Determinante (siehe am Schluß des Aufsatzes), deren Wert Null sein muß.

a) Für den Fall $\eta = 0$; $\xi =$ vorhanden; $\eta =$ vorhanden gewinnt man aus der Matrix Gl. (7) die zwei Beziehungen

$$\omega_e^6 - \omega_e^4 \left[\frac{CF + SF}{m} + \frac{CI'_y + \xi^2 CF + \zeta^2 SF}{I_y} \right] + \omega_e^2 \left[\frac{CF \cdot SF}{m^2} + \frac{CI'_y(CF + SF) + (\xi^2 + \zeta^2) CF \cdot SF}{m I_y} \right] - \frac{CF \cdot SF \cdot CI'_y}{m^2 I_y} = 0,$$

und

$$\omega_e^6 - \omega_e^4 \left[\frac{SF}{m} + \frac{CI'_x + \zeta^2 SF}{I_x} + \frac{SI'_z + \xi^2 SF}{I_z} \right] + \omega_e^2 \left[\frac{SF(CI'_x + SI'_z)}{m \left(\frac{CI'_x}{I_x} + \frac{SI'_z}{I_z} \right)} + \frac{CI'_x \cdot SI'_z + SF(\xi^2 CI'_x + \zeta^2 SI'_z)}{I_x \cdot I_z} \right] - \frac{SF \cdot CI'_x \cdot SI'_z}{m \cdot I_x \cdot I_z} = 0. \quad (7a)$$

b) $\xi = 0$; $\eta = 0$; $\zeta = s$:

führt auf den unter „4“ behandelten Fall.

Der allgemeinste Fall der gefederten und in sich starren Masse würde ebenfalls auf eine sechsgliedrige Determinante führen, in welcher zum Unterschied von Gl. (7) alle Stellen besetzt sind. Dies ist der Fall, wenn die außermittig gelagerte Aufstandsfläche nicht nach den Hauptträgheitsachsen des Körpers ausgerichtet ist. Das Ausrechnen einer derartigen Determinante ist sehr mühsam und man wird in der Praxis solche Fälle wegen ihrer Unübersichtlichkeit möglichst vermeiden.

Entwurf stammt vom Army Engineers-Corps, einer Abteilung der Armee. Die TVA. hatte nämlich im Jahre 1933 noch keine eigenen Planungsbüros und verfügte außerdem noch nicht über die nötigen Erfahrungen. Die allgemeine Gestaltung des Dammes wurde bereits im Bauingenieur 24 (1949) S. 23 gegeben. Zwei Schnitte zeigt die Abb. 11.

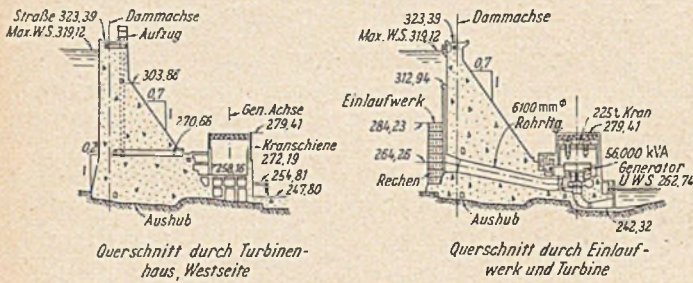


Abb. 11. Norris-Projekt. Schnitte.

Der Damm ist eine Schwergewichtskonstruktion von 477 m Länge. Den Anschluß an den östlichen Hügel stellt ein Erddamm von 88 m Länge her, der eine Dichtungsschürze aus Stahlbeton besitzt. An der Sohle beträgt die größte Breite der Talsperre 63,30 m bei einer maximalen Höhe von 80,5 m. Ihre Dammkrone liegt 323,28 m über dem Meeresspiegel. Die Betonkrono im Überschußteil, der drei Öffnungen von je 30 m aufweist, liegt an der Kote 310,80 m. Drei hydraulisch betriebene Segment-schützen können zur Regulierung des Stauzieles auf jede Höhe zwischen 310,80 und 319,02 m eingestellt werden.

Bei einem Wasserspiegel im Staubecken auf der Kote 318,00 kann der Überschuß 5,665 m³/s ableiten. Unterhalb der Überfallkrone erfolgt die Regulierung des Wasserspiegels durch acht Rohrblässe, die bei einem Wasserstand auf Kote 310,80 1030 m³/s liefern. Jeder Ablaß ist mit zwei vertikalen Gleitschiebern für Betriebsbedürfnisse und etwaige Notfälle versehen.

Das Krafthaus mit den Ausmaßen 62,20 · 21,10 m lehnt sich unmittelbar neben dem Leerschuß an den Damm an.

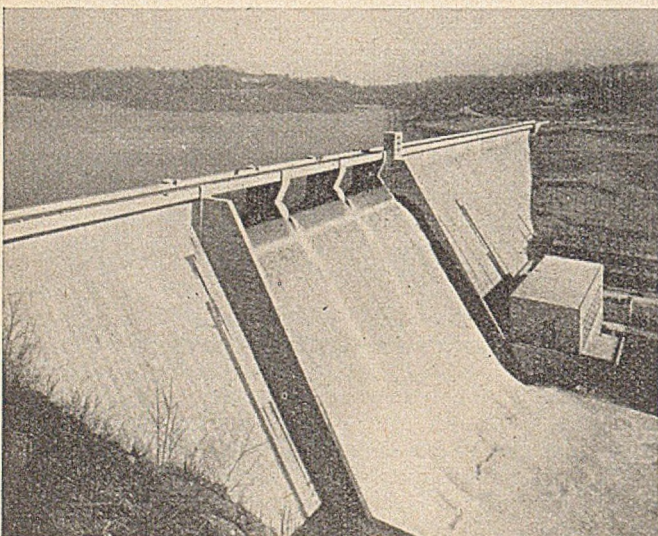


Abb. 12. Norris-Talsperre. Gesamtansicht des Dammes mit dem Krafthaus.

Zwei Turbinen vom Francis-Typ zu je 66,000 PS mit vertikaler Achse sind mit 56 000 kVA, 3800 V Generatoren direkt verbunden. Jede Turbine wird durch eine eigene, in Beton eingebettete Stahlrohrleitung von 6400 mm Durchmesser gespeist. Der 19schaufelige Francis-Läufer von 4360 mm Durchmesser ist ein Stück Gußstahl. Die Gesamtansicht der Anlage vermittelt Abb. 12. Einen Ausschnitt aus dem Bauvorgang zeigt Abb. 13.

Das Einbringen des Betons besorgten beim Norris-Damm zwei Kabelkräne von 490 m Spannweite. Es war dies das dritte Projekt in den USA., bei dem schwere, von zwei beweglichen Türmen getragene Kabelkräne Verwendung fanden. Die Türme nehmen den Horizontalschub durch besonders angeordnete Horizontalräder auf. Die Tragfähigkeit der Krananlage bei normalem Betrieb wurde mit 18 t angenommen, die bei langsamem Betrieb bis zu 25 t gesteigert werden konnten. Die beiden an der Baustelle aufgestellten kompletten Krananlagen waren also in

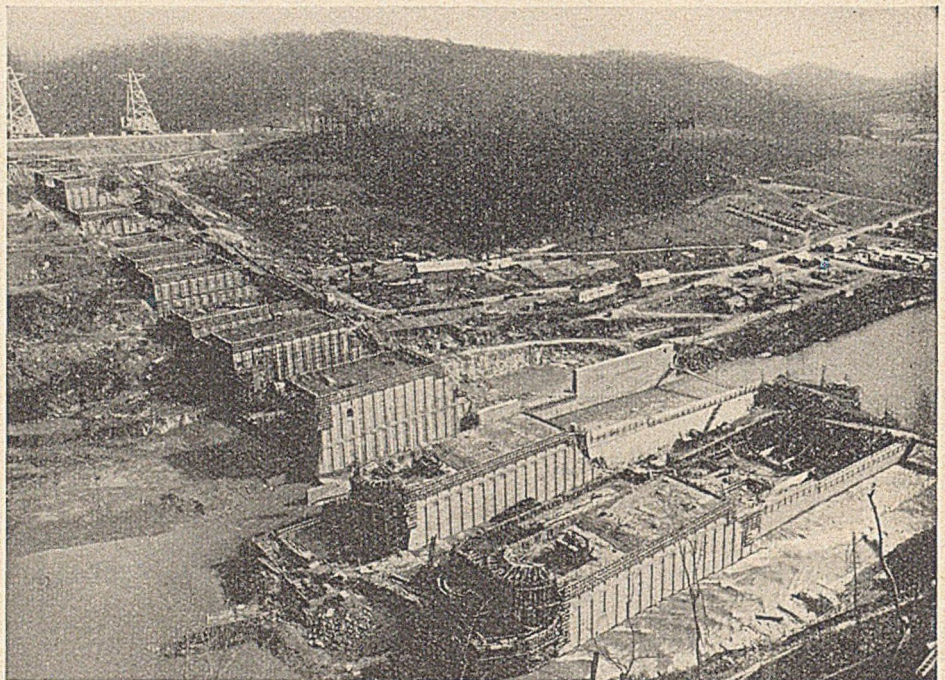


Abb. 13. Norris-Talsperre. Blick auf die Baustelle vom rechten Ufer.

der Lage, gemeinsam Lasten bis zu 50 t zu bewältigen. Mit diesen Krananlagen wurden in einem Zeitraum von 18 Monaten 766 000 m³ Beton eingebaut.

Die Gesamtbauzeit erstreckte sich vom November 1933 bis Februar 1937. Die Baukosten einschließlich Land-erwerb, Zufahrtswege, Dammbau, Krafthaus, maschinen-technische Einrichtung usw., betragen 32,3 Mio. Dollar. Davon wurden für die Planung und die technische Überwachung am Bau 1,8 Mio. Dollar = 5,65% der Gesamtkosten ausgegeben. Auf Verwaltungskosten entfielen 1,067 Mio. Dollar oder 3,21% des Gesamtbetrages.

Fontana-Projekt.

Das Fontana-Projekt am Kleinen Tennessee-Fluß in Nord-Carolina wurde als eine der wichtigsten Mehrzweck-Talsperren im Gesamtsystem der TVA. entworfen und gebaut. Der USA.-Kongreß beschloß die Errichtung dieser Talsperre am 17. Dezember 1941 unter dem Eindruck der Ereignisse des zweiten Weltkrieges. Mit dem Bau wurde bereits am 1. Januar 1942 begonnen. Die letzte Lücke im Betondamm schloß sich am 4. November 1944 und der erste der beiden 67 000-kW-Generatoren begann am 20. Januar 1945, also 36 Monate nach Baubeginn, seine Leistung in die Fernleitung abzugeben.

Das Entwässerungsgebiet an der Sperrstelle umfaßt nur 4050 km², jedoch ist seine Niederschlagsmenge außerordentlich groß und zählt mit 2000 mm Durchschnitt pro

Jahr zu den ergiebigsten der ganzen USA. Die Abflußmenge an der Dammstelle beträgt im Jahresdurchschnitt $155 \text{ m}^3/\text{s}$; sie erreichte im Katastrophenfall bereits $3660 \text{ m}^3/\text{s}$.

Die Fontana-Talsperre ist eine Beton-Schwergewichtsmauer von 146 m Maximalhöhe über der Gründungssohle. Damit ist sie die höchste im östlichen Teil der USA.; bei ihrer Fertigstellung war sie die vierthöchste der Welt. Die Breite an der Sohle beträgt 114 m , die Gesamtkronenlänge 720 m , wovon 540 m auf den Hauptdamm entfallen.

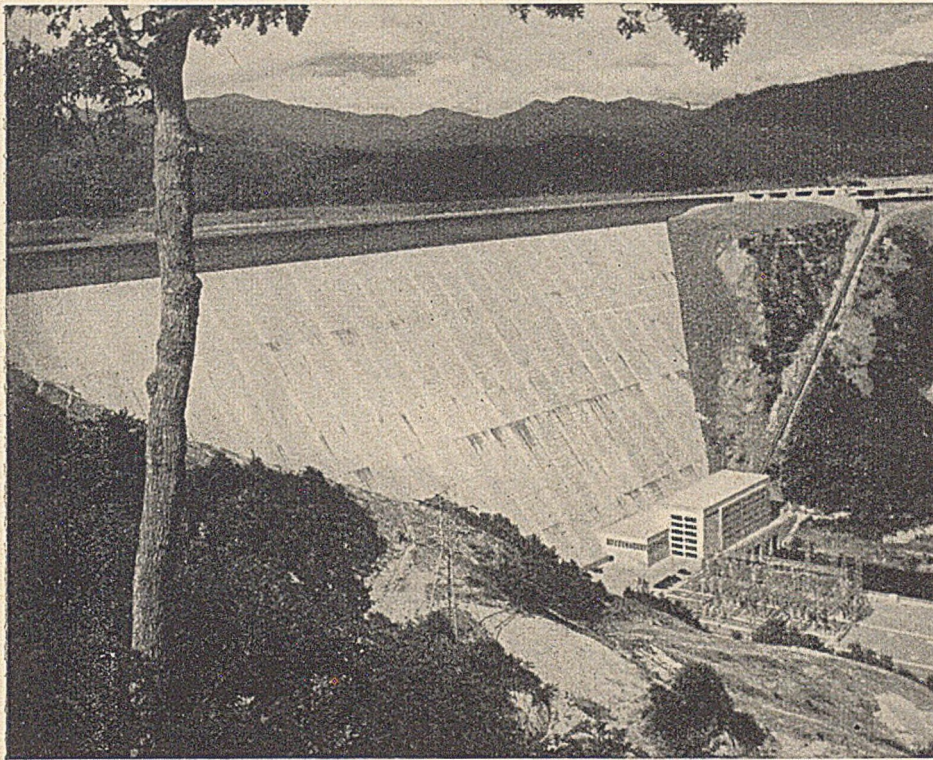


Abb. 14. Fontana-Talsperre. Gesamtansicht der Anlage.

Das Talprofil wird am östlichen Ufer im oberen Teil flacher. Hier sind die Entlastungswerke untergebracht. Die Gesamtanordnung der Anlage, die Höhenverhältnisse sowie die architektonische Gestaltung sind aus Abb. 14 zu ersehen.

Vier Überfall-Öffnungen mit Segmentschützen sowie sechs Rohrblässe mit doppelten Schiebern münden in zwei geneigte, stahlbetonverkleidete Tunneln von $10,32 \text{ m}$ Durchmesser. Diese beiden Tunneln schließen am unteren Ende an die Umleitungsstollen an, die während des Baues benötigt wurden. Die Umleitungsstollen selbst münden 185 m unterhalb des Dammes in das alte Flußbett. Besonders konstruierte korbformige Energievernichter versprühen das hinabschießende Wasser hoch in die Luft, von wo es in dünnen Schichten in das Flußbett zurückfällt. Die beiden Strahlableiter sind schwerbewehrte Stahlbetonblöcke von je 925 m^3 Inhalt. Die Lösung mittels der Energievernichter kam wesentlich billiger zu stehen als die früher übliche Verwendung eines Tosbeckens. Durch die beiden Tunneln können bis zu $5100 \text{ m}^3/\text{s}$ Wasser abgeführt werden.

Außer dem Hauptentlastungswerk befindet sich am östlichen Ufer noch ein Notfall-Überschuß, der aus einem Betonbogendamm mit 55 m langem, freien Überfall besteht. Das Tosbecken am Fuße des Bogendamms ist durch einen Tunnel von $8,200 \cdot 9,30 \text{ m}$ Hufeisenquerschnitt mit einer natürlichen Hangrinne verbunden, die rund 500 m unterhalb des Hauptdamms in den Fluß mündet.

Am westlichen Ufer ist außerdem noch ein in der Höhe der Flußsohle angeordneter, mit Stahlbeton verkleideter Grundablaß von $4,55 \text{ m}$ Durchmesser vorhanden. Ein besonders konstruiertes Hochdruckventil sowie ein Schieber regulieren den Abfluß dieses Ablasses. Bei vollem Reservoir können die drei Entlastungswerke bis zu $5550 \text{ m}^3/\text{s}$ abführen.

Die Stahlbetonkonstruktion des Krafthauses liegt im Bereich des alten Flußbettes und schließt unmittelbar an den Damm an. In den Beton des Damms eingebettete Rohrleitungen von 116 m Länge und 4260 mm Durchmesser speisen bei 100 m Gefälle zwei $91\,500\text{-PS}$ -Turbinen. Bild 15 zeigt das Krafthaus im Querschnitt.

Wegen seiner Großzügigkeit soll hier der Plan für die Baustelleneinrichtung gezeigt werden (Abb. 16). Besondere Aufmerksamkeit verdienen die vielen Transportbänder (insgesamt 37) für das Heranschaffen der Zuschlagstoffe vom Grobbrecher zur Betonmischanlage und von dort zum Damm. Die gesamte in die Fontana-Talsperre eingebaute Betonmenge beträgt $2,16 \text{ Mio. m}^3$, die in 21 Monaten verarbeitet wurden.

Das Betonieren erfolgte mittels beweglicher Portalkrane. Diese

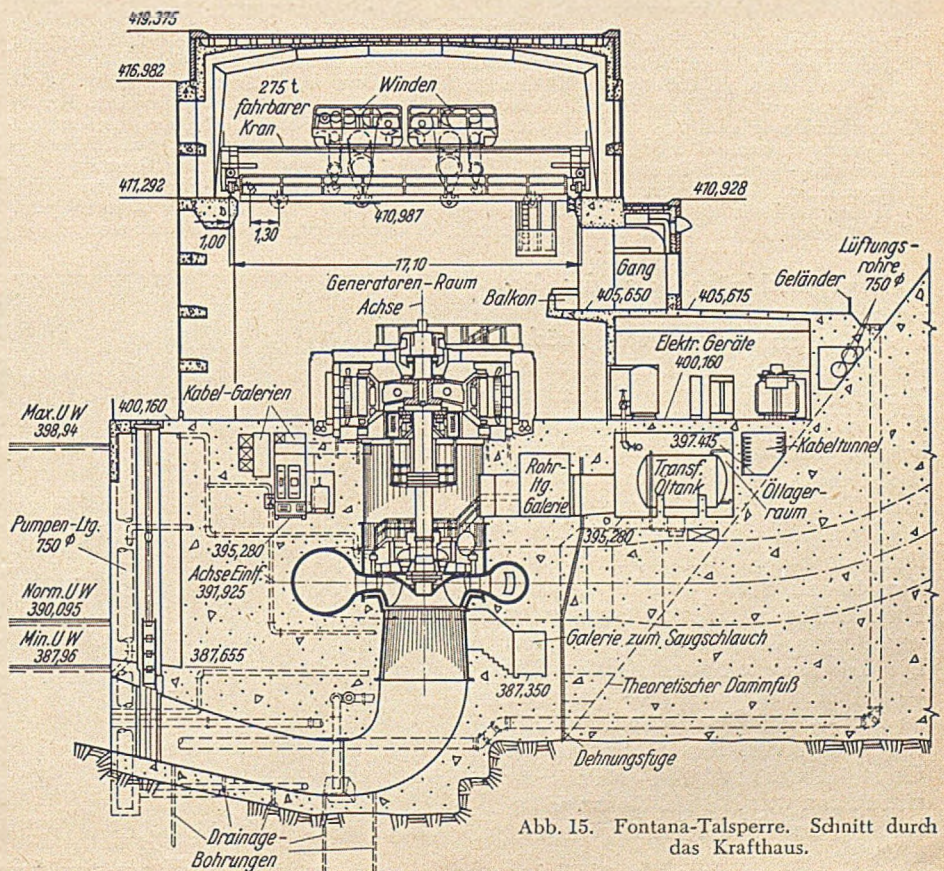


Abb. 15. Fontana-Talsperre. Schnitt durch das Krafthaus.

wiederum liefen auf Stahlbrücken, deren Stützen in die Betonblocks der Stahlsperr mit einbetoniert wurden und somit verloren gingen. Dagegen konnte der gesamte Überbau der Brücken in einer neuen Höhenlage jeweils wieder verwendet werden. In verschiedenen Höhen wurden insgesamt 3 Brücken gebaut. Über die Anordnung der mittleren Brücken gibt Abb. 17 Aufschluß.

tonieren der Überschußanlage und der anschließenden flachen Dämme benötigt.

Um die Temperaturspannungen beim Abbinden des Betons niedrig zu halten, entschloß man sich zu künstlicher Kühlung mit Wasser. Zu diesem Zweck bettete man in die Betonblocks der Talsperre 835 km Rohrleitungen von 23 mm Innendurchmesser ein. In den Wintermonaten und in den Endstadien der Wärmeabführung wurde das Flußwasser in seiner natürlichen Beschaffenheit in die eingebetteten Rohrleitungen gepumpt. Ungefähr drei Viertel des gesamten Kühlprozesses erfolgten auf diese Weise. Nur in den Sommermonaten und in den kritischen Phasen des Abbindens unmittelbar nach dem Betonieren, wenn die entstehende Wärme am größten ist, wandte man die künstliche Kühlung mit Wasser an. Eine Kühlstation mit zwei Kompressoren für Ammoniak und einer Leistung von 250 t pro Tag wurde komplett eingerichtet. Das Wasser hoben vier Pumpen 60 m hoch bei einer Leistung von 1,36 m³/min in die Rohrleitungen der Sperre. Zwei weitere hintereinander geschaltete Pumpen lieferten zusätzlich 2,72 m³/s bei 120 m Hubhöhe. Der Kühlwasserbedarf schwankte zwischen 2,27 und 3,86 m³/s. Nach beendeter Kühlung wurden die Rohrleitungen mit Zementmilch verpreßt.

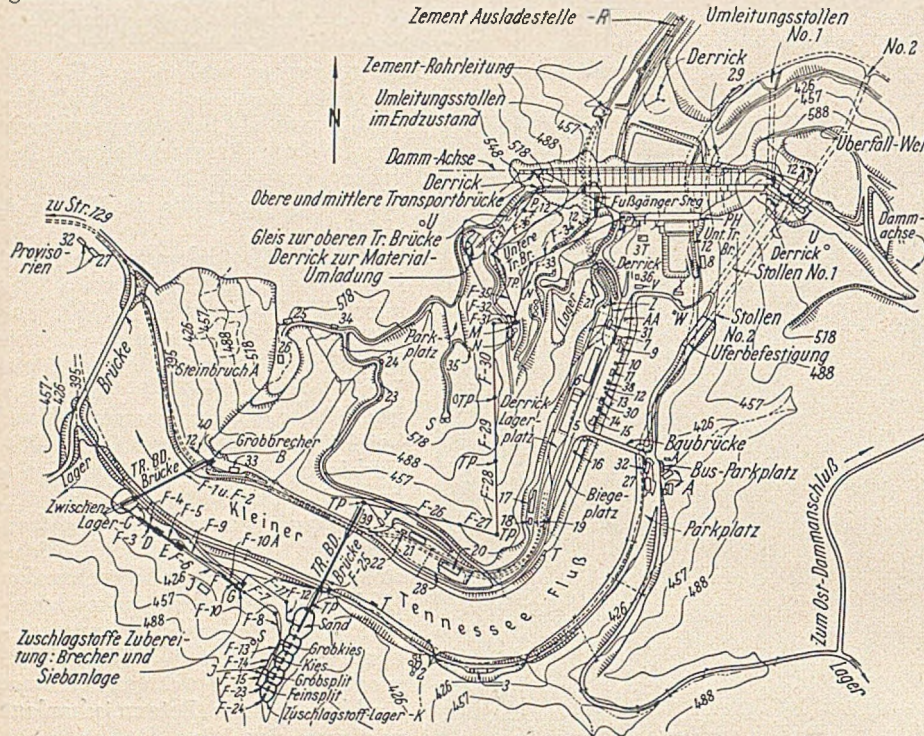


Abb. 16. Fontana-Talsperre. Plan für die Baustelleneinrichtung.

Verzeichnis der maschinentechnischen Einrichtungen.

A Steinbruch, B Grobbrecher, C Zwischenlager, D Kegelbrecher, E Feinbrecher, F Siebanlage und Vorsilo, G Walzmühle, H Waschanlage, J Mehrdeck-Siebanlage, K Zuschlagstoffe-Lager, L Siebe mit Brausen, M Beton-Mischanlage, N Zement-Silo, P Beton-Vorsilo, R Ausladestelle für Zement mit Silos, S Wasserbehälter, T Rohwasser-Pumpen, U Reinwasserbehälter, V Kühlwasser-Anlage für Betonkühlung, W Wasserfassung für Kühlanlage, X Rohrlager, AA Umladestation für Zement, F-1 bis F-37 Förderbänder.

Gebäudeverzeichnis.

1 Trafostation Nr. 1, 2 Filteranlage, 3 Verwaltungsgebäude, 4 Trafostation Nr. 2, 5 Magazin, 6 Mechanische und Elektrowerkstatt, Garagen, 7 Betonprüfanstalt, 8 Bohrerwerkstatt, 9 Bauleitung, 10 Poliere, 11 Toiletten, 12 Kühlanlage für Trinkwasser, 13 Transportbüro, 14 Unfall-schutz-Ingenieure, 15 Lohnbüro, 16 Unterwasser-Pegelregistrierung, 17 Trafostation Nr. 3, 18 Treibstofflager und Tanks, 19 Treibstoff-Pumphaus, 20 Zimmerei, 21 Kompressorstation, 22 Zementschuppen, 23 Sprengstofflager, 24 Zündkapsellager, 25 Nitramon-Lager, 26 Bohrer-schärfer und -lager, 27 Personalbüro, 28 Toiletten, 29 Umkleideraum, 30 Bauführer und Maschinenmeister, 31 Spenglerwerkstatt, 32 Arzt, 33 Steinbruch-LKW-Reparaturwerkstatt, 34 Sprengstoff-Zwischenlager, 35 Beobachtungsplattform, 36 Werkzeuglager, 37 Zimmereibüro, 38 Poliere, 39 Maler, 40 Steinbruchbüro, 41 Wasseramt, 42 Betonstahlkontor.

Zwei Drehkräne, die der Er- richtung des Krafthauses dienten, arbeiteten an der untersten Brücke. Es waren das Drehkräne, deren Tragfähigkeit bei 12 m Ausladung 35 t und bei 41 m Ausladung 10 t betrug. An der mittleren und der obersten Brücke arbeiteten insgesamt vier Kräne. Zwei davon waren wieder Drehkräne von 45 t Tragfähigkeit bei 28 m Ausladung. Die Hauptarbeit wurde jedoch von zwei Portalkränen mit festen Kragarmen von knapp 50 m Länge verrichtet. Die Tragfähigkeit variierte von 22 t — bei 24 m Ausladung — bis herab zu 10 t — bei 50 m Ausladung. Die Kranhöhe betrug rund 31 m und das Gesamtgewicht 240 t. Der Preis für einen Kran war 124 640 Dollar. Zwei kleinere, bewegliche Portalkräne und zwei Derricks wurden für das Be-

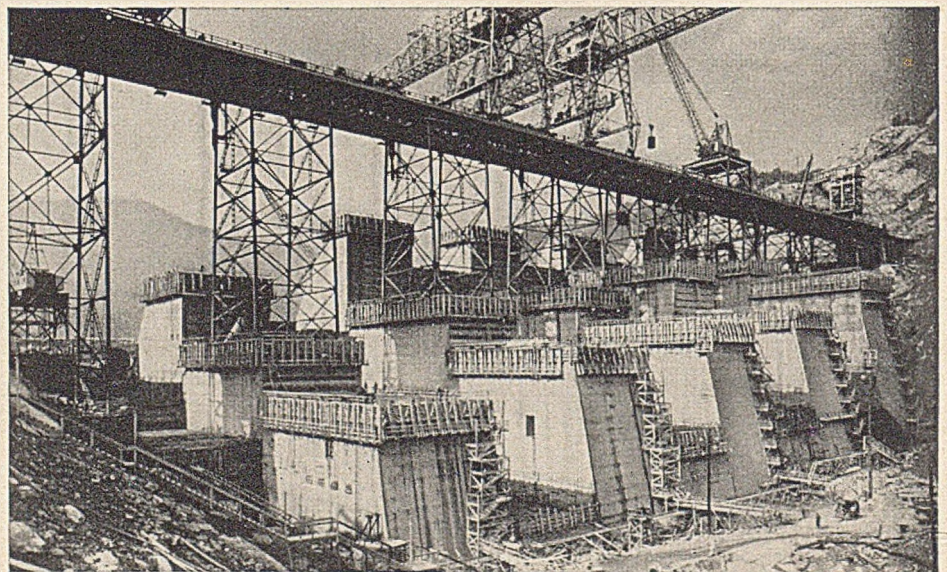


Abb. 17. Fontana-Talsperre. Betonierungsbrücke und Portalkrane.

Die Gesamtkosten für die Fontana-Talsperre beliefen sich auf 70,4 Mio. Dollar. Davon entfallen auf Planung und Bauaufsicht 2,7 Mio. Dollar und auf Verwaltungskosten 4,0 Mio. Dollar. Die Belegschaft der Baustelle erreichte mit 5000 Mann im Jahre 1942 ihre Höchstzahl. Darunter waren rund 400 Ingenieure, Zeichner und Büropersonal.

Hiwassee-Tal-Projekt.

Das Hiwassee-Tal-Projekt umfaßt insgesamt fünf Dämme: den Hiwassee, Apalacia, Ocoee Nr. 3, Nolteley- und Chatuge-Damm.

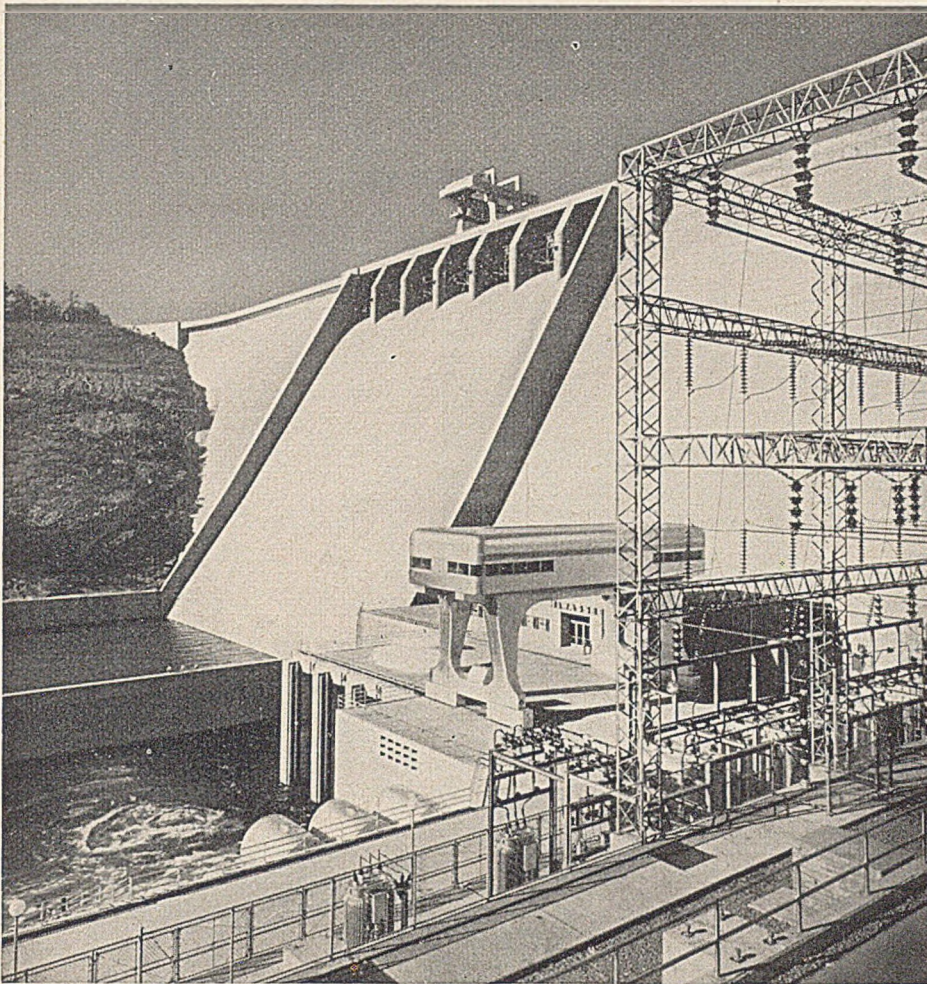


Abb. 18. Hiwassee-Talsperre. Ansicht der fertigen Anlage.

Der Hiwassee-Damm ist von den fünf den größten und bedeutendsten. Mit seinem Bau wurde am 15. Juli 1936 begonnen, die letzte Lücke am 8. Februar 1940 geschlossen. Das Werk erzeugte am 21. Mai 1940 den ersten Strom. Der neu geschaffene Speicher ist besonders für die Flutkontrolle wichtig. Sein nutzbarer Inhalt beträgt 1,592 km³.

Die allgemeine Anordnung der Hiwassee-Talsperre ist der des Norris-Dammes verblüffend ähnlich. Aus diesem Grunde kann hier wohl auch, von einigen spezifischen Angaben abgesehen, eine ausführliche Beschreibung unterbleiben.

Bei einer Kronenlänge von 391 m beträgt die maximale Höhe von der Sohle bis zur Straßenoberkante 93,20 m und die größte Breite an der Sohle 72,70 m. Das Krafthaus von 55,30·42,50 m Grundriß besitzt keine deutlich ausgeprägte Maschinenhalle. Der Generatordeckel bildet einen Teil des Daches. Ein Portalkran von 250 t Tragfähigkeit, der auf der Randbalken der Dachkonstruktion läuft, dient dem Auf- und Abbau der Kraftmaschinen. Zwei Generatoren mit 57 600 kW werden bei 57,80 m Gefälle durch zwei Francis-Turbinen von 80 000 PS getrieben. Ihre Drehzahl beträgt 120/min.

Abb. 18 zeigt eine Teilansicht der Hiwassee-Talsperre. Abb. 19 die Baugrube des Maschinenhauses. Die betonierten Terrassen im Hintergrund sind zur Aufnahme der Schaltanlage bestimmt.

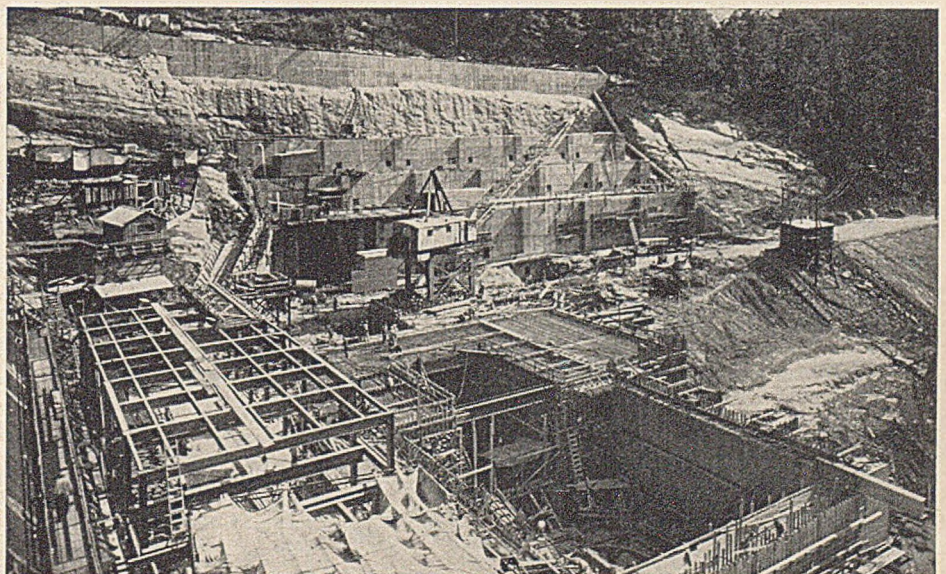


Abb. 19. Hiwassee Talsperre. Blick in die Baugrube des Maschinenhauses.

Die Gesamtkosten für den Hiwassee-Damm betragen 16,8 Mio. Dollar. Die Zahl der an der Baustelle Beschäftigten erreichte im dritten Baujahr mit 1210 Arbeitskräften den Höchststand.

Appalachia-Projekt.

Das Appalachia-Projekt liegt am Hiwassee-Fluß, 35 km unterhalb der Hiwassee-Talsperre. Bis km 16 unterhalb der Sperre hat der Fluß nur geringes Gefälle, dann verstärkt sich dieses plötzlich sehr erheblich. An der Stelle, wo das Gefälle wechselt, wurde die Talsperre gebaut. Die äußere Gestaltung des Damms möge aus Abb. 20 ersehen werden.

Ein Tunnel von 13,3 km Länge führt das Wasser bis zum Wasserschloß, von wo es in zwei Stahlrohrleitungen zu Tale ins Krafthaus geleitet wird. Das maximale Gefälle beträgt 134 m, von denen 67 m auf die Stahlrohrleitung ab Wasserschloß entfallen.

Der Appalachia-Damm, eine Schwergewichtmauer, ist 395 m lang und bis zu 45,6 m hoch, mit einem Betoninhalt von 168 500 m³. Der Leerschußteil von 114 m Länge ist im Bereich des alten Flußbettes angeordnet. Zehn Öffnungen von je 9,75 m Weite mit 7,00 m hohen Segmentschützen können bis zu 4,240 m³/s Hochwasser abführen.

Ein Wasserschloß von 20 m Durchmesser und 71,5 m Höhe gleicht den Druck im Tunnel und in der Falleitung zum Krafthaus aus. Dieses ist 20 Flußkilometer vom Damm entfernt gelegen und enthält zwei Francis-Turbinen von 53 000 PS bei 109,50 m Gefälle und 225 Umdrehungen pro Minute. Der Läufer weist einen Durchmesser von 3000 mm auf. Die Generatoren können maximal 44 800 kW leisten.

Die gesamten Baukosten für das Appalachia-Projekt betragen 23,8 Mio. Dollar.

Ocoee Nr. 3 ist in der Gestaltung der zuletzt beschriebenen Anlage sehr ähnlich, jedoch kleiner, bei einer Leistung von nur 27 000 kW.

Der Nottely- und der Chatuge-Damm sind aus Erde und Fels geschüttete Konstruktionen. Abb. 21 gibt Aufschluß über die Gestaltung des Nottely-Dammes. Der Nottely-Damm ist eine gemischte Konstruktion, deren Kern aus undurchlässiger Erdschüttung besteht, der Außenteil dagegen aus Felsschichten. Die Kronenlänge beträgt hier 700 m und die größte Höhe 56 m.

Das Entlastungswerk — ein Überfallwehr mit betonierter Rinne — führt das Wasser in das alte Flußbett unterhalb des Dammes zurück. Der Damm hat kein eigenes

US.-Energiewirtschaft legt die TVA. ihr Schwergewicht auf den Bau von Dampfkraftwerken. So befinden sich z. Z. insgesamt fünf kalorische Anlagen mit einer Gesamtkapazität von 2 790 000 kW im Bau. Zwei dieser Werke werden in sechs 112 500-kW-Generatoren je 675 000 kW installierte Kapazität aufweisen. Zwei weitere Werke sollen eine Kapazität von 540 000 und ein drittes von 360 000 kW erhalten.

Der Anteil des Dampfstromes an der Gesamt-Energieerzeugung der TVA. betrug im Frühjahr 1952 nur 15%; bis zum Jahre 1954 soll er sich auf 50% erhöhen. Die TVA. nimmt mit ihren Hydro- und Dampfkraftanlagen in der US.-Energiewirtschaft einen bedeutenden Platz ein.

Zum besseren Verständnis vorstehender Zahlenangaben sollen hier die Gesamtwerte der US.-Energiewirtschaft angeführt werden. Die installierte Kapazität aller Kraftzentralen bewegt sich z. Z. um 78,5 Mio. kW. Davon entfallen auf Wasserkraft rund 21 Mio. Die geleistete Arbeit betrug im Jahre 1951 360 Mrd. kWh; 260 Mrd. wurden in Dampfkraftwerken erzeugt, der Rest durch Wasser. Das Verhältnis von Dampf- zu Wasserleistung beträgt für die USA z. Z. 72 : 28. Diese Zahlen verändern sich laufend zugunsten der Dampfkrafterzeugung.

Die Kapazität der Kraftwerke soll im Jahr 1954 bis auf 105 Mio. kW

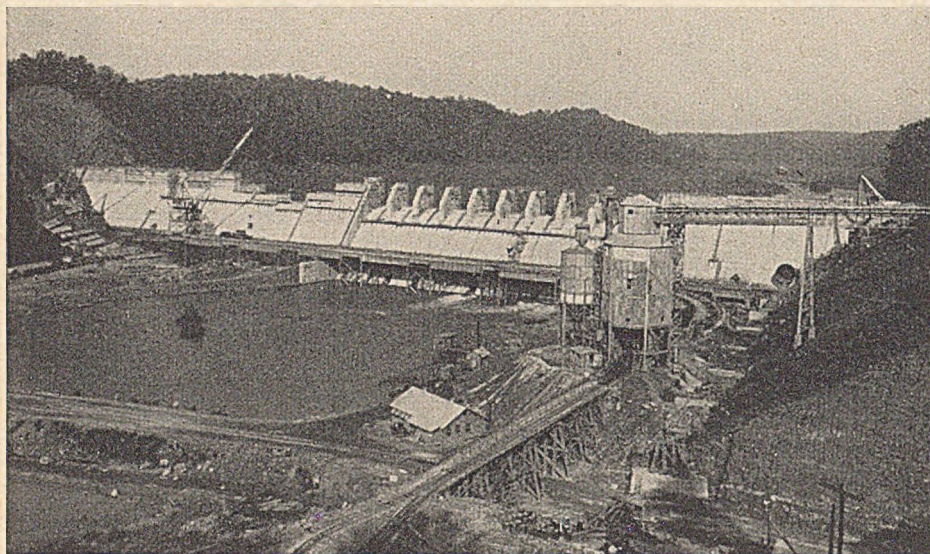


Abb. 20. Appalachia Projekt. Blick auf die Talsperre während des Baues.

Krafthaus und dient ausschließlich der Wasserspeicherung.

Der Chatuge-Damm ist eine reine Erdaufschüttungs-Konstruktion von 1,76 Mio. m³ Inhalt, 865 m Kronenlänge und 43,70 m Höhe. Ein Auslaßwerk mit anschließender Stahlrohrleitung besorgt die Regulierung des Abflusses bei Wasserständen unterhalb der Krone des Überfallwehres. Auch dieser Damm dient nur der Speicherung der Hochwasser.

E. Dampfkraftwerke.

Bereits im Jahre 1939 hatte die TVA. fünf in ihrem Versorgungsgebiet liegende kalorische Zentralen durch Kauf erworben und sie an ihr Fernnetz angeschlossen. Ihre Kapazität betrug zusammen etwa 220 000 kW.

Während des zweiten Weltkrieges baute die TVA. dann die Watts-Bar-Dampfkraftanlage, die in vier Turbosätzen eine installierte Kapazität von 240 000 kW besitzt. Dieses Werk wird durch die Kohlenlager am Clinch und Powell River oberhalb des Norris-Dammes versorgt. Die Anlage kostete komplett 19,7 Mio. Dollar, was 82,5 Dollar je installiertem Kilowatt entspricht.

Da der riesige Strombedarf, besonders der im Tennessee-Becken gelegenen Werke der Atomic Energy Commission und der Aluminium Company of America, durch Hydrokraft allein nicht mehr gedeckt werden kann, strebt die TVA. in letzter Zeit eine Schließung der Stromlücke durch den Bau neuer Dampfkraftwerke an.

Im Rahmen des laufenden Programms zur Erweiterung der Gesamtkapazität der

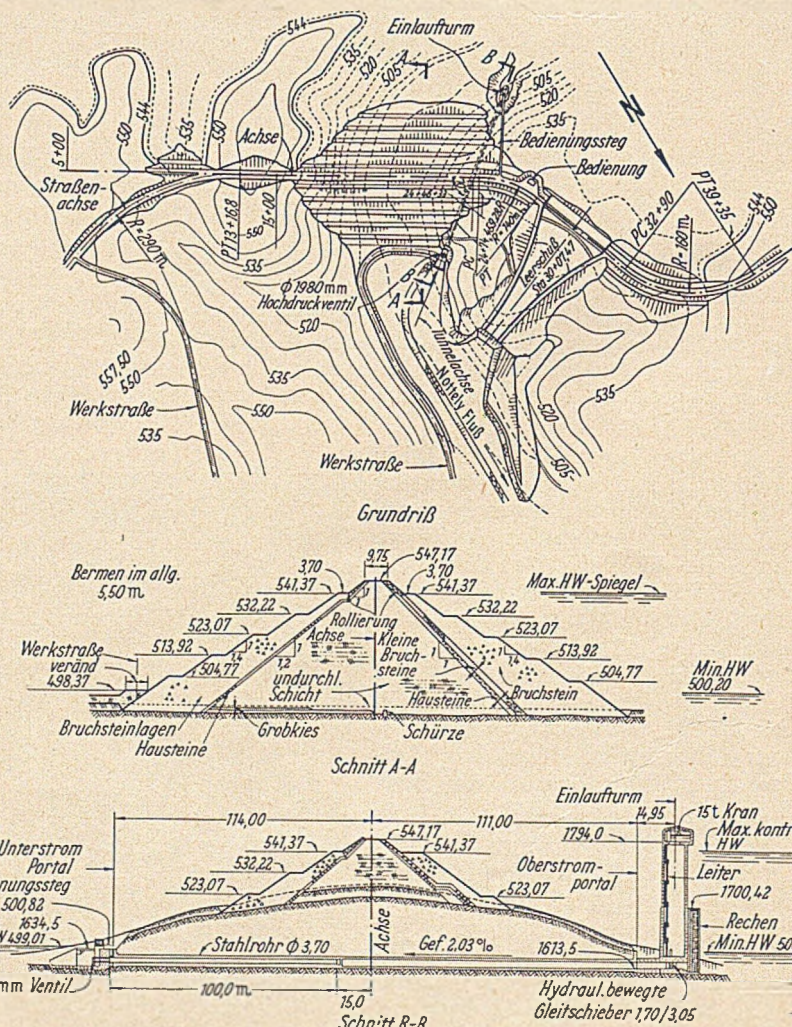


Abb. 21. Nottely-Damm. Grundriß und Querschnitte.

ausgebaut werden. Die oben angeführten Stromerzeugungszahlen der TVA. zeigen, daß sie rund 5% der gesamten in den USA. installierten Kapazität besitzt. Sie dürfte diesen Anteil auch für die Zukunft beibehalten.

Durch Wissenschaft und Technik ist das Tennessee-Tal zu einem Faktor der amerikanischen Wirtschaftspolitik geworden. Was heute an den Ufern seiner Flüsse vor sich geht, kann dereinst zu einem Faktor der Weltpolitik werden.

Das Tennessee-Tal wird „das erste durch Ingenieurkunst vollständig neugestaltete Tal der Welt“ genannt. Diese Schöpfung ist nicht etwa die geniale Idee eines einzelnen Kopfes, sondern die Gemeinschaftsarbeit einer Generation von Ingenieuren und Wissenschaftlern aller Fachgebiete. Vielleicht zum erstenmal in der Geschichte der Technik wurden von Anfang an alle Wissenszweige gleichberechtigt gehört und angewandt. Das Zauberwort dabei lautete Zusammenarbeit. Der Erfolg war einmalig.

Instandsetzung und Sicherung eines durch aggressive Wässer beschädigten Stahlbetondükers unter dem Zweigkanal nach Osnabrück.

Von Ortwin Selting, Regierungsbaurat, Osnabrück.

Kurz vor dem Osnabrücker Hafen führt der Osnabrücker Zweigkanal am Piesberg — einem etwa 200 m hohen Karbonsandsteingebirge im Norden der Stadt — entlang. Die Niederschläge des Westhanges sammeln sich in einem Vorfluter, der den Zweigkanal durch den Düker 83 mit einem lichten Durchmesser von 1,00 m kreuzt (Abb. 1, S. 282). Außer dem Niederschlagswasser des 1,55 km² großen Ein-

durchgeführten Untersuchung stellte es sich heraus, daß die Schäden im Beton des Dükerrohres inzwischen so weit fortgeschritten waren, daß für das Bauwerk eine unmittelbare Einbruchgefahr bestand (Abb. 2 bis 4).

Die chemische Untersuchung des Durchflußwassers ergab einen sehr hohen Gehalt an Sulfaten (850 mg/l), wodurch der Beton des Dükers im Laufe der Jahre zerstört worden war. Diese Sulfatschäden entstehen bekanntlich durch den Abbau der hochkalkigen Silikate und Aluminate des Portlandzementklinkers, der im Zement enthalten ist. Die Zerstörungen waren bereits so weit fortgeschritten, daß der Beton durch und durch mürbe war und mühelos abgekratzt werden konnte. Infolge des über dem Rohr lastenden Wasser- und Erddruckes mußte ständig mit dem Einsturz des Bauwerkes und somit mit einer Unterbrechung der Vorflut gerechnet werden. Hierdurch wären große



Abb. 2. Sulfaterstörungen im Piesbergdüker am Zweigkanal nach Osnabrück.

zuggebietes nimmt der Vorfluter noch die Wässer des sog. Hasestollens auf, der aus den stillgelegten Schächten des Piesbergs zu Tage tritt. Der Kohleabbau am Piesberg wurde bereits vor dem ersten Weltkrieg stillgelegt, da eine wirtschaftliche Abführung der mineralisierten Bergbauwässer nicht erreicht werden konnte. Außerdem nimmt der



Abb. 4. Abkratzen des durch sulfathaltige Wasser zermürbten Betons.

Schäden entstanden, deren Beseitigung ungeheure Kosten erfordert hätte. Außerdem wäre der Schiffsverkehr zum Hafen Osnabrück während der Wiederherstellungsarbeiten zum Erliegen gekommen. Von der Wasser- und Schifffahrtsdirektion Hannover wurde daher die sofortige Sicherung und Instandsetzung des Bauwerkes angeordnet.

Wegen der Brüchigkeit des Dükerbetons und der tiefen Einfressungen war eine Torkretierung des Dükerschlauches mit einem geeigneten Zement (z. B. Sulfat-Hüttenzement) nicht möglich, da die Zerstörungen schon zu weit fortgeschritten waren und eine ausreichende Verfestigung des angegriffenen Betons nicht zu erzielen war. Die Auskleidung des Rohres mit einer Klinkerschicht kam wegen der hohen Kosten nicht in Betracht; ebenso schied das Einziehen von eisernen Rohren in den Dükerschlauch wegen der hohen Kosten aus.

Als technisch einwandfrei durchführbare und wirtschaftlich vertretbare Lösung wurde daher der Einbau von muffenlosen, glasierten Tonrohren näher untersucht und schließlich auch ausgeführt.

Hierbei mußte allerdings der Durchflußquerschnitt verringert werden. Um das Maß der Verkleinerung möglichst gering zu halten, wurden muffenlose Tonrohre von 800 mm lichten ϕ einer Spezialanfertigung verwendet

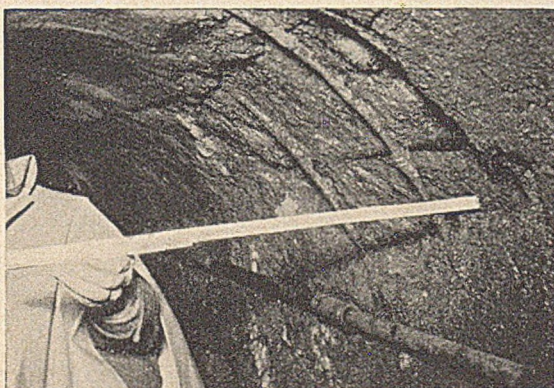


Abb. 3. Sulfatangriffe im Eisenbetonrohr.

Vorfluter noch die gewerblichen Abwässer der „Piesberger Steinindustrie“, die am Piesberg einen größeren Steinbruchbetrieb und ein Zementwarenwerk betreiben, auf.

Der Düker 83 wird, wie die übrigen Düker am Mittelkanal, in einem Turnus von 5 bis 6 Jahren gereinigt und untersucht. Bei diesen Dükeruntersuchungen wurden schon seit längerer Zeit Schäden im Beton festgestellt, die in den Kriegs- und ersten Nachkriegsjahren nur notdürftig ausgebessert werden konnten. Bei der im Sommer 1952

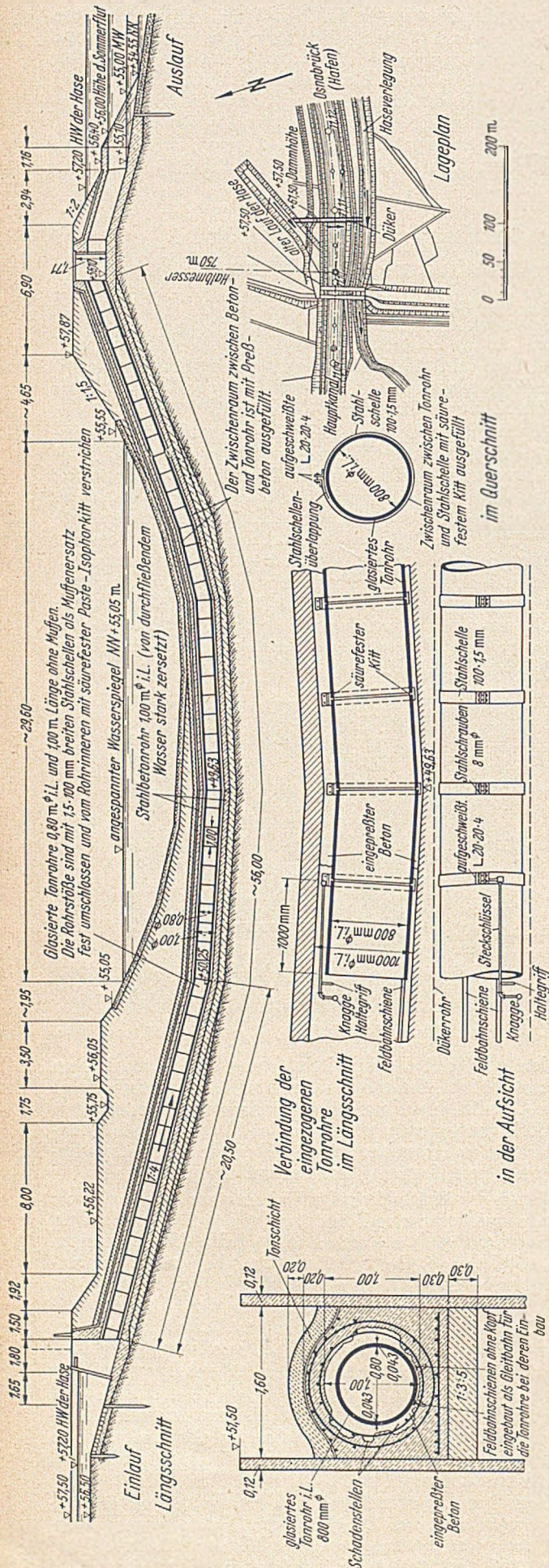


Abb. 1. Querschnitt des beschädigten Dükers mit eingetragenen Tonrohr i. M. 1 : 20.

(Abb. 5). Die hydraulische Berechnung für den Abflußquerschnitt ergab daß eine Verkleinerung des Durchmessers von 1,00 m auf 0,80 m in Kauf genommen werden konnte.

Es galt nun, die Verbindung der muffenlosen Rohre in dem engen Dükerschlauch so herzustellen, daß das Bauwerk vollkommen dicht wurde und keine aggressiven Wässer in den angegriffenen Beton mehr gelangen konnten. Die Rohre mußten auf der Baustelle vor Einführung in

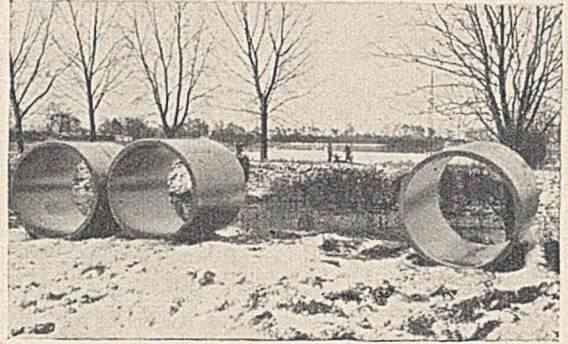


Abb. 5. Muffenlose, glasierte Tonrohre von 80 cm Durchmesser zum Einbau in den Düker.

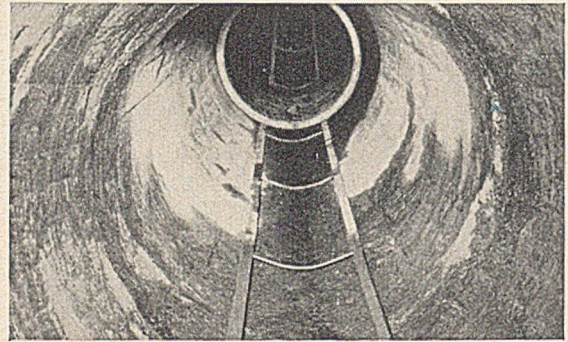


Abb. 6. Einführung eines Tonrohres in den Dükerschlauch.



Abb. 7. Abschleifen der Tonrohre vor dem Einbau in das Dükerrohr.

den Dükerschlauch, der ja im Längsschnitt ein Vieleck ist und sich dem muldenförmigen Kanalquerschnitt anpaßt, so abgeschliffen werden, daß die einzelnen Rohre möglichst genau aneinander paßten. Nach Einführung des ersten Rohres, das in Dükermitte verlegt wurde (Abb. 6), wurde eine Eisenmanschette um die Verbindungsstelle gelegt und das Rohrende mit einer säurefesten Paste, die auf Grund der chemischen Untersuchung des Abwassers von den Säurebau- und Keramikwerken Dr. Otto & Comp., Bendorf/RH. präpariert wurde, bestrichen. Das anschließende Rohr wurde nach vorherigem Einschleifen (Abb. 7) an das verlegte Rohr angeschlossen und angepreßt. Hierauf wurde die eiserne Manschette mit einem besonders konstruierten Schraubenschlüssel fest angezogen.

Dieser Schraubenschlüssel bestand aus einem Steckschlüssel, der über eine Kardanwelle mittels eines Halte-

Querschnitt des beschädigten Dükers mit eingetragenen Tonrohr

griffes und einer Knagge von Hand bedient wurde (Abb. 8 und 9). In dem sehr engen Zwischenraum zwischen Tonrohr und altem Dükerrohr konnte hiermit die Manschette der Rohrverbindung über das zuletzt verlegte Rohr hinweg angezogen und befestigt werden. Eine andere Möglich-

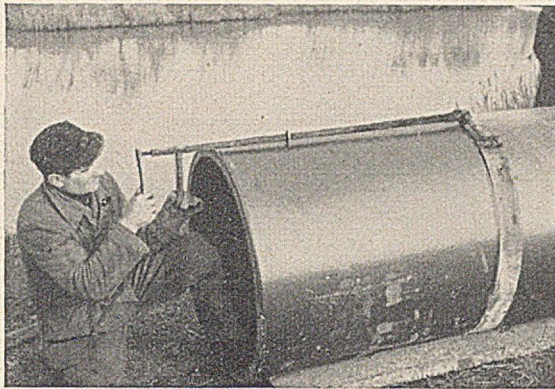


Abb. 8. Befestigung der Eisenmanschette zur Verbindung zweier Tonrohre.

keiten für die Unrundigkeit und den Rohrdurchmesser gegen einen entsprechenden Preisaufschlag hätten herabgesetzt werden können. Der hierfür geforderte Mehrpreis dürfte nach den hier gemachten Erfahrungen den Arbeitsmehraufwand auf der Baustelle bei weitem aufwiegen. Nach Verlegung der Rohre wurde der Zwischenraum zwischen Tonrohr und altem Betondüker mit Beton sorg-

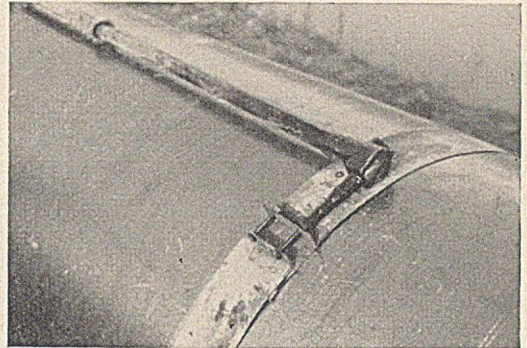


Abb. 9. Anziehen der Befestigungsschrauben an der Manschette.

keit von außen an die Verbindungsstelle zu gelangen bestand nicht. Auf diese Weise wurde Rohr für Rohr verlegt. Das Anziehen der Schrauben an der Manschette gelang ohne Schwierigkeiten und wurde technisch einwandfrei durchgeführt.

Während der Arbeiten trat als Erschwernis die Unrundigkeit und die nicht ganz genaue Einhaltung der Tonrohr-Durchmesser auf. Diese Ungenauigkeiten lagen zwar innerhalb der zulässigen Toleranzen, bedeuteten aber für die bauausführende Firma gewisse Arbeiterschwernisse, da die 60 Rohre mit einem Gewicht von je 300 kg auf der Baustelle solange sortiert und ausgesucht werden mußten, bis die Rohre möglichst genau aneinander paßten. Die Steinzeugindustrie erklärte später, daß die zulässigen Tole-

fällig ausgepreßt und hiermit die Arbeiten zum Abschluß gebracht.

Der Piesbergdüker, der vor den Arbeiten undicht und einsturzgefährdet war, wurde durch diese Maßnahmen vollkommen dicht. Die Einsturzgefahr wurde behoben und die Gefahr weiterer Zerstörungen durch aggressive Wässer beseitigt.

Die Instandsetzungsarbeiten wurden von der Firma August Duwe, Bauunternehmung in Herne/Westf., die auf diesem Gebiete durch ähnliche Ausführungen am Rhein-Herne-Kanal große Erfahrungen hat und von der auch die Vorschläge für die Art der Ausführung gemacht wurden, trotz schwieriger Witterungsverhältnisse (Dezember 1952) in 4 Wochen durchgeführt.

Kurze Technische Berichte.

Sohlenwasserdruck in Staumauern.

Ein außerordentlich interessanter, 33 Seiten umfassender Bericht über den Sohlenwasserdruck in Staumauern stellt in bisher noch nicht gekannter Vollständigkeit die Sohlenwasserdruck-Meßergebnisse in Staumauern in der Form sehr übersichtlicher Diagramme zusammen. (Abschließender Bericht des Unterkomitees für Sohlenwasserdruck in Staumauern des Staumauer-Komitees der Power-Division vom Jahre 1951. Von Ross und Riegel.)

Es wird zunächst darauf hingewiesen, daß alle Staumauer einstürzte in den Vereinigten Staaten, wie diejenigen der Austin-Staumauer in Texas, der Austin-Staumauer in Pennsylvanien, der St. Francis-Staumauer in Kalifornien und der Ohio-Staumauer Nr. 26, durch mangelnden Scherwiderstand des Gründungsfelsens verursacht wurden, wobei stets der Sohlenwasserdruck beträchtlich an der Zerstörung beteiligt war. Im Gegensatz dazu wird andererseits bemerkt, daß viele bestehende Staumauern, die sich bestens bewährt haben, ohne Berücksichtigung von Sohlenwasserdruck bemessen wurden; darunter befinden sich sogar einige Staumauern von großer Höhe. Ihr gutes Verhalten wird teils auf tiefe Herdauern, teils auf das Vorhandensein beträchtlicher Zugfestigkeiten zwischen Beton und Gründungsfelsen im Bereich der Wasserseite zurückgeführt. Ferner wird festgestellt, daß die Spannungsverteilung längs der Gründungsfläche keineswegs der gewöhnlich zugrundegelegten Dreiecksverteilung entspricht, wie insbesondere durch die Messungen an der Shasta-Staumauer schlaglichtartig beleuchtet wurde. Temperatur-, Schwind- und Schwellerscheinungen sowie die Verformungen im Gründungsfelsen haben in hohen Staumauern nicht selten zu einer Erhöhung der Pressungen an den luft- und wasserseitigen Mauerflüssen geführt, was sich naturgemäß für den Sohlenwasserdruck günstig auswirken mußte.

Für den Sohlenwasserdruck sind zwei Faktoren maßgebend, der Flächenfaktor und der Intensitätsfaktor. Der Flächen-

faktor, dessen Höchstwert 1 ist, ist in zahlreichen Fällen < 1 zugrundegelegt worden, je nach der Erfahrung und der Beurteilung der Entwurfsbearbeiter. Die Intensität wird im allgemeinen durch ein gebrochenes Dreieck dargestellt mit 100 %-igem Sohlenwasserdruck an der Wasserseite, mit Unterwasserdruck an der Luftseite und zwei verbindenden Geraden mit Schnittpunkt in der Drainageebene.

Bezüglich des Flächenfaktors wird an Hand zahlreicher Versuche und Feststellungen aus den verschiedensten Ländern der Welt festgestellt, daß dieser im allgemeinen zwischen 0,85 und 1,0 liegen wird. Nach Abb. 1 entspricht einem Flächenfaktor von 100 % im Sand ein solcher von 91 % im Beton und ein solcher von 0 % im Glas. Nach Abb. 1 ist für den Flächenfaktor im wesentlichen das Porenvolumen maßgebend, das im Falle von Glas praktisch Null ist.

Der Intensitätsfaktor kann nur in engster Verbindung mit den Untergrundverhältnissen festgestellt werden, die daher auf das genaueste geologisch, gesteintechisch und gewässertechisch untersucht werden müssen. Daneben muß auch die Qualität des Wassers festgestellt werden, da dieses die Wirksamkeit der Drainagen und die Korrosionsbeständigkeit der Zementinjektion beeinflusst.

Für 42 amerikanische Staumauern zeigt Tabelle 1 eine Reihe maßgebender geologischer und geotechnischer Angaben, die für die Beurteilung der weiter unten mitgeteilten Sohlenwasserdruck-Diagramme wertvoll sind.

Unter den Wegen zur Herabsetzung des Intensitätsfaktors wird in erster Linie die Zementinjektion hervorgehoben. Die

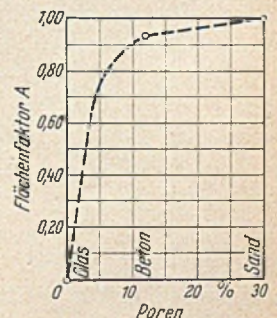


Abb. 1. Flächenfaktor.

Tiefe, der Lochabstand und der Druck können nur auf Grund der geologischen Bedingungen, wie sie sich in der Voruntersuchung ergaben, festgelegt werden. In jedem Falle empfiehlt sich ein größeres Programm von Versuchsbohrungen und Versuchsverpressungen. Nützliche Angaben können aus den Erfahrungen unter ähnlich gelegenen Bedingungen und aus der

durch den Drainageteppich hindurchtretende Wasseradern abgefangen werden sollen. Man ist der Auffassung, daß die Drainlöcher enger gesetzt werden sollten, als dies heute üblich ist. Die Verpreß- und Drainagestollen müssen so großräumig angeordnet werden, daß Maschinen zum Reinigen, Räumen und Bohren aufgestellt werden können, da gegen die Ent-

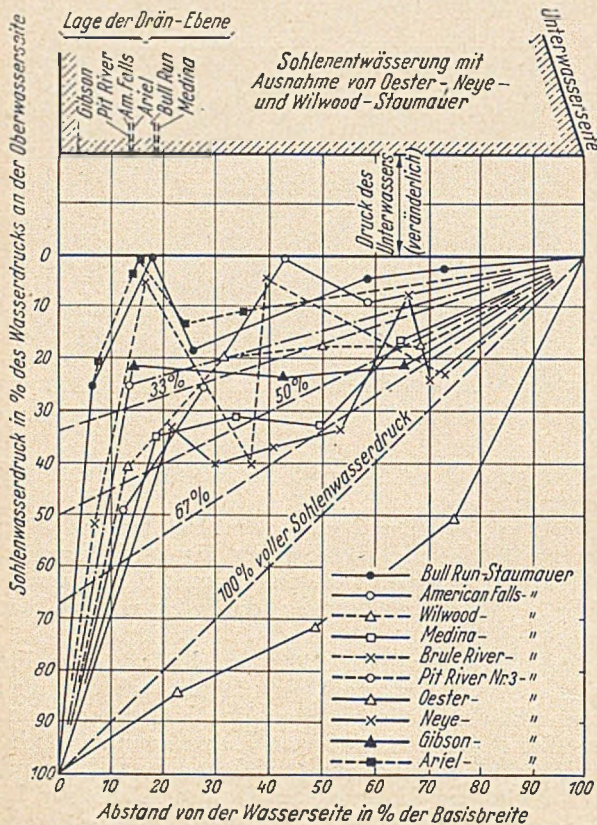


Abb. 2. Sohlenwasserdruck unter verschiedenen Staumauern.

vor erwähnten Tabelle gewonnen werden. Wenn eine undurchlässige Schicht im Untergrund vorhanden ist, empfiehlt es sich stets, die Zementeinpressung bis zu dieser Schicht herunterzutreiben.

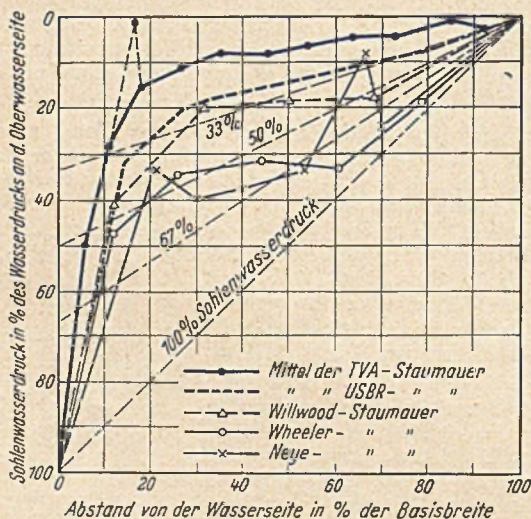


Abb. 3. Sohlenwasserdruck in Staumauern ohne Drainage.

Die bei vielen Ingenieuren bestehende Meinung, daß die Zementeinpressung eine dauerhafte Maßnahme ist, wird nicht immer geteilt; dementsprechend sind Maßnahmen zweckmäßig, die eine spätere Wiederholung der Zementeinpressung erlauben. Sickerwassermessungen liefern einen Maßstab für die Notwendigkeit solcher Arbeiten.

In vielen amerikanischen Staumauern werden zusätzlich zur Zementeinpressung Drainagelöcher gebohrt, durch welche

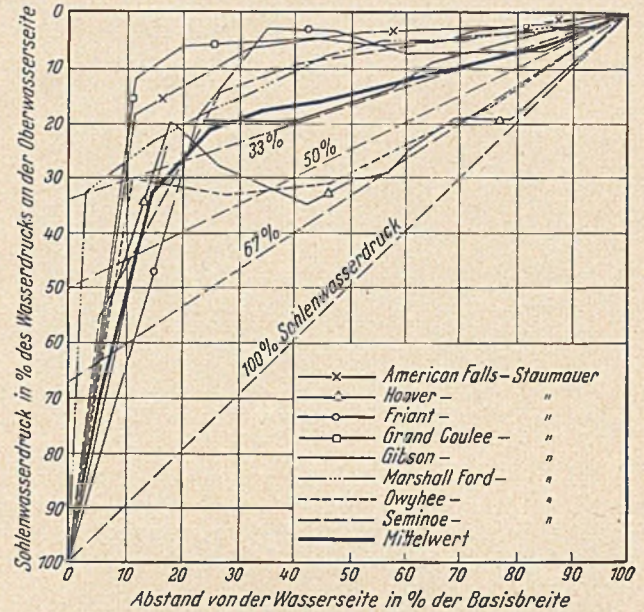


Abb. 4. Sohlenwasserdruck unter verschiedenen, meist hohen Staumauern.

wässerungslöcher immer wieder eingewendet wird, daß sie verstopft und durch Ablagerungen unwirksam werden können. Bei der Hoover-Staumauer und bei der Norris-Staumauer ist einwandfrei festgestellt worden, daß durch nachträglich gebohrte Entwässerungslöcher der Sohlenwasserdruck beträchtlich herabgesetzt werden konnte.

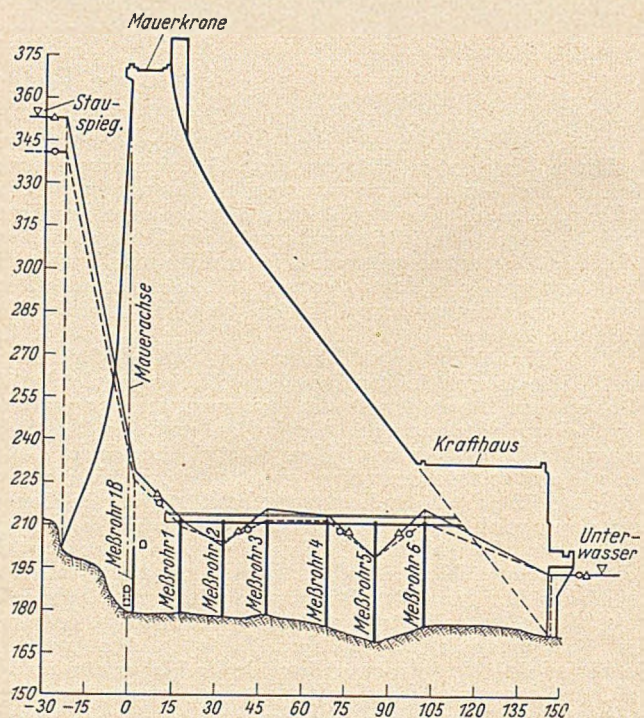


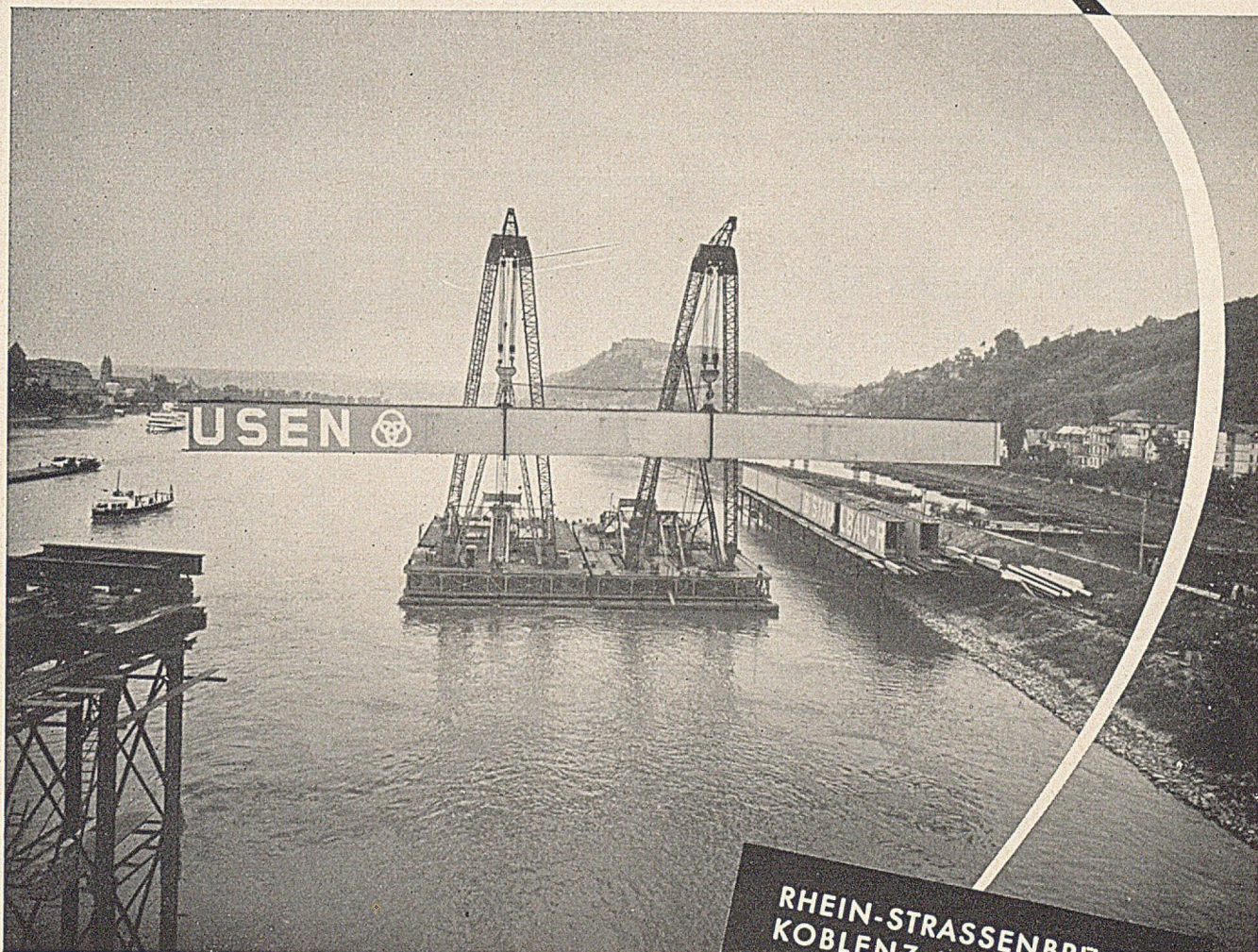
Abb. 5. Sohlenwasserdruck unter der Hoover-Staumauer.

Für das Verstopfen der Entwässerungslöcher werden folgende Hauptursachen angeführt:

- a) Durch Verdunstung hervorgerufene Ablagerungen von Kalziumkarbonat oder anderen Mineralien längs der Randfläche der Drainlöcher,
- b) Verminderung der Schleppkraft des Wassers infolge des Druckverlustes im Bereich der Drainlöcher,

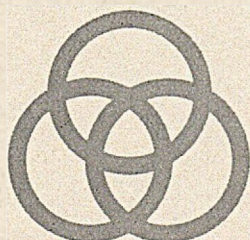
BRÜCKEN

ALLER ART

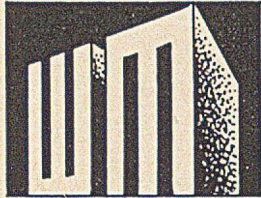


**RHEIN-STRASSENBRÜCKE
KOBLENZ-PFAFFENDORF**
Einschwimmen des ersten Stückes des
Hauptträgers Oberstrom,
Länge ca. 72 m · Gewicht ca. 220 t
Gesamtgewicht der Brücke ca. 2110 t

PLANT UND BAUT



STAHLBAU RHEINHAUSEN



G E G R . 1 8 9 7

R u f 3 1 5 1

Bauunternehmung

WILHELM MAAR

Gußasphalt und Isolierungen / Betonwerk

K O B L E N Z - L Ü T Z E L

Wer von

QUALITÄTSBETON

spricht, denkt an:

PLASTIMENT

G M B H

KARLSRUHE
POSTF. 200 TEL. 9644**GEHLEN**

G M B H

K A I S E R S L A U T E R N

Tiefbau
Brückenbau
Tunnelbau
StraßenbauHochbau
Stahlbetonbau
Torkretarbeiten**MENCK-Mitteilung**

Hamburg-Altona, Juli 1953

Auch bisher leistete ein Eimerseilbagger schon erheblich mehr als ein Greifbagger. Selbst auf kleinsten Baustellen werden deshalb mehr und mehr Eimerseilbagger eingesetzt — genau wie bei den großen Bauvorhaben. Noch günstiger sind die Arbeitsleistungen mit dem neuen Menck-R-Eimer. Nach neuesten Erkenntnissen entwickelt, wurde er aus der Praxis für die Praxis geschaffen.

Die Menck-R-Eimer liefern wir in Größen von 0,37 bis 2,60 cbm. Durch konstruktive Verbesserungen konnten ihr Eigengewicht gesenkt und bei gleichbleibender Gesamtlast der Eimerinhalt um 20% vergrößert werden. Bitte schreiben Sie uns — über diese und weitere Vorteile geben wir Ihnen gern unverbindlich Auskunft.

Menck - durch Qualität weltbekannt!

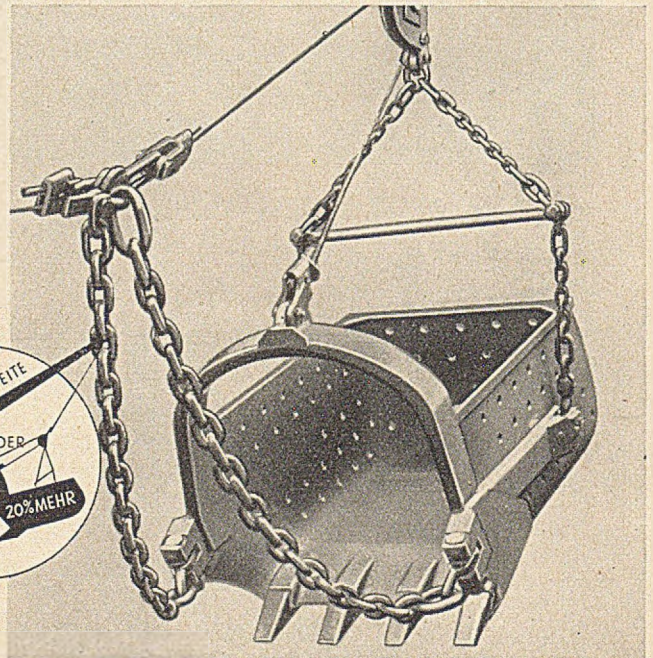
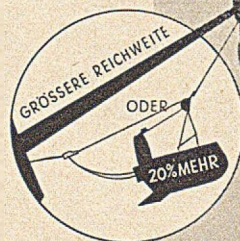
MENCK & HAMBROCK GMBH

Tabelle 1. Gründungsfelsen und geotechnische Maßnahmen für eine Reihe amerikanischer Staumauern.

1 Name der Staumauer	2 Stau- mauer- höhe m	3 Felsbeschaffenheit	4 Charakter des Gründungsfelsens	5 Fallen und Streichen		7 Klüfte und Spalten	8 Druckfestigkeit kg/cm ²	9 Tiefe der Zementein- pressung m	10 Tiefe der Drainage m	11 Abstand der Drain- löcher m
				Fallen	Streichen					
American Falls	—	Säulen, -Basalt	fest und massiv	nach der Oberwasserseite ungefähr 18 m/km	—	dicht	nicht verfügbar	6	6	1
Hoover	221	Andesit Tuff-Breccie	massiv	nach der Unterwasserseite	nordwärts u. südwestw.	in vielen Richtungen	1054	146	9 bis 15	6
Friant	97	Quarzschiefer	massiv	nach der Unterwasserseite	nordw. 55° westw.	wenige und dicht	hoch	30	15	6
Grand Coulee	155	feinkörniger Granit	Scherflächen	unregelmäßig	unregelmäßig	normal	hoch	91	15	6
Gibson	55	kristalliner Kalkstein	hart, massiv	westwärts 70° bis 86°	nordw. 5° westw.	zahlreiche Adern u. Klüfte	nicht verfügbar	12	12	1 bis 2
Marshall Ford	106	Austin, Glenros.-Kalkst.	dünne Lagen	nordwärts 0,5%	—	zahlr. Adern u. Teilflächen	nicht verfügbar	38	12	6
Owyhee	125	Porphyrit oder glasi- ger Rhyolit	hart und dauerhaft	westwärts 5° bis 10°	—	sichtbar gerissen	28	82	33	3 bis 6
Seminole	—	dunkelgrauer Granit	blockig mit dünnen Glimmerbändern	unregelmäßig	unregelmäßig	dicht	nicht verfügbar	30	30	1 bis 3
Wheeler	22	poriger Kalkstein	dünne Lag., 7 bis 15 cm dick	horizontal	horizontal	mäßig	hoch	9	—	—
Fontana	146	Quarzit	massiv	n. der Unterwasserseite 10°	quer zum Fluß 30°	häufig	hoch	46	15	3
Douglas	62	Dolomit	massiv	quer zum Fluß 10 bis 25°	quer zum Fluß 10 bis 25°	mäßig	hoch	60	12	2
Cherokee	53	Grauwacke, Kalkstein	dünne Lagen	nach der Unterwasserseite 15 bis 45°	—	häufig	niedrig	30	12	2
Hiwassee	94	Schiefer, Quarzit	veränderliche Lagen	quer zum Fluß 50 bis 80°	quer zum Fluß 50 bis 80°	häufig	veränderlich	24	12	2
Clark Hill	61	Granit, granitiger Gneis	veränderlicher Charakter	nach der Oberwasserseite 45° (veränderlich)	nahezu parallel zur Achse	breit, dicht	nicht verfügbar	24	9	3
Allatoona	58	Schiefer, Quarzit und Dolomit	geblätterter Schiefer, Quarzite	nach der Oberwasserseite 40 bis 70°	parallel zur Achse	breit meist dicht	134 bis 3095	23	6	1
Buggs Island	44	Granit, Biotit-Gneis	—	keine Richtung erkennbar	kein. Richtg. erkennb.	meist breit, dicht	471 bis 1344	15	12	3
Philpott	67	Schiefer	geblättert	nach der Unterwasserseite 40 bis 60°	nahezu parallel zur Achse	breit, meist dicht	226 bis 493	30	noch zu bestimmen	—
Tygart	63	Sandstein, Grauwacke	dünne bis mittlere Lagen	5° nach dem linken Widerlager	nahezu parallel zur Achse	mittelbreit, dicht	14 bis 351	49	30	0,8
Bluestone	50	Sandstein, Grauwacke	dünne bis massive Lagen	nahezu horizontal	nahezu horizontal	eng und offen	77 bis 619	46	30	3
Conemaugh	42	Sandstein, Grauwacke, Feuerstein	dünne bis mittlere Lagen	nahezu horizontal	nahezu horizontal	breit und dicht	77 bis 619	noch zu bestimmen	—	—
Wolf Creek	73	Kalkstein	dünne bis massive Lagen	nahezu horizontal	nahezu horizontal	breit u. dicht, einige Kanäle	199 bis 921	23	20	3
Center Hill	73	Kalkstein	dünne bis mittlere Lagen	leicht n. d. r. Widerlager hin	—	mittelbreit, dicht	434 bis 974	30	24	3
Dale Hollow	51	Kalkstein	dünne bis massive Lagen	leicht n. d. Unterwasserseite	nahezu par. z. Achse	dicht bis off., einige Kanäle	219 bis 678	30	15	3
Stewarts Ferry	44	Kalkstein mit Grau- wackeeinlagen	dünne bis massive Lagen	5° nach dem rechten Widerlager	45° zur Achse	breit, zahlreiche offene und verwitterte Spalten	431 bis 496	—	—	—
Narrows	58	Sandst. mit Grauwacke	dünne Schichten	70° n. d. Unterwasserseite	11° zur Achse	eng, dicht	64 bis 2454	30	12	3
Norfolk	67	dolomitischer Kalkstein	dünne bis mittlere Lagen	nahezu horizontal	nahezu horizontal	mittelbreit, einige Kanäle	147 bis 2123	46	16	2
Bull Shoals	79	dolomitischer Kalkstein	dünne bis mittlere Lagen	nahezu horizontal	nahezu horizontal	mittelbreit, einige Kanäle	1757 verändert.	60	18	2 und 3
Fort Gibson	34	Kalkstein mit Grau- wackeeinlagen	dünne bis mittlere Schichten	nahezu horizontal	nahezu horizontal	mittelbreit	57 bis 928	23	12	3
Fall River	20	Grauwacke, Sandstein und Kalkstein	dünne bis mittlere Lagen	nahezu horizontal	nahezu horizontal	breit und dicht	5 bis 351	91	6	3
Harlan County	32	Kreide m. Bentoniteinl.	dünne bis mittlere Lagen	nahezu horizontal	nahezu horizontal	breit und dicht	86 bis 98	26	15 bis 23	1 und 3
Conchas	72	Grauwacke u. Sandstein	dünne bis mittlere Lagen	nahezu horizontal	nahezu horizontal	breit und dicht	75 bis 682	17	25	5
Caddoa	40	Sandstein	dünne bis massive Lagen	nahezu horizontal	nahezu horizontal	mittelbreit	176 bis 432	16	11	3
Whitney	47	Kalkstein	dünne bis mittlere Lagen	nahezu horizontal	nahezu horizontal	breit und dicht	281	46	18	2
Chief Joseph	67	Granodiorit	Blockstruktur	nahezu horizontal	nahezu horizontal	eng bis mittel	864 bis 2459	noch zu bestimmen	noch zu bestimmen	2
McNary	48	Basalt	massiv	nahezu horizontal	nahezu horizontal	breit und dicht	274 bis 3135	veränderlich zwischen 18 u. 30	15	3
Bonneville	52	Diabas	mittlere bis massive Tuffs	nahezu horizontal	nahezu horizontal	breit und dicht, Neigung zum Öffnen	28 bis 88	16	15	18
Detroit	119	Andesit und Diorit- Breccie	mittlere bis massive Lagen	nahezu horizontal	nahezu horizontal	veränderlich offen	422 bis 3373	46	noch zu bestimmen	noch zu bestimmen
Meridian	76	Andesit Tuff-Breccie	massive Bänder	steil nach d. Unterwassers.	diagonal zur Achse	breit und dicht	285 bis 510	46	30	3
Cottage Grove	29	Tuffe	mittlere Lagen	ostwärts 7°	diagonal zur Achse	Klüfte in 1,5 bis 6 m Abstand, offen	77 bis 330	15	15	6
Dorena	44	Tuffe	Andesitbänder	20 bis 30° nach der Oberwasserseite	parallel zur Achse	säulenartig, blättrig	nicht verfügbar	23	12	3
Folsom	82	Schiefer u. Metabasit	geblättert	veränderliche Blätterung	diagonal zur Achse	eng bis mittel, verwittert	nicht verfügbar	15	12	3
Pine Flat	134	Amphibolit	stark betonte Spalten	oberwasserseitig 40 bis 70°	—	eng bis mittel, meist dicht	657 bis 2215	46	noch zu bestimmen	3

c) Vermehrung des Salzgehaltes durch Lösung von Salzen im Untergrund,
d) Ansammeln von Gerümpel aller Art in den Löchern.

Schwedische Ingenieure sind Gegner der Drainagen, wegen der Schwierigkeiten, die in diesem Lande in Verbindung mit Drainagen aufgetreten sind. Nach der vorerwähnten Tabelle wurde in den Vereinigten Staaten eine weitgehende Anwendung von den Drainagen gemacht, und das Unterkomitee hat nichts von ähnlichen Schwierigkeiten, wie sie von Schweden berichtet wurden, gehört. Dementsprechend wird vermutet,

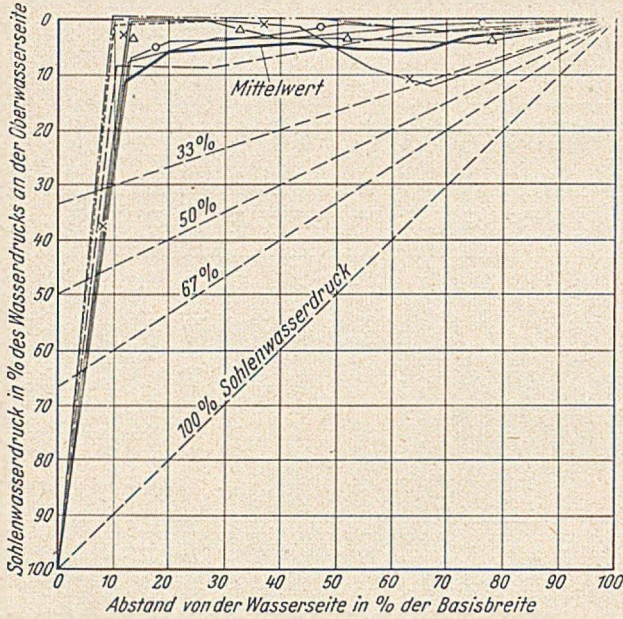


Abb. 6. Sohlenwasserdruck unter der Grand Coulee-Staumauer.

daß die schwedischen Wässer im allgemeinen weniger alkalisch sind als die in den USA und daher auf Beton und Felsen mit löslichen Bestandteilen eine wesentlich stärkere Korrosionswirkung ausüben. Es wurde bereits bemerkt, daß die Qualität des Staubeckenwassers einen wesentlichen Faktor im Vorversuchsprogramm darstellen muß.

Das beste Verfahren zur Prüfung der Wirksamkeit einer Drainage beruht auf der Beobachtung des Sohlenwasserdrucks. Man sollte daher überall, wo die Wirksamkeit der

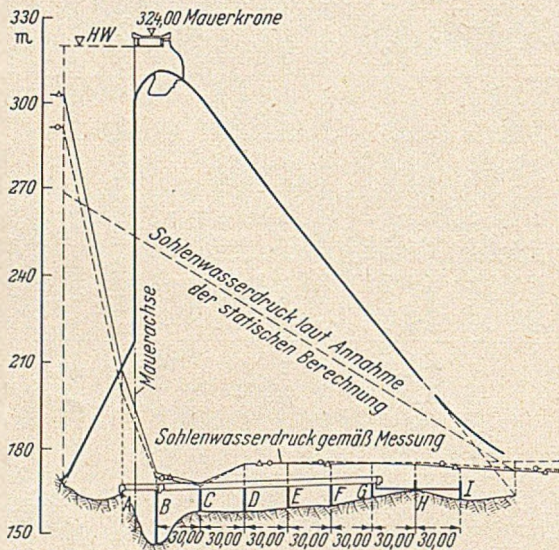


Abb. 7. Sohlenwasserdruck unter der Shasta-Staumauer.

Drainagen bei der Bemessung vorausgesetzt wird, Vorsorge für eine Sohlenwasserdruckmessung treffen.

Nachfolgend wird eine Reihe von Sohlenwasserdruck-Meßergebnissen älterer und jüngerer Staumauern mitgeteilt, wofür auf die Diagramme der Abb. 2 bis 7 verwiesen sei. [Nach Proc. Am. Soc. Civ. Ing. 78 (1952), Heft 133.]

F. Tölke, Stuttgart.

Schwimmende Gründung im weichen Tonboden.

Seit 1949 ist eine Erweiterung der 1924 errichteten Raffinerie der Schottischen Öl G. m. b. H. am Ufer des Flusses Forth im Osten des Hafens Grangemouth auf die 5fache Größe im Bau, deren Gründung eine sehr kühne und interessante Bauweise verwirklicht.

Die Bodenverhältnisse sind bis 45 m Tiefe erbohrt. Die obere halbsteife Tonschicht ist etwa 1,50 m stark, Scherfestigkeit 0,489 kg/cm², darunter folgt die eigentliche Flußablagerung als grauer schlammiger Ton mit 24 bis 72 m Mächtigkeit mit gelegentlichen Sandeinlagen. Die Scherfestigkeit dieser Schichten liegt zwischen 0,05 und 0,2 kg/cm² und wird mit 0,125 in die Rechnung eingeführt. In 7—10 m Tiefe befindet sich eine halbtrockene, leidlich feste steinige Tonschicht von 0,6 bis 3,00 m Stärke, in welcher die schweren Teile der alten Raffinerie mittels Bohrpfählen mit Fußverstärkung gegründet sind. Die früheren Flachgründungen hatten bei 0,453 kg/cm² Bodenpressung in 25 Jahren 30 cm Setzungen erfahren. Der Schornstein war bei 33 m Höhe um 61 cm aus dem Lot gekommen.

Da aus betrieblichen und wirtschaftlichen Gründen eine andere Örtlichkeit nicht gewählt werden konnte, wurden die Gründungsprobleme sorgsam studiert, die möglichen Methoden verglichen und schließlich für die leichteren Lasten der Neubauten eine Flachgründung mit $z_{ul}\sigma_p = 0,24 \text{ kg/cm}^2$ gewählt und für die schwereren Baukörper eine schwimmende Gründung aus gekammerten Stahlbetonblöcken vorgesehen. Für diese leichten Fundamentkörper sollte dann der Sohlendruck unter

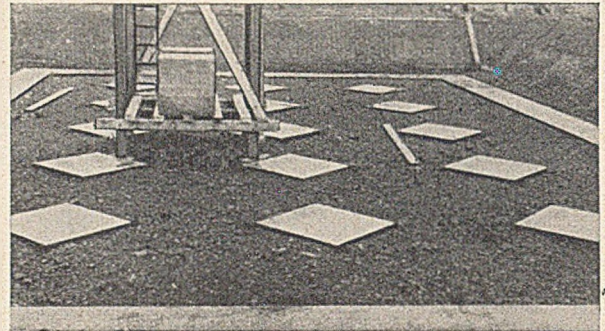


Abb. 1. Baugrube eines 4 × 6 Zellen-Blocks vor Beginn der Wandmontage.

Berücksichtigung des Auftriebs bei Null liegen. Diese Ausführung war nach dem Vorentwurf billiger als eine Pfahlgründung in der 10-m-Schicht, welche überdies keine Sicherheit bot. Der Entwurf ging nach Auswertung der Bodenuntersuchung davon aus, daß 3 t Aushub einen Auftrieb für 2 t Last liefern würden. Die Verteilung der Auflast auf die Zellenblöcke wurde soweit gleichmäßig wie möglich, damit eine schiefe Setzung für die Zukunft vermieden wird. Insgesamt sind 19 Blöcke ausgeführt, welche in quadratische Zellen von 3,20 · 3,20 m aufgeteilt sind. Die Größe der Blöcke reicht von 6,60 · 10,00 bis 51 · 51 m Grundfläche. Sie wurden als offene Zellen abgesenkt wie Brunnen und in ihrer endgültigen Tiefenlage durch Einziehen der Sohle abgefangen.

Die Durchführung dieses Prinzips stellt eine recht kühne Ingenieurleistung dar. Zunächst wurden die Innenwände als Fertigplatten von 15 cm Stärke in 10 voneinander durch Papierzwischenlage getrennten Schichten aufeinander betonierte. Diese Wandtafeln wurden dann auf Betonplatten in Baugruben bzw. Gräben aufgerichtet, Abb. 1, die herausstehenden Bewehrungsstäbe durch Verschweißung zur kontinuierlichen Wirkung gebracht und die Kreuzung der Wände an Ort und Stelle betonierte. Für die Schweißung waren die herausstehenden Stähle von 12, 16 und 18 mm ϕ bis auf 12 mm zusammengebracht und mit blankem Elektrodenmaterial vorgeschweißt. Die 30 cm starken äußeren Wände wurden dagegen auf Bankettstreifen als Ortbetonmauern zwischen Schalung hergestellt. Die unteren Kanten aller Wände waren als Schneiden schräg untergeschnitten, um das Absenken zu erleichtern und der späteren Sohle ein Auflager zu geben. Die Wandbewehrung war außer für die Übertragung der Auflasten für den Absenkvorgang so bemessen, daß im Grenzfall die äußeren Zellen als Auflager wirkten, wie andererseits die inneren Zellen den Block allein tragen konnten. Die Aufstellung erfolgte von den mittleren Zellen her. Abb. 2 zeigt aufgestellte Tafeln vor dem Zusam-

menbetonieren. Die Außenwände wurden gut mit Bitumen gestrichen, da das Grundwasser sulphathaltig befunden wurde.

Die Absenkung begann 1 Woche nach Fertigstellung der Außenwände. Hierzu wurden die provisorischen Auflagerplatten ganz gleichmäßig weggebrochen. Die Abwärtsbewegung setzte ein, bevor sie noch restlos entfernt waren. Staffelweise wurde dann der Aushub von den Ecken her zunächst maschinell vorgenommen, und zwar so, daß der Boden in den mittleren Zellen stets 60 cm höher lag als in den Randzellen. Die letzten 90 cm wurden überall von Hand ausgehoben, um den tiefer liegenden Boden in seiner natürlichen Lagerung möglichst wenig zu stören. Als sich die Absenkung der vorbestimmten Tiefe näherte, wurde die Bewegung durch den Einbau der äußeren Zellenböden abgebremst. Diese Zellenböden bestehen aus zwei Schichten, einem umgekehrten Gewölbe aus Stampfbeton mit frühhochfestem Zement, deren Einbringung durch Pumpenrohre in Zellenmitte im Trockenem ermöglicht wurde, und einer Stahlbetonsohle, welche auf dieser eben abgeglichenen Unterbetonschicht angeordnet ist. Zwischen beiden befindet sich eine Bitumenschicht. In den vorgefertigten Wänden waren Löcher vorgesehen, welche den Einbau einer kreuzweise bewehrten durchlaufenden Sohlplatte ermöglichten. Die Sohle

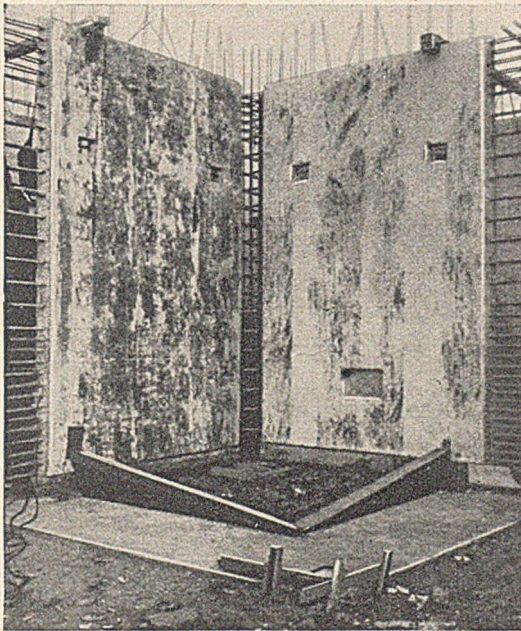


Abb. 2. Montierte Eckzellen-Innenwandtafeln.

ist mit Gefälle ausgeführt, wodurch eindringendes Wasser durch Öffnungen in den Zwischenwänden zu einem Pumpensumpf geleitet wird, aus dem es mit einem automatisch wirkenden Ejektor entfernt wird. Die spätere Beobachtung ergab, daß die monatliche Wasseransammlung nicht mehr als 3 mm beträgt, also ein Versagen des Ejektors unbedenklich ist. Durch Mannlöcher in den Zwischenwänden, die während des Absenkens zugesetzt waren, bleiben alle Zellen zur Überwachung zugänglich.

Die obere Decke der Zellenblöcke wurde mit oberflächlich geriffelten Spannbetondielen von 7,5 cm Stärke abgedeckt, die mit einer 30 cm starken Ortbetonplatte statisch zusammenwirken. Durch versteckte Balken und Fundamentplatten wurden besondere Einzellasten verteilt. Aus den Wänden herausstehende Bewehrungen gewährleisteten das Zusammenwirken der Hohlblockfundamente. Die Kammern des Fundamentblockes der eigentlichen Raffinerie mußten auf die Ansammlung explosiver Gase Rücksicht nehmen und erhielten Entlüftungsöffnungen mit aufgekantetem Rand und Deckel, um das Eindringen von Tropföl zu verhindern.

Einige Erfahrungen und Beobachtungen während des Baues nach dem geschilderten Prinzip sind erwähnenswert. Die tägliche durchschnittliche Absenkung wurde durch Nivellement kontrolliert, sie betrug 30 cm. Bei sehr weichem Boden wurde die Gewölbesohle schon frühzeitig in einigen Zellen eingezogen, um bremsend zu wirken. Es gab auch Fälle, in denen dies untere Gewölbe brach und der Boden stark heraufgequetscht wurde. Gegen das Eindringen von Boden in die äußeren Zellen war die teilweise Füllung dieser Zellen mit Wasser vorgesehen, was aber in keinem Falle nötig wurde, da der Wasserandrang

gering blieb und in einem Falle durch ein äußeres Pumpenrohr abgefangen werden konnte. Ein Block begann 15 cm über der endgültigen Stellung infolge Bodeneinbruch plötzlich durchzugehen. Die Eckzellen dieses Blocks wurden sofort mit Betonplatten unterfangen, wodurch die Eckzellen zwar zu Bruch gingen, aber immerhin das Absinken gestoppt wurde. Der Block konnte in schiefer Stellung nach 38 bzw. 22 cm Setzung zur Ruhe gebracht werden. Es wurden dann schnellstens am

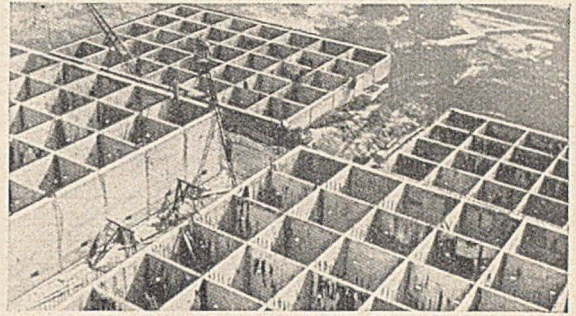


Abb. 3. Absenkungsvorgang.

tieferen Teil die Sohlen eingezogen. Dann ließ man die Setzung einseitig weitergehen, bis der Block in Waage lag. Die Wände wurden entsprechend aufgehöhht. Ein anderer Block stellte sich schräg, als eine Linse weicheren Materials angeschnitten wurde, und zwar um 83 cm in 27 Stunden. Da der Block noch hoch genug stand, konnte die Schiefstellung während der weiteren Absenkung ausgeglichen werden. Einige Leckstellen zwischen den äußeren Wänden und der Sohle konnten durch Preßmörtel geschlossen werden.

Ein Fundamentkomplex von 51 · 51 m wurde in 4 Blöcke aufgelöst mit 6 m breiten Fugen, Abb. 3, welche nach dem Absenken durch Spundwände abgeschlossen, dann ausgehoben und durch örtlichen Einbau von Zwischenzellen in den Verband des Systems einbezogen wurden. Hierbei wurden die fertigen Blöcke gegeneinander abgesteift, um ein Schiefstellen und eine Wirkung auf die Sohle zu verhindern.

Da die Gleichgewichtsbedingungen im Untergrund nicht eher wiederhergestellt sein werden, als die volle Last der Bauwerke auf den Fundamenten ruht, ist mit einem Setzungsvorgang zu rechnen, der zunächst die durch das Freilegen einer so tiefen Sohle entstandene elastische Aufwärtsbewegung kompensiert, während eine echte Setzung infolge der Schwimmgründung mit einer Bodenpressung = Null nicht eintreten sollte. Zahlreiche Beobachtungen werden durchgeführt und registriert. Der größte Block hat während der Bauausführung des Hochbaues eine bis 3 cm gleichmäßig fortschreitende Setzung erfahren, andere Blocks setzten sich 1 bis 2 cm, während die Flachgründungen im gleichen Zeitraum 3 cm echte Setzungsbewegung erfuhren. Die Tendenz der Setzungskurven

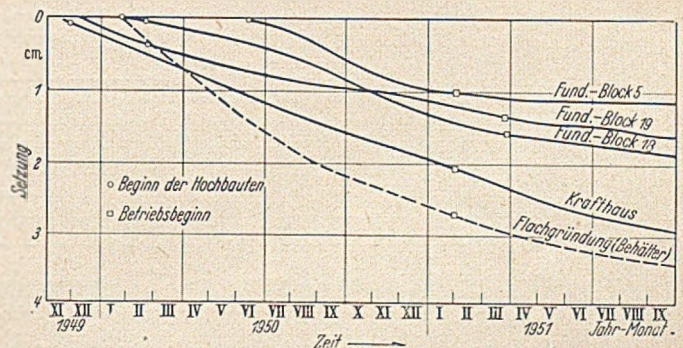


Abb. 4. Setzungsdiagramm für einige Fundierungsblöcke.

geht auf Stillstand, Abb. 4. Man hat in Annäherung ermittelt, daß während der Lebensdauer des Werkes die Setzungen der Schwimmgründungen im Mittel bei 2,5 cm und die der Flachgründungen bei 7,5 cm liegen werden. Um die hieraus zu erwartenden Betriebsschwierigkeiten zu verringern, wurden alle Flachgründungen von vornherein 2,5 cm höher gelegt als verlangt, so daß sie später im Endzustand höchstens 2,5 cm tiefer liegen werden als die Schwimmgründungen. Das ganze Werksgebiet ist wegen der HW-Gefahr um 60 cm mit Ölschieferabraum aufgehöhht, was als Auflast den nahe der

gewachsenen Oberfläche gegründeten Flachfundierungen zugute kommt.

In einer durch den Vortrag angeregten Diskussion wurde darauf hingewiesen, daß fast alle Dockbauten ähnliche Auftriebsverhältnisse haben. Die Schwimmgründung ist für große Hochbauten schon in ganz ähnlicher Weise durchgeführt [1]. Es wurden Bedenken gegen die hohen schlanken Wände geäußert und festgestellt, daß die Kosten dieser Fundierungsart denen einer Gründung auf 21 m langen Stahlpfählen entsprechen, welche Gründungsmethode bei dem noch viel tiefer reichenden schlechten Baugrund aber gar nicht zur Diskussion stand. [Nach Proc. Inst. Civ. Eng. I (1952) Nr. 3, S. 301, Structural Paper Nr. 31.]

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

Literatur.

1. Casagrande und R. E. Fatum: Trans. Amer. Soc. Civ. Engrs. 109 (1944) p. 383 and 427.
- G. W. Glick: Proc. 1st Int. Conf. Soil. Mech. & Foundn. Engng., 1936, vol. I. p. 278.
- G. P. Tschebotarioff: „Soil Mechanics, Foundations, and Earth Structures.“ New York, 1951, p. 368.

Umbau von Docks im Hafen von Sunderland.

Das wiederhergestellte Dock 1 in einer gegen früher abgeänderten Linienführung, das um 15 m verlängerte Dock 2 und der Ausrüstungskai, der am Wear-Fluß um reichlich 60 m nach Norden verlängert worden ist, sind auf dem Lageplan, Abb. 1, dargestellt. Im Jahre 1943 hatten verschiedene Öltanks zwischen den beiden Docks bei Luftangriffen mehrere Treffer erhalten. Die alten hölzernen Tore der Docks waren dabei schwer beschädigt. Das neue Dock 1 ist dazu bestimmt, 32 000-t-Tanker aufzunehmen. Es hat eine Länge von reichlich 200 m, in der Einfahrt eine Breite von 27 m und im Innern eine solche von

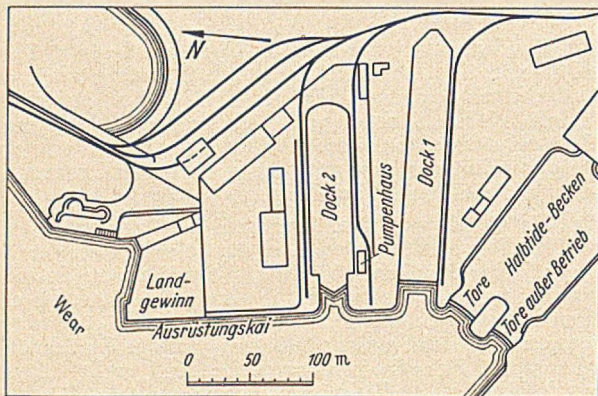


Abb. 1. Plan der umgebauten und erweiterten Docks.

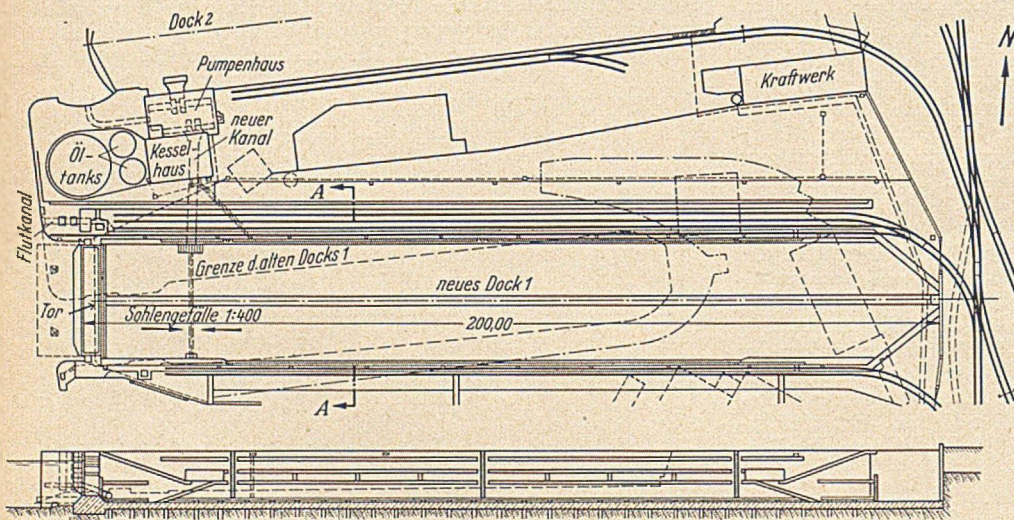


Abb. 2. Plan des umgebauten Docks 1 und Längsschnitt.

30 m. Die Tiefe über der Schwelle beträgt bei MHW 8 m. Die Abb. 2 zeigt einen Längsschnitt durch das neue Dock 1 und Abb. 3 einen Querschnitt. Mit der Wiederherstellung der zerstörten Anlagen und dem Umbau des Docks 1, das sich im Eigentum einer Dockgesellschaft befindet, wurde 1950 begonnen. Gleichzeitig mit diesen Arbeiten verlängerte man das Dock 2 und den Ausrüstungskai. Um eine möglichst große

nutzbare Länge des Docks 1 zu erhalten, baute man das neue Haupt hinter einem Fangedamm, dessen Halbmesser auf 17 m bemessen wurde. Es verblieb dabei ein Zwischenraum von 7,5 m zwischen dem Damm und dem neuen Schleusenaustritt. Die Nähe des benachbarten Halbtide-Beckens erschwerte den Bau, zumal nur die anschließende Einfahrt benutzt werden konnte, und die zweite beschädigte Einfahrt ständig außer Betrieb bleiben soll. Während der Ausführung der Bauarbeiten

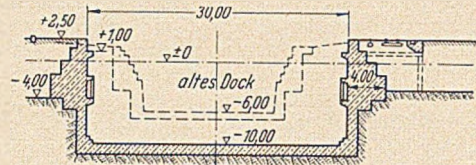


Abb. 3. Querschnitt durch das Dock 1.

für das Dock 1 mußten die alten hölzernen Tore notdürftig ausgebessert und durch Streben abgestützt werden, um das alte Dock so weit abdichten zu können, daß sich die Baugrube entwässern ließ. Die ersten Abschnitte der neuen Längsmauern wurden in Schlitzen betoniert und der Bodenklötz zwischen ihnen bis zur Unterkante der Docksohle hinterher ausgeschachtet. In den unteren Lagen besteht der Untergrund aus Kalkstein, der zerklüftet und wasserdurchlässig ist. Ständiges Pumpen ließ sich während der Ausführung nicht vermeiden. Aus dem Querschnitt ist zu ersehen, daß die Längswände des Docks im allgemeinen lotrecht aufgeführt sind. Diese in England wenig übliche Bauart ist raumsparender als die Ausführung mit abgetreppten Seitenwänden. Die Mauern sind in Abschnitten von 15 m und in Schichten von 1,25 m, die Docksohle in Feldern von etwa 45 m² und in Stärken von 1,5 m in der Dockachse ausgeführt. Nach den Längsmauern zu fällt die Sohle etwas ab. Eine Verblendung mit Natursteinen wurde nicht für notwendig gehalten, da der Beton ausreichende Festigkeit erhielt. Zur Herabminderung des Wasserdrucks unter der Sohle und hinter dem unteren Teil der Längsmauern baute man Entwässerungskanäle ein. Beim Bau des Docks 2 hatte man das seinerzeit unterlassen. Die Sohle konnte jedoch dem Druck nicht widerstehen, und sie war deshalb an vielen Stellen aufgebrochen. Nachträglich baute man Entlastungsrohre ein und verankerte die Sohle mit dem felsigen Untergrund durch alte Eisenbahnschienen.

Die Sohle des Docks 1 ist von den Schleusenmauern aus durch lotrechte Leitern zu erreichen. Die Hauptverbindung besteht aber aus Rampen als Ersatz für sonst gebräuchliche Treppen, die für die Dockarbeiter beschwerlicher und ermüdender sind. Für den Fangedamm fanden Larssen-Wände Verwendung, die in zwei Höhenlagen, und zwar am Kopf und über Niedrigwasser ausgesteift waren. Stahlanker hielten die beiden Wände zusammen, um einen Bruch der Wände bei Ausfüllung des Zwischenraums zu verhindern. Nach Fertigstellung des Damms war es erst möglich, die alten Tore zu beseitigen und den restlichen Teil des alten Mauerwerks abzubauen, den Aushub für die Schwelle vorzunehmen, sowie die Sickerkanäle anzulegen und die Docksohle zu betonieren. Da im Jahre 1924 beim Bau des Docks 2 ein neuzeitliches Pumpwerk gebaut war, lag es nahe, das neue Dock 1 mit diesem in Verbindung zu bringen. Um die Leitungen und Kanäle voneinander unabhängig zu machen, wurden hölzerne, hydraulisch angetriebene Schieber eingebaut, die sich zwischen entsprechend bearbeiteten Granitsteinen auf- und abführen ließen.

Für die Dockeinfahrt und für den Torverschluss waren besondere Gesichtspunkte bestimmend. Das Tor ist nach Art einer mittelalterlichen Zugbrücke geformt, mit dem Unterschied, daß bei einer solchen Zugbrücke die Verkehrslast von der heruntergeklappten waagrechten Fahrbahntafel getragen wird, während bei dem ausgeführten Schleusenverschluss der Wasserdruk durch die hochgeklappte lotrechte Torfläche aufgenommen

wird. Das Tor dreht sich um eine waagrechte Torangel vor der Einfahrtsschwelle; es wird durch Stahlrossen, die von der Nordseite des Schleusenhauptes nach der Südseite führen, und die an den äußeren Enden des Torflügels über Rollen gelenkt werden, gehoben und gesenkt. Diese Bauart verdiente hier den Vorzug vor einem Schwimmvorwerk, weil nicht genügend Platz vorhanden gewesen wäre, um das Tor in eine Nische zu verholten, wenn die Dockschleuse geöffnet werden muß. Der Platz ist so beengt, daß das Ende des Tores, falls es niedergelegt ist, über die Eigentumsgrenze der Dockgesellschaft noch etwas hinausragt und sogar noch in die Zufahrtrinne nach dem Nachbardock, dem Halbtide-Dock, hineinreicht. Dieser Zustand kann in Kauf genommen werden, da die beiden Docks nicht gleichzeitig bedient zu werden brauchen. Das Tor wurde über See nach Sunderland geschleppt. Es hat eine Länge von 30 m, eine Höhe von 10 m und eine Breite von 2 m. Die Abdichtung des Tores in geschlossenem Zustand gegen die Anschläge durch Gummileisten und Metallschienen war schwierig. Das Tor kann durch eine elektrisch betriebene Winde von 65 PS in 4 Minuten gehoben oder gesenkt werden. Sie ist auf dem Vorkopf der Schleuse an der Nordseite aufgestellt. Damit das Tor sich beim Bewegungsvorgang nicht verdrehen kann, ist das Seil auf dem Schleusenhaupt an der Südseite verankert; es führt über Leitrollen, die am Tor befestigt sind. Wenn das Tor abgesenkt ist, ruht es auf Klötzen, die verhindern, daß Geschiebemengen unter das Tor geraten und die Bewegungsfreiheit behindern. Die Form des um 15 m verlängerten Docks 2 ließ sich beibehalten; nur die Entwässerung hinter den Mauern wurde verbessert. Die neuen Mauern konnten in den oberen Lagen des weichen Bodens zwischen Spundwänden hochgeführt werden; in den unteren Schichten, d. h. im Kalkstein, war das nicht nötig. Während der Verlängerungsarbeiten blieb das Dock in Betrieb.

Um ausreichende Liegeplätze für Seeschiffe zu schaffen, mußte der Ausrüstungskai um reichlich 60 m verlängert werden. Der bestehende Kai ist auf Senkkasten gegründet, die bis auf den felsigen Untergrund hinabreichen. In der Verlängerung war das nicht möglich, weil dort der Fels zu tief anstand. Die Baustelle lag frei im offenen Wasser. Hinter einem Fangedamm zu bauen, schien mit Rücksicht auf den Seegang und auf das hoch auflaufende Tidewasser zu gewagt. Man entschloß sich zu einer auf Pfählen gegründeten Konstruktion. Es waren 177 stahlbewehrte Pfähle in unterschiedlichen Längen von 21 bis 24 m, von Gerüsten aus einzutreiben. Abb. 4 zeigt den Querschnitt. Der Füllboden unter der Platte ist in einer

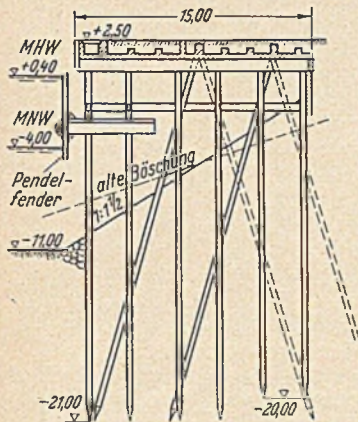


Abb. 4. Querschnitt durch den verlängerten Ausrüstungskai.

Neigung von 1:1½ abgebocht und der Fuß besonders gesichert. Den hinteren oberen Abschluß bildet eine Bohlenwand. Die Pfahlköpfe verbindet eine stahlbewehrte Platte. Der große Tidewechsel und in der Hauptsache die Stürme aus Nordost beanspruchen die der Befestigung dienenden Trossen und die Schutzvorrichtungen in starkem Maße. Die zu Anfang angeordneten Holzfender zerbrachen immer wieder, und das Mauerwerk wurde übermäßig in Mitleidenschaft gezogen. Um den Stoß der Schiffe abzufangen, wählte man schließlich Schwergewichts-Pendelfender mit einem 17 t wiegenden Betonbalken, der mit 4 starken und 1,2 m langen

Stahlrossen an den Holmen zwischen den Pfählen hängt. Diese geben den Pendelfendern einen Spielraum von 60 cm. Die Vorderseite der Fender ist durch Reibhölzer und Stahlschienen geschützt.

Für ausreichende Tiefen der Liegeplätze vor dem Ausrüstungskai wird durch regelmäßige Baggerungen gesorgt. [Nach Engineering 174 (1952) Nr. 4526, S. 525.]

Erich Bunnies, Hamburg.

Einladung zur Bausaison in Alaska.

Im Zuge eines militärischen Gesamtbauprogramms von 1 Md. Dollars sollen 1953 in Alaska rund 240 Mio. Dollars in 112 Bauvorhaben investiert werden, wozu die örtlichen Dienststellen noch immer Unternehmer aus USA anfordern. In jahrelanger mühevoller Pionierarbeit sind die Voraussetzun-

gen für erfolgreiche auf ernsthafter Kalkulationsbasis beruhende Baudurchführungen geschaffen, so daß heute der auch in den Staaten übliche Festpreisvertrag Anwendung findet, während bisher der Selbstkostenvertrag die Regel war.

Entlang der einzigen Bahnlinie von den Häfen Seward und Whittier über Anchorage nach Fairbanks, nahe dem Polarkreis (Abb. 1), entstehen große militärische Stützpunkte überwiegend für die Luftwaffe, neben denen die entsprechenden

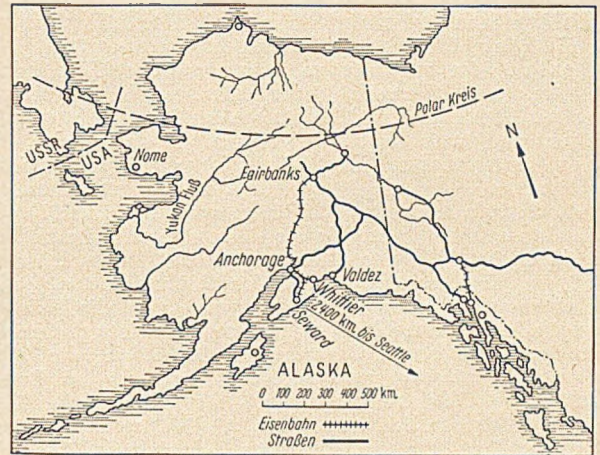


Abb. 1. Übersichtskarte von Alaska.

zivilen Bauten für Straßen, Bahnen und Siedlungen durchgeführt werden. Lagerbaracken, Warenhäuser, Krankenhäuser und Kraftwerke sind meist Stahlbetonskelettbauten mit Betonblockausmauerungen. Einzelwohnhäuser und Ledigenheime sind der Kosten wegen durchweg Holzbauten. Die Versorgungsleitungen liegen gemeinsam mit den Ableitungen in Betonkanälen von 2,0-2,0 m Querschnitt frostsicher unter Gelände. Alle Bauten sind einfachste Zweckbauten, aber mit besonders weit getriebener Vorplanung der Installationen, wozu die kurze Bausaison von April bis Oktober zwingt. Fertigteil-Bauweisen und Tilt up-Methoden finden weitgehend Anwendung. Örtliche Unternehmungen sind nur klein und wenig zahlreich, die meisten Bauten werden von Unternehmern aus USA durchgeführt. Die Ausschreibungsfristen sind etwa 30 bis 45 Tage, die Beteiligung umfaßt meist 8 Unternehmer, selten bis 18. Der Wettbewerb wird als scharf bezeichnet. Baustoffe und Baugeräte müssen eingeführt werden. In den oben genannten Städten befinden sich Betonfabriken und Zementlager. Die Frachten sind zu Schiff in Valdez und Seward ganzjährig an Land zu bringen, von wo Bahn- und LKW-Transporte möglich sind. Anchorage ist 6 Monate vereist. Während der Bausaison ist das Wetter gut und gleichmäßig trocken, die Arbeitswoche gleicht aber nach dem Bericht einem 6-Tage-Rennen mit 8-10stündigen Schichten. Ab Juli werden die Fremdarbeiter mit je 500 Dollar für Hin- und Rückflug

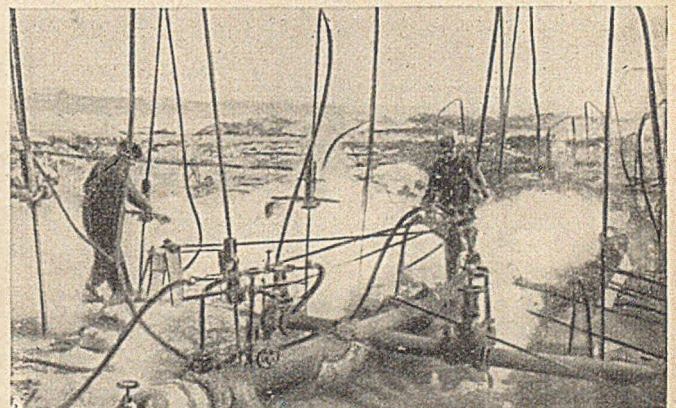


Abb. 2. Das Auftauen bei dauerndem Bodenfrost erfordert eine umfangreiche Einrichtung.

eingeflogen. Die gewerkschaftlich geregelten Tarife sehen Stundenlöhne vor, die für Zimmerer 3,34, für Maurer und Putzer 4,07, für Eisenschleifer 3,6 und für Maschinistenführer um 4,0 Dollar betragen. 50-80% der Leute wohnen in Gemeinschaftslagern für 5,75 Dollar je Tag. Es ist eine Grundregel geworden, in der Bausaison den Rohbau fertigzustellen oder

die Grundbauarbeiten zu beenden, damit im Winter die Innenarbeiten gemacht werden können, bzw. im zeitigen Frühjahr die aufgehenden Bauteile begonnen werden können.

Nur wirklich wichtige Bauten werden im Schutze von Holzverschalungen oder unter Persenningen mit Beheizung hochgebracht. Die Bauleistungen sind allgemein etwas niedriger als in den Staaten und demgemäß die Gesamtbaukosten in Anchorage und Fairbanks 1,9 bzw. 2,2 mal so hoch wie in den Staaten, wobei die Frachten den wesentlichsten Anteil haben. Die Preistendenz ist aber mit fortschreitender technischer und wirtschaftlicher Entwicklung deutlich fallend.

Die Bauweise ist von den Bauweisen der USA. nur in Fairbanks, wo dauernder Bodenfrost herrscht, verschieden. Bei guten Kiesböden sind Setzungen zu berücksichtigen, bei bindigen und weichen Böden müssen diese beseitigt, evtl. weggesprengt und durch frostsicheres Material ersetzt werden. In geeigneten Fällen wird der Boden nur aufgetaut und anschließend nach bekannten Verfahren verfestigt (Abb. 2). Bei Straßenbauten wird der Koffer immer durch frostsicheres Material ersetzt. Mit der Einladung an die Unternehmer zur Beteiligung an der noch wachsenden Baukonjunktur, welche hohe Umsätze in kurzen Fristen verspricht, wird die Mahnung verknüpft, eine besonders sorgfältige Vorplanung durchzuführen und nur bestes Gerät mitzubringen, das die hohen Frachtsätze rechtfertigt und unbedingt den scharfen Betrieb durchhält, weil Terminverzögerungen für den wirtschaftlichen Erfolg und für das Bauwerk selbst „tödlich“ werden können. [Nach Constructions Methods and Equipment 34 (1952 Nr. 12 S. 60.) Dr.-Ing. Ernst Bachus, Frankfurt a. M.-Nied.

1,67 ‰, um zu verhindern, daß der Einfluß der Krümmung sich im Abfluß nach oben hin fortsetzt. Der Gefällsbrechpunkt zwischen Tosbecken und Kanal wirkt daher beinahe wie ein Überfallwehr.

Für diesen Fallschacht wurden im Maßstab von 1:40 Modellversuche in England gemacht. Die Versuche sollten eine endgültige Klärung u. a. über folgende Fragen bringen:

1. Sind Überfall und Fallschacht in der Lage, ein Hochwasser von 300 m³/s gefahrlos für die Sicherheit des Erddammes

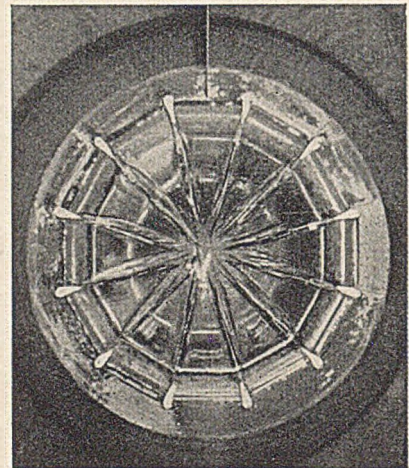
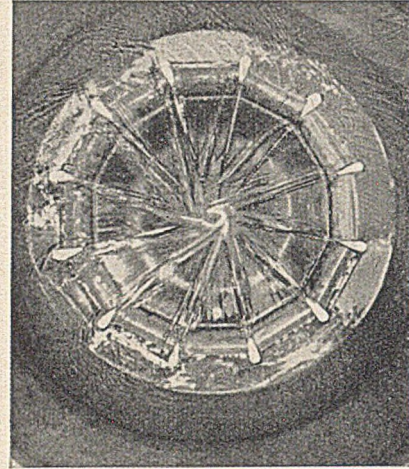


Abb. 2. Modell mit einem Abfluß entsprechend 150 m³/s oben ohne und unten mit Trennwand. Man sieht die Wasserrippen, die oben durch eine Wirbelbildung etwas gestört sind.

Fallschacht und Abflußstollen zur Hochwasserentlastung der Fassideri-Talsperre.

Die Fassideri-Talsperre am Kifisos-Fluß, Mittelgriechenland, ist mit einem 33,5 m hohen Erddamm jetzt im Bau. Die Talsperre — 3,27 hm³ Inhalt — soll Bewässerungszwecken dienen. Die Entlastungsanlage wurde für das doppelte HHQ bemessen, das auf 150 m³/s geschätzt worden war.

Als Entlastungsanlage dient ein am rechten Hang des Kifisos gelegener etwa 34 m tiefer Fallschacht, der sich über einem schon im Jahre 1940 erbauten Umleitungsstollen von 4,6 m Ø befindet (Abb. 1). Von diesem Stollen wurde ein kurzes Stück durch einen Pfropfen abgeschlossen. Der übrige Teil von rund 280 m Länge soll dem Abfluß des aus dem Schacht zuströmenden Wassers dienen. Am Ende des Stollens befindet sich ein 13,4 m breites, 75,0 m langes und 10,22 m tiefes Tosbecken mit drei Schwellen, von denen zwei als Rehbocksche Zahnschwellen ausgebildet sind.

Das Einströmen zum Schacht geschieht durch 12 Überfallwehre, jedes 7 m lang zwischen den parallelen Seitenwänden von im Grundriß birnenförmigen Pfeilern. Die Wehre sind

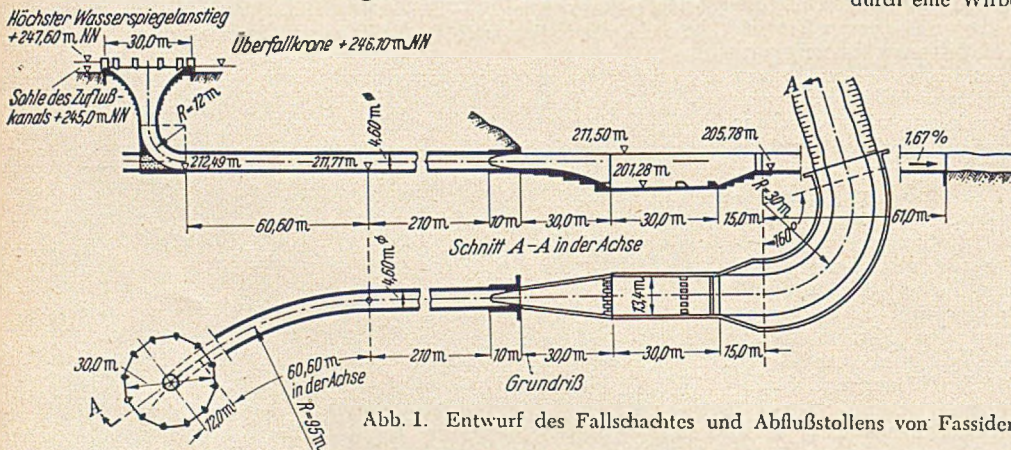


Abb. 1. Entwurf des Fallschachtes und Abflußstollens von Fassideri.

auf einen Kreis von 30,0 m Ø angeordnet. Die Wehrkrone ist zylinderförmig ausgebildet (Halbmesser = 0,894 m). Sie liegt auf + 246,1 m NN, die Krone des Damms dagegen auf + 248,0 m NN. Der eigentliche Fallschacht ist peinlich genau als parabolischer Umdrehungskörper gebaut worden. Ein kurzes gerades Stück von 1,22 m Höhe verbindet den oberen Teil des Fallschachtes mit dem gekrümmten Stück von 12 m Halbmesser. Unterwasserseitig davon beginnt der Stollen von 4,6 m Ø und 1,436 ‰ Gefälle. Der daran anschließende im Grundriß gekrümmte Abflußkanal hat ebenso ein starkes Gefälle von

abzuführen? (Der entwerfungs-mäßige Freiford über dem Überfall beträgt 1,90 m.)

2. Ist das entworfene Tosbecken geeignet, seinen Zweck der Energieverzerung durch Bildung eines Wassersprunges an seinem oberwasserseitigen Ende zu erfüllen?

Die Versuche zeigten, daß das Wasser über die abgerundete Wehrkrone, solange der Überfall ein vollkommener war, mit dem Koeffizienten von 0,62 bis 0,65 abfloß. Bei unvollkommenem Überfall ging er bis auf etwa 0,55 herunter.

Bei kleinen überfallenden Wassermengen folgte die eine Hälfte des ringförmigen Strahls beim Herabstürzen durch den Schacht der Außenseite der Krümmung am Übergang zum Stollen, während die andere vom Dach der Krümmung vertikal herunterfiel, um sich unten mit der anderen Hälfte zu vereinigen. Der vertikal abfallende Strahl vollzieht so eine vollkommene Trennung der Luft im Fallschacht von der im Stollen. Die hereingezogene Luft wurde aber dadurch nicht ganz zurückgehalten, sondern zerstäubt und so trotzdem in den Stollen gefördert und sie bildete dort die Luftschicht über dem freien

Spiegel. Der Stollen hatte bis zur Wassermenge von $173 \text{ m}^3/\text{s}$ einen Freispiegelabfluß. Die Wasserfäden erlitten infolge der Einwirkung der Pfeiler und der Konvergenz der Wasserführung im Einlauf eine Konzentration unterhalb der Pfeiler und bildeten dort ausgeprägte Wasserrippen (Abb. 2). Auf Grund der Modellversuche wurde vorgeschlagen, eine Trennwand an der Bergseite des Einlaufes zum Schacht (im Bilde links) anzuordnen, die den Zufluß vom Staubecken gleichmäßig verteilt und Wirbelbildung verhindert.

Bei mittleren Wassermengen, wenn stehendes Wasser, ein sog. Wasserkern, im Schacht entstand, fand ein Einziehen von Luft beim Auftreffen des Strahles auf den Kern statt. In je größerer Tiefe der Kern bei den Versuchen sich bildete, um so lebhafter ging das Hereinziehen von Luft vor sich. Bei Ansteigen des Wasserkernes fast bis zur Überfallkrone verschwand alle Luft zur Oberfläche des Kernes.

Bei großen Wassermengen, wenn der Kern fast bis zur Überfallkrone stieg, ging der Abfluß ohne die schon erwähnte Trennwand mit einem mächtigen entgegengesetzt dem Uhrzeigersinn drehenden Wirbel vor sich. Dieser schluckte dabei so viel Luft, daß der Abfluß auf etwa 75 % des Wertes mit Trennwand zurückging. Mit Trennwand entstanden statt eines einzigen Wirbels deren zwei mit viel geringerem Einzug von Luft unter langsamem rhythmischen Heben und Senken der Oberfläche des Kernes. Der ganze Stollen führte im abgesunkenen Zustand des Kernes keine Luft mit sich, dagegen gingen bei angehobenem Zustand ab und zu Luftblasen auf der Oberfläche des Wassers im Stollen ab (Abb. 3).

Um die Abmessungen des Tosbeckens festzulegen, wurden Versuche mit und ohne Schwellen gemacht. Mit Schwellen trat der Wassersprung richtig bei allen Abflußmengen innerhalb des Beckens auf. Bei großen Wassermengen war jedoch die

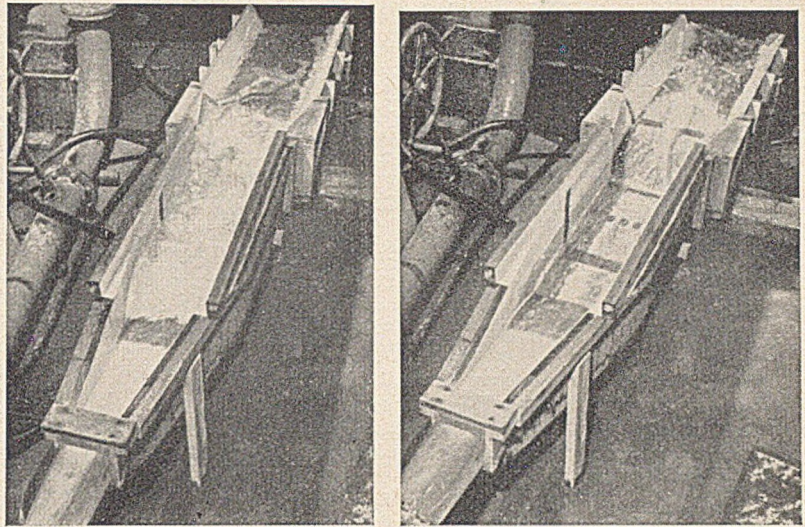


Abb. 4. Modell des Tosbeckens bei $272 \text{ m}^3/\text{s}$ Abfluß. Der Wassersprung bildet sich links noch am oberen Ende des Tosbeckens und rechts ist er hinausgefegt worden.

Turbulenz im Becken sehr groß und der Wassersprung trat ganz nahe dem unteren Ende des Beckens auf. Dabei fand ein starkes Überspülen der Seitenwände statt, die es erforderlich machten, diese um wenigstens 1 m zu erhöhen. Es wurde außerdem vorgeschlagen, entweder die Tosbeckensohle gegen den in Abb. 1 dargestellten Entwurf um 51 cm zu vertiefen oder das Abflußwehr um 46 cm zu erhöhen. Bei Tosbecken ohne Schwellen trat dagegen bei Wassermengen von $272 \text{ m}^3/\text{s}$ an der Wassersprung nicht mehr im Tosbecken auf (Abb. 4). Drei Schwellen, zwei davon als Zahnschwellen, wurden daher für das Tosbecken als unbedingt notwendig erachtet.

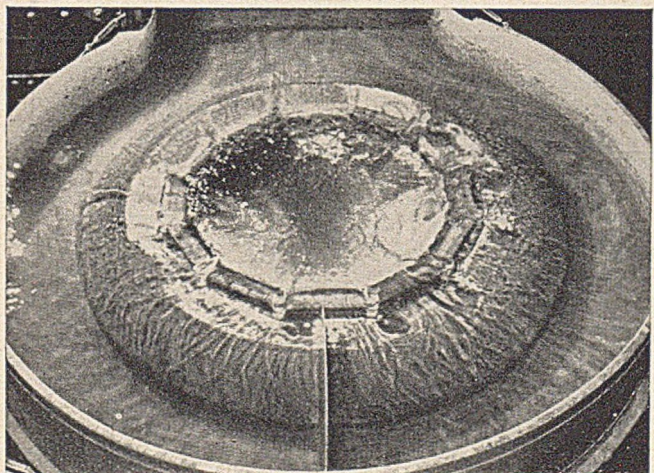
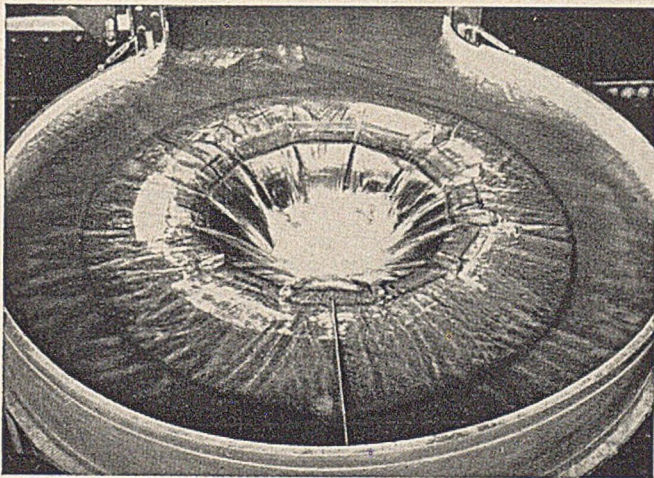


Abb. 3. Modell mit einem Abfluß entsprechend $316 \text{ m}^3/\text{s}$ mit Trennwand bei gehobener und abgesunkener Stellung des Kernes.

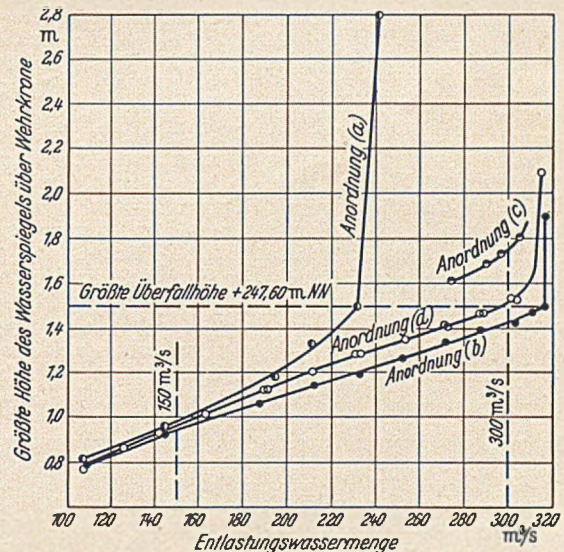


Abb. 5. Wasserspiegel des Staubeckens und Leistung des Überfalls für vier verschiedene Anordnungen des Zuflußkanals.

Abb. 5 zeigt die Leistung des Überfalls und Fallschachtes bei den Versuchen mit verschieden großen Wassermengen und verschiedenartiger Ausbildung des Zuflußkanals. Anordnung (a) ist mit einem tieferen Zuflußkanal ohne Kiessandsohle und ohne Trennwand, (b) wie (a) aber mit Trennwand, (c) mit Kiessand bis 1,1 m unter der Überfallkrone verfüllt und ohne Trennwand, (d) wie (c) aber mit Trennwand ausgebildet. Man sieht daraus den Einfluß der Trennwand, denn nur bei den Anordnungen (b) und (d) konnten Wassermengen von $300 \text{ m}^3/\text{s}$ bei einer Überfallhöhe von 1,50 m abgeführt werden. Die Abbildung zeigt das für den Damm gefährliche steile Ansteigen der Kurven, wenn die Höhe von 1,50 m überschritten wird.

Es wurden ferner die Druckverhältnisse im Krümmer des Fallschachtes bei verschieden großen Wassermengen gemessen. Die interessanten Werte konnten aber hier wegen Raum-mangels nicht gebracht werden.

Einige weitere neue Beispiele großer Fallschächte sind Watauga, Hungry Horse und S. Maria. Watauga [Bautechn.

(1950) S. 197] hat ein HHQ von 3700 m³/s mit einem Fallschacht von 10,35 m ϕ und einem kreisförmigen Überfall von 39,0 m ϕ abzuführen. Die Dammkrone befindet sich in 9 m Höhe über der Überfallkrone. Die Tiefe des Fallschachtes beträgt 88 m. Bei der Hungry Horse-Talsperre [Civ. Eng. 20 (1950) S. 764] beträgt das HHQ = 1530 m³/s. Der Fallschacht hat 10,5 m ϕ und eine Tiefe von 150 m. Der Überfall ist kreisförmig mit 20,0 m ϕ angeordnet. Bei der Entlastung des Wasserschlosses der Kraftanlage S. Maria [Bauingen. 27 (1952) S. 180] betrug der ϕ des Fallschachtes 2,6 m und dessen Tiefe 135 m. Die Länge des Überfalls war 13,65 m. [Nach Proc. Inst. Civ. Eng. I (1952) Part II S. 573—611.] Dr.-Ing. Fritz Orth, Berlin.

„Tetrapod“, Vierfuß-Block für Molenbauten.

Ein französisches Wasserbau-Laboratorium in Grenoble hat ein völlig neues Muster von Blöcken aus Gußbeton entwickelt, das den beunruhigenden Fehlschlägen, die seit Jahren die Erbauer von Hafenschutzwerken, wie Molen und Wellenbrechern, erfahren haben, ein Ende bereiten kann. In verschiedenen nordafrikanischen Häfen sind diese Blöcke, die aus einem Mittelstück bestehen, von dem strahlenförmig vier symmetrisch angeordnete konische Füße oder Beine abzweigen, bereits zur Verwendung gekommen. Abb. 1 gibt die Ansicht einer Stahlform zum Vergießen des Betons auf einem Bein aufgerichtet steht. Diese Blöcke sind ungeordnet mit Kranen auf den Einbaustellen abgeworfen oder verürzt. Die Ingenieure des Laboratoriums haben dem Block seiner Gestalt entsprechend den Namen „Tetrapod“ gegeben. Die besonderen Vorzüge dieser Form bestehen darin, daß die Blöcke bei ihrer unebenen Oberfläche nicht die Neigung haben, aufeinander zu gleiten. Die Füße oder Beine verkeilen sich durch die Gewalt der Wellen und der Dünung, und es besteht nicht die Gefahr, daß die Blöcke sich gegeneinander verschieben. Das bewegte Wasser hat in den Hohlräumen freies Spiel. Die Gewalt

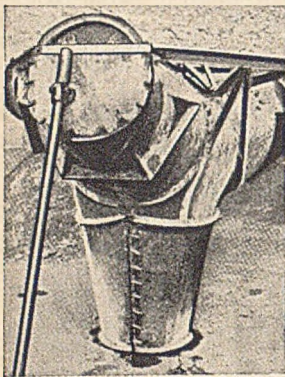


Abb. 1. Stahlform zum Vergießen des Betons für einen Vierfuß-Block.

der anstürmenden Wellen zurücklaufende Wasser muß die Kraft der Wogen schwächen. Nach Modellversuchen ist hierauf der größte Wert zu legen. Abb. 2 zeigt das Verürzen von Vierfuß-Blöcken. Die mit der wissenschaftlichen und praktischen Entwicklung der neuen Bauart beauftragten Ingenieure gingen davon aus, daß bis zu 400 t schwere kubische Blöcke der an der nordafrikanischen Küste gebauten Molen aus dem Verband geschoben worden sind. Wenn jedoch die lotrechten Kanten der Stoßfugen abgeschrägt waren und Hohlschächte entstanden, in denen sich das bewegte

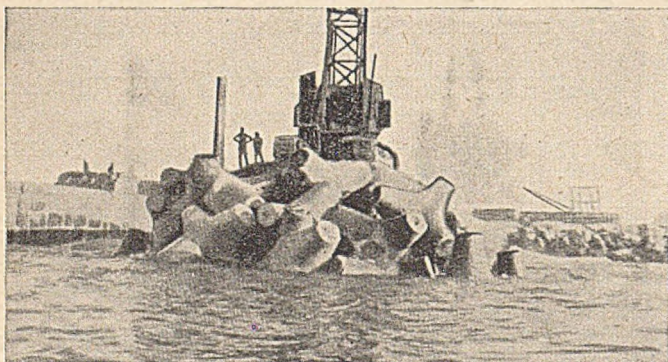


Abb. 2. Verürzen von Vierfuß-Blöcken.

Wasser beruhigen und verlaufen konnte, hielten sich die Blöcke besser. Aufgerauhte waagrechte Flächen erhöhten die Standicherheit; und Bruchstein-Blöcke waren Betonblöcken mit ebenen Flächen und gleichem Gewicht weit überlegen. Da jedoch gebrochene Natursteine in angemessenen Größen nicht zu haben waren, ging man notgedrungen zu gegossenen Betonblöcken über. Die Abmessungen sind begrenzt durch das Tragvermögen der Versetzgeräte. Wünschenswert für die Blöcke ist

daher in erster Linie eine möglichst raue Oberfläche und eine gewisse Durchlässigkeit, um ein Zurückfluten oder den Durchlauf der Wellen zu fördern. Ein weiteres Erfordernis ist ein geringes Gewicht, damit nicht zu schweres Gerät zum Versetzen oder Verürzen eingesetzt zu werden braucht. Aus diesen Erwägungen entwickelte man die Vierfuß-Blöcke. Die erste Gelegenheit, das neue Muster zur Anwendung zu bringen, bot sich beim Bau von Schutzmolen für einen Wasserentnahmekanal in Casablanca. Frühere Erfahrungen hatten gezeigt, daß kubische 50-t-Betonblöcke dem Wellenschlag nicht widerstehen konnten. Modellversuche bewiesen, daß 25 t schwere Vierfuß-Blöcke genügen würden. Da schweres Versetzgerät nicht zur Verfügung stand, verbaute man jedoch nur 15-t-Blöcke, die sich seit zwei Jahren bestens bewähren.

Die Ingenieure, die das neue Muster für die Vierfuß-Blöcke entwickelten, stellten die folgenden Gesichtspunkte für die Herstellung von Wellenbrechern in den Vordergrund: 1. Die Neigung der Böschung kann 45° betragen, wodurch der Gesamtinhalt des Baukörpers herabgesetzt wird; 2. das Einzelgewicht eines Vierfuß-Blocks darf beträchtlich niedriger sein als das Gewicht eines gleich widerstandsfähigen, durch glatte Flächen begrenzten Betonblocks. Ein Vierfuß-Block läßt die Wellen nicht so hoch auflaufen, daß sie über den Kopf des Baukörpers schlagen.

Die Vierfuß-Blöcke sind in allen größeren Ländern durch Patente geschützt. [Nach Engineering News-Record 150 (1953) Nr. 2 vom 8. 1. 1953 S. 32.] Erich Bunnies, Hamburg.

Hochbauträger für schwerste Lasten aus Spannbeton.

Bei dem Bau der mehrstöckigen Barret-Lick-Garage in einem Vorort von San Francisco ergab sich die Notwendigkeit, zur Schaffung einer freien Durchfahrt im Erdgeschoß drei schwer belastete Stützen abzufangen (Abb. 1). Die Spann-

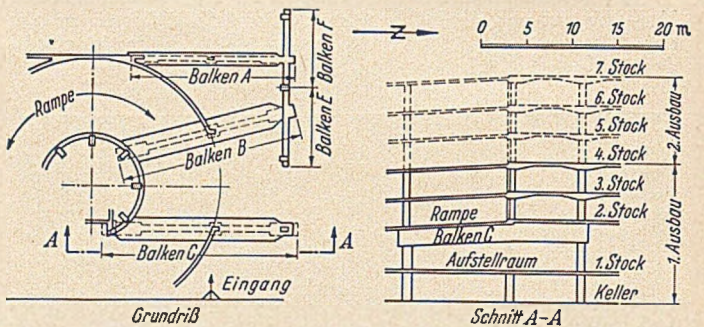


Abb. 1. a) Grundriß, b) Schnitt des Garagenbaues mit den Abfangbalken A—F über dem Aufstellraum.

weite der Abfangträger beträgt 15—19 m. Sie haben Einzellasten von 230 bis 500 t neben verteilten Lasten von 7,5 bis 10,5 t/m aufzunehmen (Abb. 2). Diese Aufgabe wurde mit Spannbetonträgern gelöst. Ihr Profil übertrifft allerdings andere in den USA ausgeführte Balkenträger erheblich (Abb. 3).

Balken:	A	B	C	E und F
Spannweite und Belastung	225 t 7,4 t/m 15,50	440 t 10,3 t/m 18,00	420 t 8,20 17,80	340 t 7,4 t/m 7,60-7,80
Querschnitt nahe der Mitte	1,21 2,3	2,42 2,3	2,42 2,3	65 2,3
Anzahl der Seile	14	28	28	10
Vorspannkraft t	1070	2150	2150	765
Querschn. d. Seile cm ²	123	245	245	88
Betonfestigkeit	385 kg/cm ² nach 28 Tagen, 420 kg/cm ² beim Vorspannen			

Abb. 2. Belastung und Querschnittsdaten der 5 vorgespannten Abfangträger.

Drei von diesen Trägern sind als einfache Balken mit Spannweiten von 15,5 bis 19,0 m gelagert, einer läuft über zwei Felder von 7,6 m durch. Die Höhe des weitest gespannten Trägers beträgt 2,35 m, mithin 1:8,1 der Spannweite; die Balken sind also sehr gedrungen. Sie wurden — wie das ganze Gebäude — an Ort betoniert. Durch weitgehende Abtrennung vom übrigen Bauwerk während des Vorspannens wurde einer Behinderung des Vorspannzustandes im Beton

und der damit verbundenen Verformungen sowie einer unerwünschten Abwanderung der Vorspannkraft möglichst vorgebeugt. Selbst eine Verbindung mit den die Balken stützenden Säulen wurde dadurch vermieden, daß die Balken beim Vorspannen auf provisorischen stählernen Rohrstützen ruhten, die 5 bis 10 mm aus dem Lot gestellt wurden, damit sie nach dem Vorspannen senkrecht standen. Die größte Aufwölbung der einfachen Balken während des Vorspannens betrug erwartungsgemäß

Bruchlast wurde mit 125 t garantiert und eine größte Zugkraft von 61 % davon = 76 t zugelassen. Diese Werte entsprechen einer Bruchspannung von 14,2 t/cm² und einer Gebrauchsspannung von 8,6 t/cm². Jedes einzelne Seil wurde im Werk bis über die Streckgrenze hinaus vorgereckt und dabei geprüft. Die Seile wurden eingefettet und mit 1 mm starker Kunststoffolie oder zwei Lagen „Sisalkraft“-Papier umwickelt, um die Haftung an den umgebenden Beton zu verhindern. Erstere wurde in 3 m langen Rohrstücken angeliefert, die längs aufgeschlitzt und gewellt waren und deren Ränder nach dem Überstreifen 19 mm übereinandergriffen. Auf ein nachträgliches Verpressen legte man keinen Wert, da die Drähte verzinkt worden waren. Ferner sind die Schwankungen der Gesamtlast aus Verkehrslast verhältnismäßig geringfügig, so daß man auf die Erhöhung der Bruchlast durch den Verbund verzichten zu können glaubte.

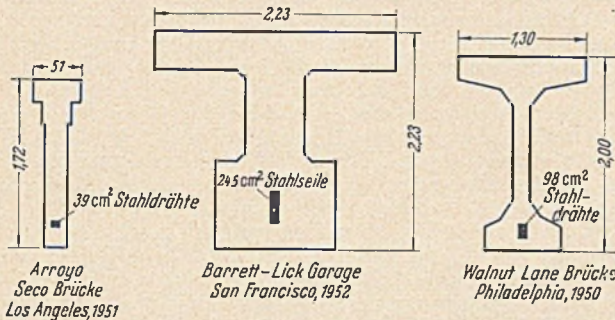


Abb. 3. Vergleich der schwersten Abfangeträger der Garage mit anderen schweren vorgespannten Balken in den USA.

Die Seile wurden in Stahlgußkörpern vergossen, die an den Enden Gewinde besitzen (Abb. 4). Trotz der Aufbiegungen wurden die Seile nur von einem Ende aus angespannt, während das andere Ende durch eine Mutter festgehalten wurde. Die Zugstange der für das Spannen verwendeten 60-t-Pressen wurde in die Ankerkörper eingeschraubt, so daß auf der Außenseite nach dem Erreichen der gewünschten Verlängerung eine Mutter zur Blockierung aufgeschraubt werden konnte (Abb. 5).

Die Ankerkörper wurden mit Spiralen aus Draht ϕ 10 mm umhüllt, um ein Aufreißen des Betons durch die ausstrahlenden Ankerkräfte zu vermeiden (Abb. 6).

Die Balken erhielten eine konstruktive Bügelbewehrung, obgleich die Hauptzugspannungen durch die Aufbiegung der Seile klein gehalten werden konnten. Ferner wurden sie mit schlaffer Bewehrung an denjenigen Stellen versehen, wo sich eine Verbindung mit dem übrigen Gebäude nicht umgehen ließ (Ankerende der Balken). Ein Nachweis der hierdurch er-

maß 6,5 mm. Die zusätzliche ständige und die Verkehrslast soll 13 mm Durchbiegung verursachen, so daß dann eine Durchbiegung von 6,5 mm gegenüber der Ausgangslage zu erwarten ist. Wenn man stählerne Träger verwendet hätte, wäre eine Durchbiegung von 25 mm zu erwarten gewesen.

Man hat durch eingehenden Kostenvergleich zwischen der Ausführung der Abfangeträger in Stahl oder Spannbeton festgestellt, daß letztere eine Ersparnis von rd. 20 % bringt (Tabelle 1).

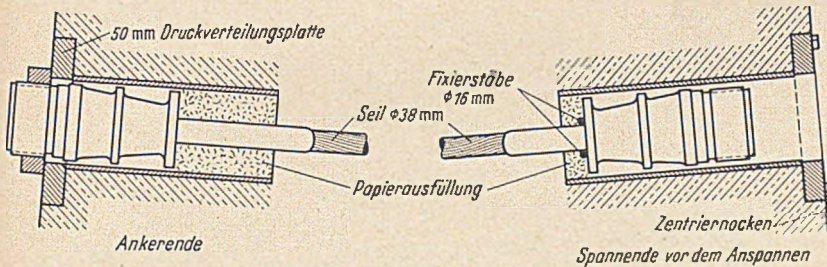


Abb. 4. Endverankerungen für die Balken mit einer Spannweite, links: fixierte Ankerseite, rechts: Spannseite vor dem Anspannen.

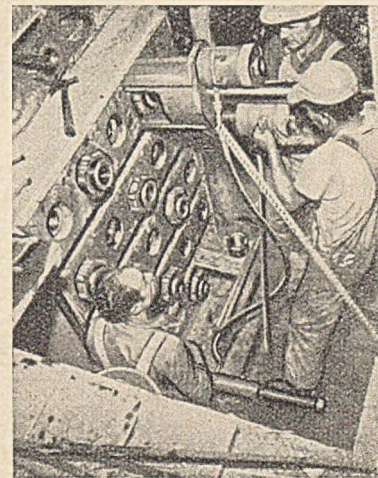


Abb. 5. Anspannen eines Seiles mittels zwei 60-t-Pressen. Ein Teil der Seile ist bereits gespannt und durch Muttern blockiert. Bei einem anderen Teil befinden sich die Seilköpfe noch innerhalb des Rohrstützens unter der Oberfläche der Druckverteilungsplatte.

Tabelle I. Kostenvergleich f. d. Abfangeträger in Spannbeton- und Stahlausführung:

	\$
Spannseile 12,6 t	8800,—
Seilschuhe 160 Stk.	6400,—
2 Spannpressen, Transport, Miete u. Überwachung....	1600,—
Transport der Seile	1100,—
Umwicklung der Seile mit Kunststoffrohr 1600 m	600,—
Druckverteilungsplatten und Zubehörteile 6 t	3600,—
Arbeitsaufwand f. Vorrichten u. Umwickeln der Seile	900,—
Arbeitsaufwand für das Spannen der Seile	800,—
Bewehrungsstäbe	2600,—
Beton, Stoffe und Einbringen 142 m ³	4200,—
Schalung und Rüstung	8700,—
Stahlrohre und Zubehörteile	2000,—
Sonstiges	1700,—
Insgesamt für vorgespannte Abfangeträger	43000,—
Variante unter Verwendung von Stahlträgern	
Baustahl 180 t je \$ 280,—	50400,—
Umhüllung zum Feuerschutz 550 qm je \$ 0,60	3600,—
Insgesamt für Ausführung mit Stahlträgern	54000,—
Ersparnis durch Verwendung von Spannbetonträgern	11000,—

Für den schwersten Balken beträgt die erforderliche Vorspannkraft 2150 t, so daß die Verwendung von Einzeldrähten aus räumlichen Gründen unzweckmäßig erschien. Man entschied sich daher für fertige Drahtseile mit 38 mm ϕ . Auf diese Weise konnte man mit 28 Seilen für die schwersten Träger auskommen.

Jedes Seil besteht aus 51 Drähten mit 2,5 und 5,0 mm ϕ , die zusammen einen Querschnitt von 8,8 cm² ergeben. Die

zeugten Einspannmomente infolge Vorspannungen und Belastungen zeigte, daß sich zwar Risse an diesen Stellen nicht vermeiden ließen, daß diese aber die Konstruktion nicht gefährdeten. Die Abtriebskräfte der Seile an dem nach oben abgekröpften Balken C wurden sorgfältig durch Bügel aufgenommen. Ober- und Unterseite der Balken wurden ferner konstruktiv bewehrt, um Schwindspannungen vor dem Vorspannen und Zugkräfte im Beton bei Überlastung aufzunehmen.

Der durchlaufende Balken E/F hätte auch in normalem Stahlbeton ausgeführt werden können. Die Schubkräfte hätten dann aber eine wesentlich größere Stegbreite erfordert. Aus diesem Grunde wurde er ebenfalls mit 10 Seilen vorgespannt, die von einem Ende bis zum anderen durchlaufen (Abb. 7). Der Krümmungsradius wurde auf mind. 3,6 m begrenzt. Mit Rücksicht auf die Gegenkrümmungen wurden die Seile von beiden Seiten aus gleichzeitig angespannt. Die am meisten gekrümmten Seile wurden zunächst um 5 % überspannt und dann nachgelassen, um eine gleichmäßige Verteilung der Spannkraft trotz der Reibungsverluste zu erreichen.

Die Sekundärmomente aus der Kotinuität im durchlaufenden Träger infolge der Vorspannung betragen etwa 25 % der

primären Momente (Vorspannkraft \times Abstand bis zur Schwerlinie) und wurden bei der Berechnung berücksichtigt.

Für den Beton wurde eine Mindestdruckfestigkeit von 385 kg/cm^2 nach 28 Tagen und 420 kg/cm^2 zur Zeit der Vorspannung nach etwa zwei Monaten verlangt. Der Zementgehalt betrug 500 kg Zement je m^3 Beton und wurde mit einem Wassergehalt von $0,58$ des Zementgewichtes eingebracht. An Probezylindern wurde eine Festigkeit von 380 kg nach 28 Tagen und 450 kg/cm^2 nach 49 Tagen nachgewiesen. Die größte Beanspruchung des Betons nach dem Vorspannen betrug 154 kg/cm^2 an der Unterseite, während gleichzeitig an der Oberseite die Spannung 0 herrschte. Diese günstige Spannungsverteilung ließ sich bei möglichst tiefer Lage der Vorspannbewehrung nur dadurch erreichen, daß vor dem Vorspannen außer dem Balkeneigengewicht bereits der Beton der drei darüberliegenden Geschosse aufgebracht worden war. Die größte Spannung an der Balkenoberseite tritt ein, wenn die Vorspannkraft durch Kriechen und Schwinden um 16% nachgelassen und das Gebäude die drei geplanten weiteren Geschosse erhalten hat. Bei Wirkung voller Verkehrslast erreicht dann die Betonpressung $125 \text{ kg/cm}^2 = 33\%$ der 28 Tage-Festigkeit.

Die größte Pressung des Betons unter den Ankerkörpern beträgt $175 \text{ kg/cm}^2 = 45\%$ der Festigkeit, während man anderwärts bis zu 60% gegangen ist. Die Eintragung der Vorspannkraft wurde durch die Anbringung von Rohrstützen an den Ankerplatten, die einen Teil der Vorspannkraft durch

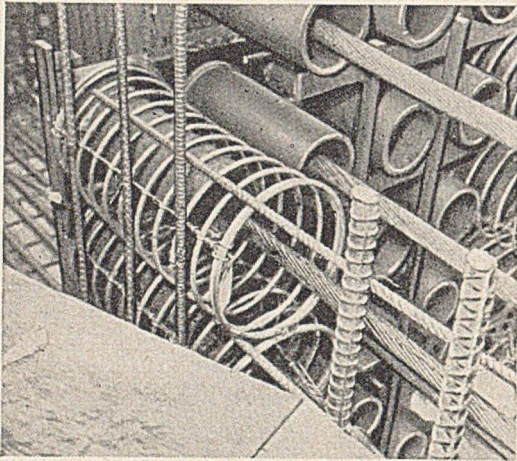


Abb. 6. Verankerungen vor dem Betonieren. An die Druckverteilungsplatten angeschweißte Rohrstützen zur Übertragung eines Teiles der Ankerkräfte auf den Beton durch Haftung. Spiralbewehrung gegen Aufspalten des Betons, um die Rohrstützen herum teilweise eingebracht.

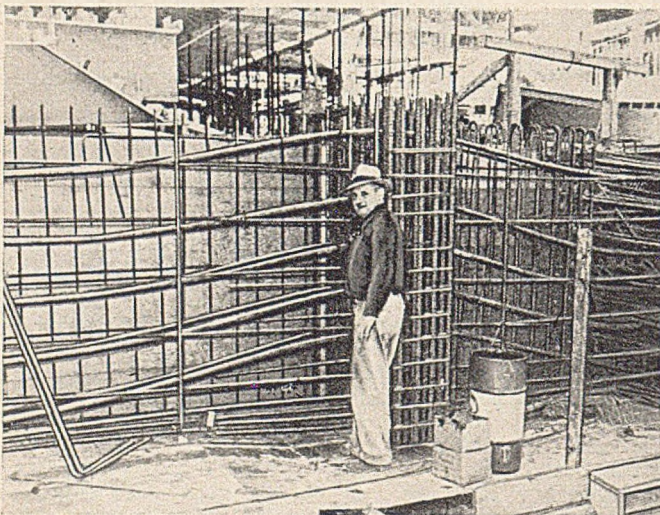


Abb. 7. Spannseile und Bügelbewehrung des durchlaufenden Trägers E/1' über der Mittelstütze.

Haftung übertragen, verbessert (Abb. 6). Wenn man die Haftfestigkeit zu 4% der Würfel Festigkeit annimmt, so wird der Druck der Ankerplatten auf 105 kg/cm^2 vermindert. Die größte Schubspannung wurde in der Nähe der Einzellast zu 22 kg/cm^2

ermittelt. Nach Zusammensetzung mit der Vorspannung verbleibt nur noch eine Hauptzugspannung von $7,4 \text{ kg/cm}^2$ in der Schwerlinie und von $8,6 \text{ kg/cm}^2$ in der Höhe des Untergurtanschlusses. Da die größte schräge Zugspannung nur etwa 2% der Betonfestigkeit beträgt, war ein Nachweis der Aufnahme durch die Bewehrung nicht erforderlich. Bei dem durchlaufenden Träger wurde eine größte Schubspannung von 29 kg/cm^2 nachgewiesen, die durch die Vorspannung auf $15,5 \text{ kg/cm}^2$ reduziert wird. Hier wurden Bügel erforderlich.

Der Betoniervorgang wurde derart festgelegt, daß die Verkürzungen der Bauglieder durch Vorspannung und Schwinden miteinander harmonisierten. Auf diese Weise gelang es, alle Schwindrisse während der Ausführung auszuschalten.

Erwähnenswert ist die Ausbildung der Geschosßdecken als einer Art Pilzdecken (Abb. 2) mit Feldern von $7,6/8,4 \text{ m}$. Die Pilzköpfe sind sehr flach und bestehen nur aus einer schrägenartigen Verdickung der Platte. Die analytische Untersuchung wurde durch foto-reflektive Messungen, die von der Presan-Corp. in Los Angeles entwickelt worden sind, nachgeprüft. Außer einem besseren architektonischen Bild soll die Deckenkonstruktion den Vorteil einer 8% größeren Wirtschaftlichkeit gegenüber der normalen Pilzdecke besitzen. [Nach Civil Engg. 22 (1952) S. 927.]

G. Franz, Frankfurt a. M.

Weitgespanntes Kabelhängedach.

Die Aufgabe, einen großen Raum ohne Stützeinbauten durch ein Dach frei zu überspannen, hat bei dem Livestock Judging Pavillon bei Raleigh, North Carolina, eine neuartige bemerkenswerte Lösung gefunden. Die überbaute Fläche mißt in zwei aufeinander normalen Durchmessern je $91,50 \text{ m}$. Der Bau enthält eine elliptische Arena, deren Durchmesser 67 und

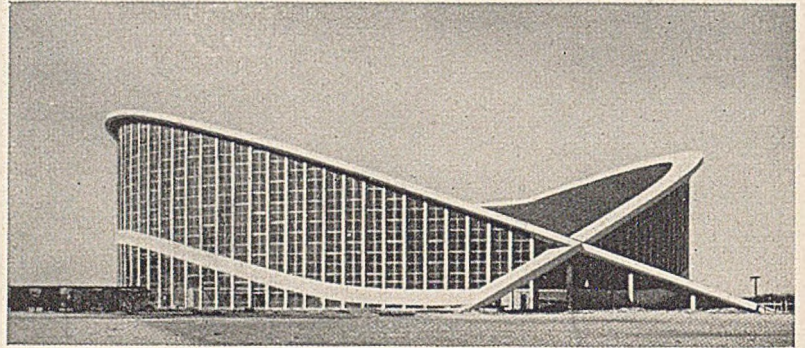


Abb. 1.

39 m betragen. Sie wird im Ring von terrassenförmig angeordneten Sitzen in Stahlbeton umschlossen, die 5424 Personen Platz bieten, während in der Arena selbst für weitere 4000 Personen Sitze aufgestellt werden können. Der gesamte Raum wird von einem sattelförmig doppelt gekrümmten Dach überspannt, dessen Tragwerk aus einem Netz von Kabeln gebildet wird. Die in der Längsrichtung des Sattels gespannten Hauptseile sind galvanisch verzinkte Brückenkel von $19-33,3 \text{ mm}$ Dicke, die mit Querseilen von $12,7-19 \text{ mm}$ Dicke zu einem Netz von $1,83 \text{ m} \cdot 1,83 \text{ m}$ Maschenweite verbunden sind. Die Dachhaut besteht aus mit Asbest geschützten Wellblechtafeln, einer darübergelegten Wärmeisolierung aus 4 cm starken Faserplatten und einer normalen, weiß gehaltenen Pappeindeckung (Abb. 1).

Die Kabel sind in zwei einander gegenüberliegenden, parabolisch gekrümmten Stahlbetonrippen verankert, die sich in unter 22° gegen die Horizontale geneigten Ebenen mit ihrem Scheitel bis zu einer Höhe von 26 m über Gelände erheben. Die an der Unterseite kassettenartig aufgelösten Bogen haben eine Breite von $4,27 \text{ m}$ und eine größte Dicke an den Rändern von 76 cm ; ihre Querachse ist in die Tangente der an ihnen angehängten Seile gelegt, um Torsionsbeanspruchungen zu vermeiden. Getragen werden die Bogen von Stahlstützen aus 46 cm hohen Breitflanschprofilen im gegenseitigen Abstand von rd. $2,5 \text{ m}$, die durch Stahlbeton feuersicher ummantelt sind und als Fensterpfeiler mit den Stahlfenstern zusammen die Außenwand des Pavillons bilden. Von den Schnittpunkten an bilden die außerhalb des Gebäudes bis zu den Fundamenten verlängerten Bogenschenkel die V-förmigen Widerlager. Zwischen Bogenrippen und Widerlagern sind Stahlgußgelenke eingeschaltet.

Um die Fundamente gegen Verschiebungen infolge der Bogenschübe zu sichern, wurden sie durch 5 auf je 25 t vor-

gespannte Drahtseile gegeneinander verankert. Die Seile sind zwischen den Fundamenten in besonderen Tunneln verlegt.

Nicht minder bemerkenswert sind viele konstruktive Einzelheiten und die bei der Errichtung des Gebäudes angewandten Methoden. Um z. B. an Rüstholz für ein umfangreiches Leergestüt über 4 m breiten Bogen zu sparen, wurde die Schalung auf einem Leergestüt aufgebaut, das sich auf die Stahlstützen abstützte. Es bestand aus quer zur Bogenachse liegenden I-Stahlpaaren von 6,10 m Länge, die in ihrer Mitte an den Stützen befestigt, an den Enden durch Streben unterstützt waren. Zur Einhaltung der genauen Querneigung der Rippen waren diese justierbar an Schellen um die Stützen verholzt. Längs- und Querhölzer über dieses eiserne Tragwerk schufen die Unterlage für die eigentliche Schalung, für die

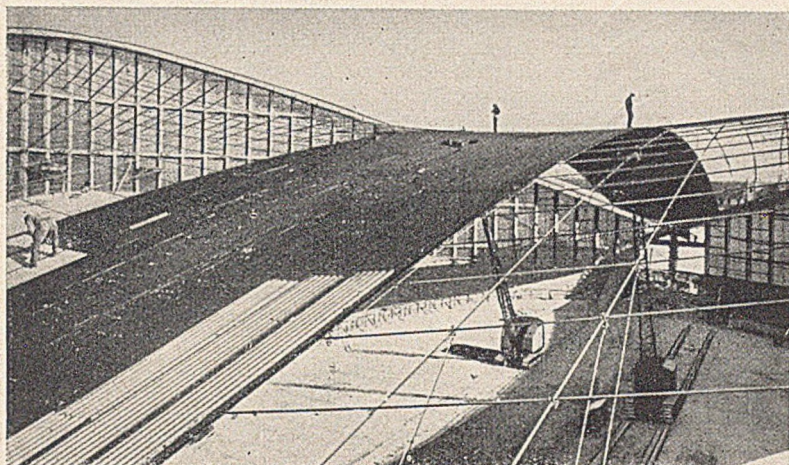


Abb. 2.

Sperrholz verwendet wurde. Die Armierung des Bogens wurde grundsätzlich an den Stößen und ebenso mit dem Kopf der Stahlstützen verschweißt. Der Einbau der Anker für die Drahtseile war durch 3 Koordinaten festgelegt und wurde mit Hilfe eines Theodoliten kontrolliert.

Die Länge jedes Tragkabels war mit Hilfe eines elektrischen Rechengerätes ermittelt worden, so daß es bereits mit den erforderlichen Anschlußstücken an beiden Enden versehen zum Einbau kommen konnte. Dieser erfolgte mit Hilfe von zwei fahrbaren Auslegerkränen, die von außerhalb des Gebäudes operierten. Die Befestigung der Nebenkabel an den Haupttragseilen wurde von Mastkörben aus bewerkstelligt, die an der Spitze von fahrbaren Masten angebracht waren. Dies war natürlich nur möglich, soweit der Arbeitsbereich unmittelbar über der Arena lag. Für den Bereich über den Tribünen wurde zwischen den Stützen des Gebäudes und den in der Arena fahrenden Kranmasten eine Art Drahtseilbahn gespannt, von deren Fahrzeug aus jeder beliebige Punkt erreicht werden konnte. Auf die gleiche Weise wurden auch die Wellblechtafeln der Dachhaut an den Kabeln befestigt, während das Verlegen der Tafeln selbst und ihr Zusammenbau ohne besondere Rüstung von oben her erfolgte, indem bereits verlegte Tafeln als Standplatz dienten (Abb. 2).

Die Dachkonstruktion ist für ein Eigengewicht von 30 kg/m² und eine Nutzlast von 120 kg/m² bemessen, wobei die Seile bis zu 7000 kg/cm² beansprucht werden. Da die Seile sich bei Erwärmung längen und an Vorspannung verlieren, hat man gegen die Wirkungen von Auftrieb besondere Halteseile eingebaut, die unter Zwischenschaltung von Federn an den Stützen verankert und durch Pressen vorgespannt wurden.

Die Gesamtkosten für das Bauwerk mit allen Einrichtungen betragen 1,6 Mio Dollar oder 15,3 Dollar für den Kubikmeter umbauten Raums. [Nach Construction 35 (1953) Nr. 2 S. 52 und Eng. News-Record 150 (1953) Nr. 6, S. 31.]

Dr.-Ing. G. Merkle, Düsseldorf.

Bemessung von Sammelkanälen an Entlastungsüberfällen.

Bei Hangüberfällen ergibt sich häufig eine Parallel-Lage zwischen Sammelkanal und Überfallschwelle. Das bekannteste Beispiel für eine solche Anordnung sind die Überläufe der Boulder-Sperre in den USA, über die eine Veröffentlichung des Bureau of Reclamation vorliegt (Modell Studies of Spillways, Denver 1938). Auch in Italien hat man das vorliegende Problem eingehend studiert. Eine kürzlich erschienene Arbeit

von C. Viparelli berichtet über die an den Modellen für die Barrea-Sperre und für die Boulder-Sperre gemachten Erfahrungen und gibt wichtige Gesichtspunkte für die Bemessung derartiger Gerinne.

Durch die seitliche Wassereinführung entsteht im Sammelkanal ein Quergefälle. Eine starke Pulsation und ein äußerst unruhiger Wasserablauf sind weitere Folgen.

Schließt sich an den Sammelkanal ein Schrägstollen mit darauffolgenden schwach geneigtem Ablaufstollen nach dem Unterwasser an, so wird vom Sammelkanal her in diese Bauteile eine starke Unsymmetrie hineingetragen und führt hier zu Schlägen gegen die Stollenwandungen, zur Minderung der Schluckfähigkeit und zu anderen Unzuträglichkeiten, die am Bauwerk nicht zugelassen werden können.

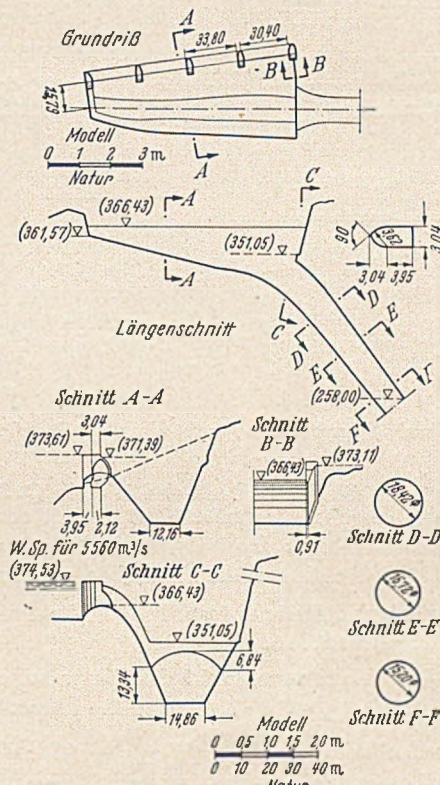


Abb. 1. Überlauf der Boulder-Sperre, Modell M-1.

Maßgebend für die Auswirkungen der seitlichen Wassereinführung auf den Abfluß im Sammelkanal und damit auch in der anschließenden Schrägstrecke sind der Inhalt des Sammelkanales und die im Gerinne auftretende Spiegelquerneigung. Es gibt einen Mindestinhalt des Gerinnes bzw. eine größte zulässige Querneigung, bei denen noch guter Ablauf im anschließenden Schrägstollen gewährleistet ist.

Abb. 1 stellt eine der untersuchten Anordnungen für den Boulder-Überlauf dar, bei der die nötigen Bedingungen nicht erfüllt waren. Die endgültige Form des Überlaufes zeigt Abb. 2. Beim Vergleich der beiden Anordnungen tritt der vergrößerte Gerinneinhalt der endgültigen Lösung deutlich in Erscheinung: das Gerinne ist wesentlich vertieft und hat am Ende zur Hebung des Spiegels im Sammelkanal eine Schwelle erhalten.

Abb. 3 zeigt die endgültige Lösung für den Barrea-Überlauf. Auch hier fällt das tiefe und durch eine Endschwelle abgeschlossene Sammelgerinne auf. Hier war außerdem eine Vergrößerung des Ableitungsstollens erforderlich, der anfänglich oberhalb des unteren Vertikalkrümmers und im flach geneigten Auslaufstück unter Druck arbeitete.

Beim Boulder-Überlauf hat man die zweckmäßigsten Abmessungen rein empirisch durch Modellversuche gefunden. Indessen haben die Untersuchungen von Viparelli einige Konstruktionsregeln ergeben, die bei Neuentwürfen zu beachten sind. Sie beziehen sich, wie schon erwähnt, auf den zur Erzielung tragbarer Abflußverhältnisse nötigen Mindestinhalt des Sammelkanales und auf das Spiegelquergefälle.

Bei den Modellversuchen hat sich gezeigt, daß der Gerinneinhalt V ein bestimmtes Vielfaches der Gesamtwassermenge sein muß.

Der Barrea-Überfall hatte folgende Daten (endgültige Lösung): Überlaufmenge $Q_o = 493 \text{ m}^3/\text{s}$, Überlauflänge $L_o = 19,7 \text{ m}$, Überfallhöhe $H_o = 6,0 \text{ m}$, $q_o = V_o/Q_o = 6,1$.

Beim Überfall des Boulder Dam (Ausführungsmodell M-5) war $Q_o = 5660 \text{ m}^3/\text{s}$, $L_o = 121,6 \text{ m}$, $H_o = 8,1 \text{ m}$, $q_o = V_o/Q_o = 15,3$.

Bei der Übertragung des Wertes q_o auf andere Fälle muß beachtet werden, daß die Größe V/Q die Dimension einer Zeit

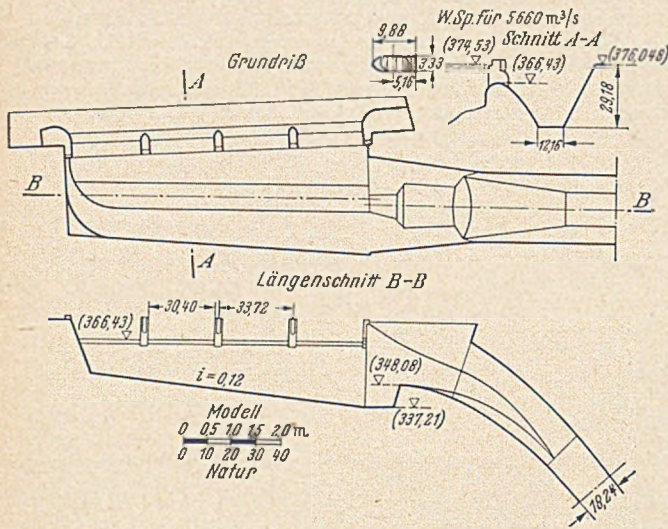


Abb. 2. Überlauf der Boulder-Sperre, Modell M-5, endgültige Lösung.

hat. Liegt also ein Entwurf mit den Werten Q , H und L vor, so muß der empirisch bekannte Wert q_o mit der Wurzel aus dem Maßstabverhältnis $\lambda = H/H_o$ multipliziert werden: $V/Q = q_o \cdot \sqrt{H/H_o}$. V und Q müssen sich aber, wiederum aus Ähnlichkeitsgründen, auf eine Länge $L_a = L_o \cdot \lambda = L_o \cdot \frac{H}{H_o}$ (äquivalente Länge) beziehen.

Schließt man also von dem Modell Barrea auf einen anderen Fall, so gilt $V_a/Q_a = 6,1 \cdot \sqrt{H/6,0} = 2,49 \cdot \sqrt{H}$, wobei sowohl V_a wie Q_a auf eine Länge $L_a = 19,7 \cdot \frac{H}{6} = 3,285 \cdot H$ zu beziehen sind und sich somit nicht mit den Werten V und Q für die ganze Sammelrinne decken.

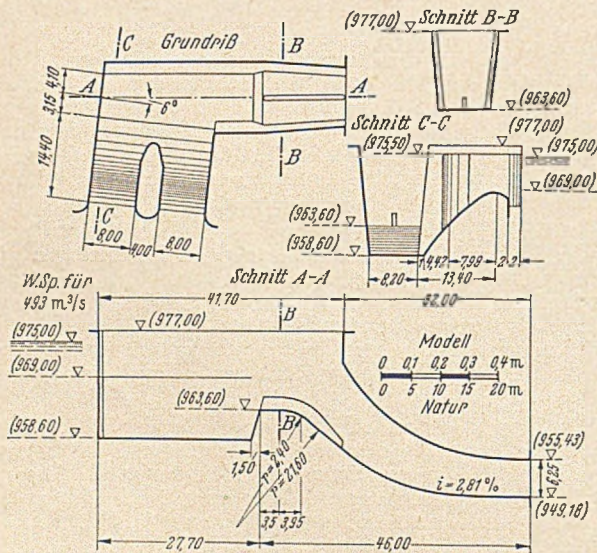


Abb. 3. Überlauf der Barrea-Sperre, endgültige Lösung.

Geht man dagegen vom Modell M-5 für den Boulder-Überlauf aus, so hat man analog $V_a/Q_a = 5,375 \cdot \sqrt{H}$ bei $L_a = 15,0 \cdot H$.

Man kann also mit Hilfe der vorstehenden Beziehungen nur auf einen Teil des Überlaufes von der Länge L_a vom Oberende aus gemessen schließen, nicht aber auf einen Überlauf beliebiger Länge.

Diese Beziehungen kann man noch etwas weiter entwickeln als Viparelli es tat: Berücksichtigt man nämlich, daß $Q_a = \frac{Q}{L} \cdot L_a = q \cdot L_o \cdot \frac{H}{H_o}$ (q = Überfallmenge je lfm Schwellenlänge), so findet man

$$V_a \approx \frac{q_o \cdot q \cdot L_o}{H_o^{3/2}} \cdot H^{3/2}, \text{ gültig für } L_a = L_o \cdot \frac{H}{H_o}$$

Bei Zugrundelegung der Daten des Barrea-Überlaufes ergibt sich

$$V_a \approx 8,17 \cdot q \cdot H^{3/2} \text{ für } L_a = 3,285 \cdot H \quad (1)$$

und für den Boulder-Überlauf

$$V_a \approx 80,7 \cdot q \cdot H^{3/2} \text{ für } L_a = 15 \cdot H \quad (2)$$

Je nach Zweckmäßigkeit kann ein Sammelkanal nach Gl. (1) oder (2) wenigstens auf eine Länge L_a auf seinen Gesamthalt überprüft werden.

Einfacher ist es, die Spiegelquerneigung als Kriterium für eine praktisch brauchbare Lösung anzusehen. Viparelli findet gemäß Abb. 4 durch näherungsweise Anwendung

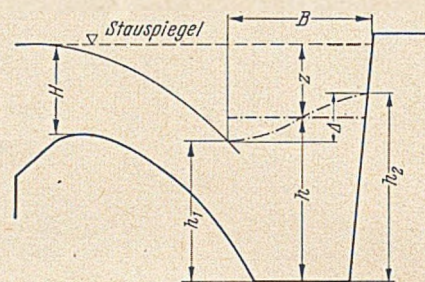


Abb. 4. Spiegel-Querneigung im Sammelkanal.

des Impulssatzes auf die Bewegung senkrecht zur Kanalachse die mittlere Querneigung des Wasserspiegels zu

$$p = \frac{\Delta}{B} = \frac{q \cdot \sqrt{2g} \cdot z}{g \cdot h \cdot B} \quad (3)$$

p soll bei einer guten Lösung nicht mehr als 0,08 bis 0,10 betragen. In diesem Bereich stimmt Gl. (3) gut mit den Beobachtungen am Modell Barrea überein.

Die Berechnung der Wasserbewegung in einem Gerinne mit flußabwärts zunehmender Wasserführung geht bekanntlich auf den Impulssatz zurück, vgl. Frank: Der Bauingenieur 24 (149), S. 353. Werden in dem diesbezüglichen Ansatz nur Glieder berücksichtigt, die unendlich klein von erstem Grad sind, so erhält man für die Einleitung senkrecht zur Gerinneachse die Differentialgleichung der Spiegelinie beispielsweise in der von Nebbia angegebenen Form:

$$\frac{dE}{dx} = i - I - \frac{Q}{g \cdot F^2} \cdot \frac{dQ}{dx} \quad (4)$$

worin $E = h + v^2/2g$ = Energiehöhe, x = Abszisse (flußabwärts positiv), i = Sohlengefälle, I = Reibungsgefälle, Q , F und v = Wassermenge, Fließquerschnitt und Geschwindigkeit im Profil x , h = Wassertiefe. Bei gleichmäßiger Wassereinleitung ist $dQ/dx = \text{konst} = q$. Mit $dE = dh + \frac{v \cdot dv}{g}$, $F = \frac{Q}{v}$ und $Q = q \cdot x$ wird aus (4)

$$dh = dx \cdot (i - I) - \frac{v \cdot dv}{g} - \frac{v^2 \cdot dx}{g \cdot x} \quad (5)$$

Wird diese Gleichung für ein Stromstück Δx mit den Begrenzungswassermengen Q_u und Q_o , den entsprechenden Geschwindigkeiten v_u und v_o , der mittleren Fließfläche F_m und dem mittleren Reibungsgefälle I_m integriert, so ergibt sich, wie sich leicht zeigen läßt, für die Fallhöhe zwischen zwei Spiegelpunkten die bekannte Formel von Favre:

$$\Delta z = -\Delta x \cdot I_m \frac{v_u^2 - v_o^2}{2g} - \frac{Q_u^2 - Q_o^2}{2g \cdot F_m^2}$$

In Anschluß an das Verfahren von Hinds: Transactions Am. Soc. Civil Engrs 89 (1926) schlägt Viparelli aber ein anderes Verfahren vor:

Gibt man den Gerinnequerschnitten solche Abmessungen, daß für den Geschwindigkeitsverlauf entlang der Abszissenrichtung die Beziehung gilt:

$$v = a \cdot x^m \quad (6)$$

und setzt man dabei stillschweigend voraus, daß dann die der Gl. (4) zugrunde liegenden Vereinfachungen auch weiterhin zulässig bleiben, so erhält man nach Integration aus Gl. (5):

$$h = \int_0^x (i - I) \cdot dx - \frac{a^2 \cdot (m + 1)}{2g \cdot m} \cdot x^{2m} + C.$$

Für $x = 0$ ist $h = h_0$ und daher $C = h_0$, so daß

$$h_0 + \int_0^x i \cdot dx = h + \int_0^x I \cdot dx + \frac{a^2 \cdot (m + 1)}{2g \cdot m} \cdot x^{2m}. \quad (7)$$

Die Bedeutung dieser Gleichung geht aus Abb. 5 hervor.

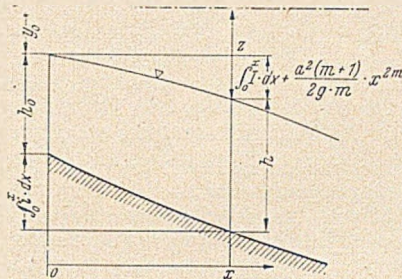


Abb. 5.

Das Reibungsglied $\int_0^x I \cdot dx$ kann, wie schon mehrfach nachgewiesen worden ist, unbedenklich vernachlässigt werden. Man erhält dann auf Gl. (7) mit Bezug auf eine durch das Maß y_0 festgelegte Vergleichsebene die Gleichung der Spiegelkurve (Abb. 5):

$$z = y_0 + \frac{a^2 \cdot (m + 1)}{2g \cdot m} \cdot x^{2m}. \quad (8)$$

Bei der Bemessung des Sammelkanales wird zweckmäßig von der Ordinate y_0 am oberen Ende ausgegangen, wobei als Bezugshorizont der Wasserspiegel im Staubecken angenommen wird. $z = y_0$ ist so anzunehmen, daß durch den Einstau die Überfallmenge nicht wesentlich beeinflusst oder die Wirkung etwaiger automatischer Verschlüsse behindert wird (Abb. 6).

Von hier ausgehend wird der Endquerschnitt bestimmt, der, bei einer Sohlenbreite b und den Böschungsneigungen

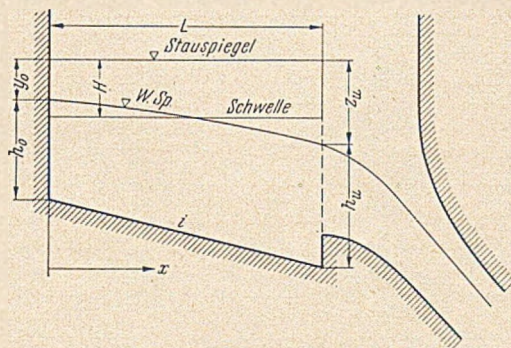


Abb. 6.

1: n, trapezförmig sei. Es stehen folgende, aus den Gl. (6), (3) und (8) hervorragende Beziehungen zur Verfügung:

$$\frac{Q}{a \cdot L^m} = b_u \cdot h_u + n \cdot h_u^2, \quad (9)$$

$$(b_u + 2 \cdot n \cdot h_u) \cdot h_u = \frac{q \cdot \sqrt{2g}}{g \cdot p} \sqrt{z_u}, \quad (10)$$

$$z_u = y_0 + \frac{a^2 \cdot (m + 1)}{2g \cdot m} \cdot L^{2m}. \quad (11)$$

In diesen drei Gleichungen sind gegeben: Q , L , q , p , n und y_0 . Unbekannt sind z_u , h_u , a und m . Wird von diesen vier Größen eine angenommen, so können die übrigen aus den obigen drei Gleichungen berechnet werden.

Für die Werte a und m haben sich aus den Versuchen folgende Zahlen ergeben:

Modell	m	a
Boulder Dam C-2	0,61	0,43
" " M-1	0,46	1,29
" " M-5	0,84	0,13
Barrea	0,87	0,15

Für m wird als brauchbarer Mittelwert 0,85 genannt.

Von den 4 Unbekannten der Gl. (9) bis (11) wird man nun zweckmäßig noch m annehmen. Dann können h_u , z_u und a berechnet werden. Der Spiegelverlauf ergibt sich aus Gl. (8), die Geschwindigkeiten aus Gl. (6). Die erforderlichen Fließflächen werden aus $\frac{x \cdot q}{v}$ gefunden. Wird nun, ausgehend von dem untersten Sohlenpunkte, der durch z_u und h_u festliegt, ein bestimmtes Sohlengefälle i festgelegt, so sind es damit auch die Wassertiefen. Aus den Querschnittsflächen und diesen Tiefen gehen sodann die Sohlenbreiten b hervor. Nach dem oberen Gerinne-Ende hin nimmt nach dem beschriebenen Verfahren die Breite auf Null ab. Aus praktischen Gründen wird man aber hier von der Theorie abweichen müssen. — Man kann nach Ermittlung der Fließflächen auch einen bestimmten Verlauf der Sohlenbreiten von vornherein annehmen und danach die Wassertiefen finden. Dabei ergibt sich in der Regel ein gekrümmter Sohlenlängenschnitt. — Stellt sich bei der beschriebenen Berechnungsart eine praktisch nicht befriedigende Lösung heraus, so kann man versuchen, durch Veränderung von m zu einer besseren zu kommen.

Die Tiefe h_u am unteren Ende muß durch geeignete Maßnahmen, etwa durch eine Sohlenhebung nach Abb. 6 oder ähnliches gewährleistet werden. Bei der Wahl der Sohlenbreite b_u ist auf einen guten Anschluß an den Ablaufstollen Rücksicht zu nehmen. — Daß das Auffinden der wirtschaftlich günstigsten Lösung verschiedene Vergleichsuntersuchungen erfordert, ist selbstverständlich.

Die Einführung der Querneigung nach Gl. (10) in die Berechnung bedingt im allgemeinen eine Vergrößerung des Kanalinhalt, die mit Rücksicht auf den Wasserabfluß im Schrägstollen gerechtfertigt ist. Bei offenen Schußgerinnen wird man einen weniger strengen Maßstab anlegen dürfen. [Nach C. Viparelli: L'Energia Elettrica 29 (1952) S. 341.]

Josef Frank, Erlangen.

Messungen an Spundwänden im Hafen Long Beach, Kalifornien.

Vom Februar bis zum Oktober 1949 wurden im Hafen Long Beach während und nach der Hinterspülung die auf eine einfach verankerte Stahlspundwand vom Profil Carnegie MZ-38 ($W = 2500 \text{ cm}^3/\text{m}$, $J = 38400 \text{ cm}^4/\text{m}$) und von rund 18 m freier Höhe wirkenden Kräfte gemessen. Hierüber berichtete C. M. Duke [1]. In den USA werden häufig Piers in das offene Wasser vorgebaut und mit gebaggertem Boden hinterspült. Es hat sich dabei als vorteilhaft erwiesen, die

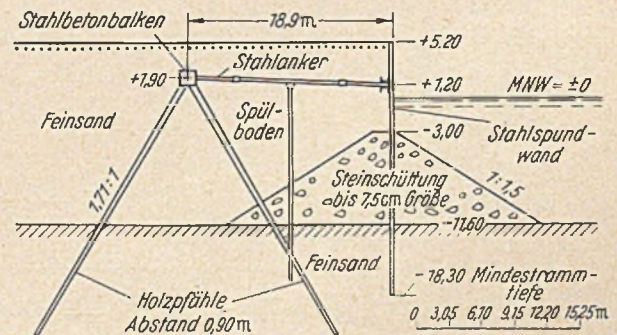


Abb. 1. Übersichtszeichnung über den Pier C mit der Spundwandkaje.

Spundwände im unteren Teil mit einem Sand- oder Steindamm zu umschütten, ehe das Spülgut eingebracht wird. So erklärt sich der Querschnitt der Einfassung des Piers (Abb. 1). Das Hinterfüllungsmaterial hatte die nachstehend aufgeführten Eigenschaften:

Tabelle 1. Bodenkennziffern.

Höhe in m	Bodenart	spezifisch. Gewicht t/m ³	Raum- gewicht unter Wasser t/m ³	Poren- volumen	Reibungs- winkel °	Haft- festigkeit t/m ²	Zu- sammen- drückung ¹	Durch- lässigkeits- beiwert cm/s
1	2	3	4	5	6	7	8	9
+ 5,2 bis + 1,2	Mittelsand	2,67	(1,68)°	0,80	38	0	—	100 · 10 ⁻⁴
+ 1,2 bis - 3,0	Feinsand	2,67	0,88	0,80	37	0	0,05	25 · 10 ⁻⁴
- 3,0 bis - 9,8	Feinsand	2,68	0,88	0,95	34	0	—	20 · 10 ⁻⁴
- 9,8 bis - 11,6	schluffiger Ton	2,72	0,77	—	13	0,44	0,15	—
unter - 11,6	Feinsand	2,67	0,88	0,80	37	0	—	25 · 10 ⁻⁴
Steinschüttung	7,6 cm bis 6 mm	2,42	0,96	—	32	0	—	—

¹ Abnahme der Porenziffer bei 100 % Belastungszuwachs für eine vorverdichtete Probe.

* über Wasser.

An zwei Querschnitten wurden die Durchbiegungen der Spundwand und die Spannungen in 3 Anker, an einem Querschnitt der Erd- und Wasserdruck an 9 ausgewählten Punkten (4 in der Hinterspülung, 5 im Steindamm, davon 3 auf der Innen- und 2 auf der Außenseite der Spundwand) und der Wasserdruck allein durch 6 Standrohre beobachtet. Die außerdem an beiden Querschnitten versuchten Messungen der Spannungen in der Spundwand durch einen mechanischen Dehnungsmesser lieferten so ungenaue Angaben, daß sie nicht mitgezählt wurden. Da nur durch eine auf diese Weise beobachtete Momentenlinie die genaue Lage des Einspannpunktes gefunden werden kann, sind Spannungsmessungen mindestens ebenso wichtig wie die gewöhnlich schwierigeren Erddruckbeobachtungen.

Für die Messung der Ankerspannungen und des Erddrucks wurden die Spannungsmesser und Druckdosen von Carlson verwendet, bei denen der elektrische Widerstand zweier Drahtspulen festgestellt wird, von denen die eine durch eine Dehnung des Geräts gestreckt und die andere verkürzt wird. Die Messungen erhielten für Boden- und für Wasserdruck je eine besondere Eichkurve. An die Stelle der Carlson-Instrumente können ohne weiteres die in Deutschland gebräuchlichen

Maihak-Geräte gesetzt werden. Die sonst recht beliebten SR-4 Streifengeber, einfache Papierstreifen mit einigen Windungen von Widerstandsdraht, wurden wegen ihrer Alterungserscheinungen, der Schwierigkeiten bei der Abdichtung gegen das Wasser und der Nullpunktfehler nicht genommen.

Je drei Anker wurden mit zwei gegenüberliegenden elektrischen Spannungsmessern besetzt und durch einen Kasten abgedichtet. Später ergaben sich dadurch Schwierigkeiten, daß die Zuleitungskabel infolge der Setzung der Hinterfüllung zum größten Teil nacheinander abrissen. Es gelang jedoch, aus den verbleibenden Geräten die ausgefallenen Anzeigen der übrigen zu rekonstruieren.

Mehrere Bodendruckdosen wurden auf lange Stahlbleche montiert, die durch jeweils zwei Stahlrippen ausgesteift waren. Zwei Bleche wurden auf der Innen- und eins auf der Außenseite der Spundwand durch Taucher in die Wellentäler hineingedrückt und durch zwei Federn festgehalten. Nur am oberen Ende wurden sie mit der Spundwand verschweißt. Schwierigkeiten traten durch frühzeitige Nullpunktfehler, nicht ganz befriedigendes Funktionieren der Reibungsfedern, Beschädigungen der Meßdosen beim Einbau und gerissene Kabel

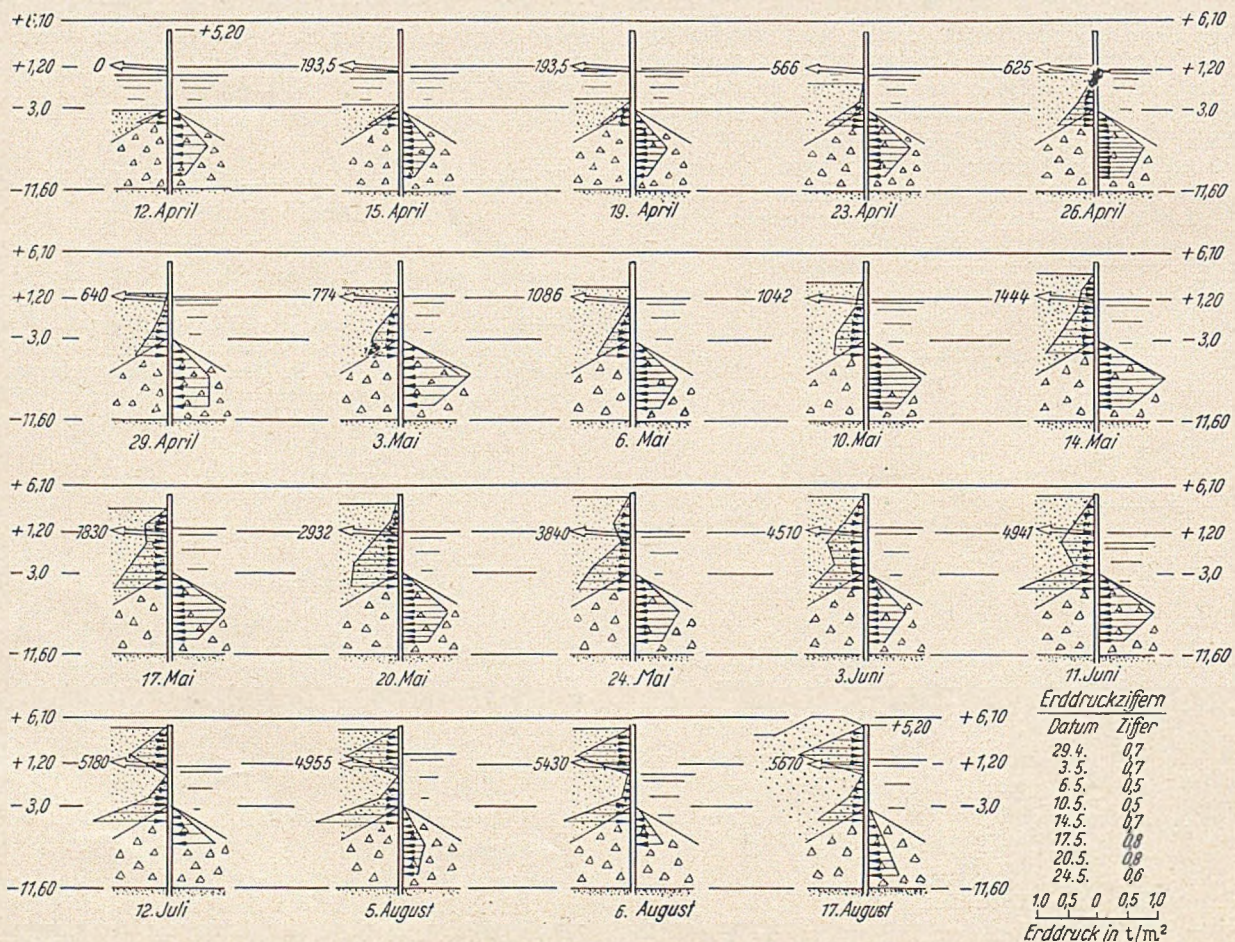


Abb. 2. Gemessene Erddruckverteilungen während und nach der Hinterfüllung des Spundwandbauwerkes.
1. Ankerzüge in kg je lfd. Wand. 2. Wasserdruck wurde fortgelassen.

auf. Die Messungen im Steindamm litten außerdem unter der Grobkörnigkeit des geschütteten Materials.

Die Messung der Wasserstände in der Hinterfüllung durch 12 bis 19 mm Standrohre mit Filter bietet nichts besonderes, da der gespülte Boden durchlässig genug war, um keinen Porenwasserüberdruck aufkommen zu lassen.

Die Durchbiegungen der Spundwand wurden auf einen Stahlträger bezogen, dessen senkrechte Lage durch eine Libelle auf seiner Oberkante kontrolliert werden konnte. Die Ab-

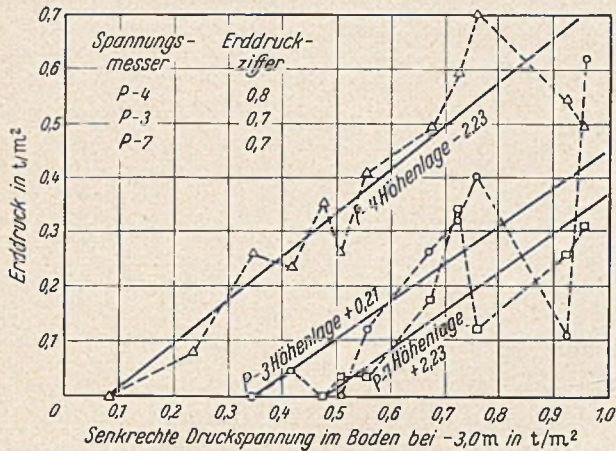


Abb. 3. Bestimmung der Erddruckbeiwerte während der Hinterfüllung aus den Aufzeichnungen der Bodendruckdosen.

stände zwischen Spundwand und Träger wurden durch eine verschiebbliche Meßuhr bestimmt.

Für die Beobachtung der Längenänderungen des Ankers und der Gesamtverschiebung der Wand hatte man eine Stahlmarke auf den Holm der Schrägpfähle gesetzt. Jedoch fielen die Längenmessungen so ungenau aus, daß man auf sie verzichtete und sich mit der relativen Durchbiegung der Wand begnügte.

Bei der Auswertung der Meßergebnisse (Abb. 2) wurde besonderes Augenmerk auf die Erfassung der Erddruckverteilung gerichtet. Dazu war es nötig, die unmittelbaren Druckmessungen mit den Beobachtungen der Durchbiegungen und Ankerkräfte in Einklang zu bringen. Man bestimmte daher zunächst die Erddruckziffern aus den Anzeigen der Bodendruck-

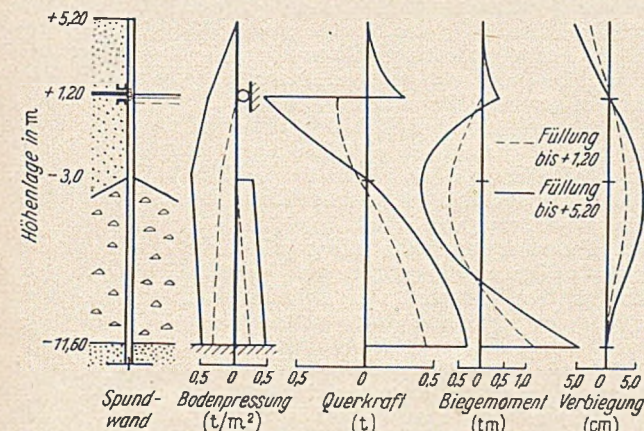


Abb. 4. Statische Untersuchung der Spundwand.

dosen und dem bekannten Gewicht der Hinterfüllung unter der Voraussetzung, daß der Wandreibungswinkel Null betrug. Dann mußte wegen des Fehlens von Spannungsmessungen längs der Spundwand eine Annahme über die Art der Auflagerung der Wand getroffen werden. Man wählte als Einspannpunkt die Oberkante der festen Schicht, die auf $-11,60$ liegt. Damit konnten dann die Durchbiegungen und die Ankerkräfte errechnet werden. Beide wurden mit den Messungen verglichen.

Während der verschiedenen Stadien der Hinterfüllung erhielt man die Erddruckbeiwerte durch Auftragen der Bodengewichte γh , bezogen auf die Höhe $-3,0$, gegen die gemessenen waagrechten Bodendrucke (Abb. 3). Die Neigung der Ausgleichsgeraden ergibt dann die Erddruckbeiwerte, die in der Hinterfüllung i. M. $0,7$ betragen (Abb. 2).

Eine gleiche Auswertung der Messungen für den Steindamm war wegen der Größe des Kornes nicht möglich. Bei einem Reibungswinkel von 32° errechnet sich die aktive Erddruckziffer dort zu $0,3$ und die Ruhedruckziffer zu $0,5$. Die erstere wurde gewählt, obwohl sich die Wand nur im oberen Teil des Damms stärker durchbiegt (Abb. 4). Die Erddruckwerte der Hinterfüllung auf $-3,0$ und des Damms auf $-11,60$ wurden geradlinig verbunden. Man setzte dabei voraus, daß die Wirkung des Damms, die darin bestand, daß der Druck

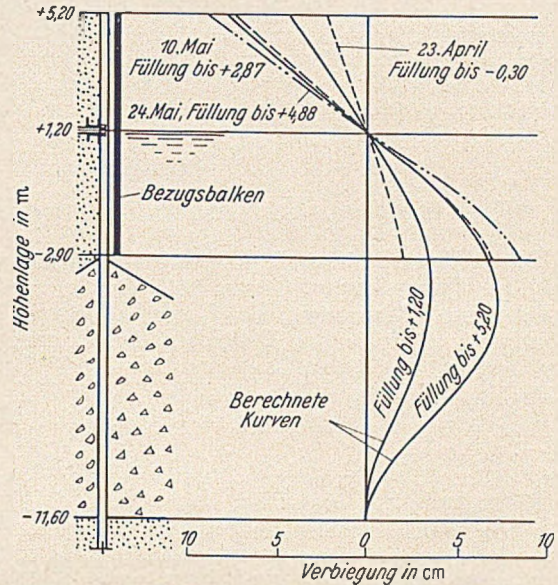


Abb. 5. Gemessene und beobachtete Biegelinien.

der Hinterspülung durch den Widerstand der Schüttung auf den tieferen Untergrund übertragen wurde, stufenweise mit der Tiefe zunahm. Die Messungen des Erdwiderstandes der Steinschüttung (Abb. 2) zeigten eine Zunahme um $2,44 \text{ t/m}^2$, sobald die Hinterfüllung von $+1,20$ auf $+5,20$ gebracht war. Wegen der natürlichen Abböschung der Schüttung mußte die Erdwiderstandsziffer bei $+1,20$ gleich der Erddruckziffer $0,3$ sein. Der Wasserstand konnte für die Berechnungen auf beiden Seiten der Wand in der Höhe $+1,20$ angesetzt werden.

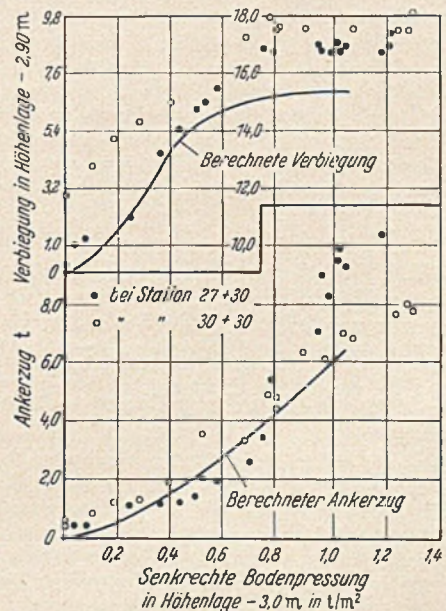


Abb. 6. Vergleich der gemessenen und beobachteten Durchbiegungen auf Höhe $-2,90$ und der Ankerkräfte.

Die Wand wurde in der üblichen Weise berechnet (Abb. 4). Die erhaltenen Biegelinien wurden mit den beobachteten verglichen (Abb. 5). Während die Form der Kurven gut übereinstimmt, waren die berechneten Größen zu klein. Im allgemeinen liegt die gemessene Durchbiegung auf $-2,90$ um 20% höher als die berechnete. Man sieht dies noch deutlicher aus einer Gegenüberstellung der Durchbiegungen in dieser Höhe

für die verschiedenen Hinterspülungsflächen (Abb. 6). Besser treffen die berechneten Ankerkräfte zu. Die großen Werte für den Querschnitt $30 + 30$ sind auf einen erhöhten Wasserstand hinter der Wand zurückzuführen.

Während die Erddruckverteilung bei der Hinterfüllung durchgehend dreieckförmig verlief, zeigten sich nach Beendigung der Bauarbeiten erhebliche Druckverlagerungen (Abb. 2). Der Erddruck zwischen Ankergrutung und O. K. Steindamm nahm ab, der Erddruck darüber und die Ankerkraft zu. Die Ursache hierfür liegt in erster Linie in der Setzung der Hinterfüllung, insbesondere der schluffigen Tonschicht zwischen $-11,60$ und $-9,80$, die eine hohe Zusammendrückbarkeit besitzt. Infolge der Setzung stützt sich der oberliegende Boden auf die Anker ab, einmal durch Längsgewölbe von Anker zu Anker,

dann aber auch durch solche zwischen Wand und Ankerpfählen. Infolge der Durchbiegung der Anker wird nämlich die Spundwand landeinwärts gezogen und erzeugt den als Widerlager dienenden Erdwiderstand, während die andere Seite des Bogens auf den Verankerungspfählen ruht und diese zusätzlich, u. U. sogar bis zum Bruch, beansprucht.

Aus den Untersuchungen ergibt sich ferner, daß das größte Biegemoment und die größte Ankerkraft nicht gleichmäßig auftreten. Das erstere stellte sich beim Hinterspülen ein, die letztere nach dem Setzen der Hinterfüllung. Eine Gewölbebildung in senkrechter Richtung wurde nicht beobachtet. [Nach C. M. Duke: Field Study of a Sheet Pile Bulkhead, Proc. Amer. Soc. Civil Engineers 78 (1952), Separate Nr. 155.]

Edgar Schultze, Aachen.

Buchbesprechungen und Neuerscheinungen.

Graf, Otto: Versuche über die Widerstandsfähigkeit von geschweißten Querträgeranschlüssen bei oftmals wiederholter Belastung. Munzinger, F.: **Versuche mit Ellira-Schweißungen.** (Berichte des Deutschen Ausschusses für Stahlbau, herausgegeben vom Deutschen Stahlbau-Verband, Köln a. Rh., Heft 17.) 48 S., 29 u. 30 Abb., Gr. 20 · 28,5 cm. Berlin-Göttingen-Heidelberg: Springer-Verlag, 1952. Geh. DM 10,—.

Beide Berichte erstrecken sich über Versuche, deren Planung und Durchführung bereits längere Zeit zurückliegen.

Die Bedeutung der erprobten geschweißten Trägeranschlüsse ergibt sich schon aus der Tatsache, daß genietete Längsträgeranschlüsse namentlich bei Eisenbahnbrücken die meist gefährdeten Stellen waren. In vielen Fällen war es schon schwierig, die zur Übertragung der Querkraft erforderlichen Niete unterzubringen. Die Einflüsse der Nietzugbeanspruchungen und der bei geschweißten Ausführungen vermeidbaren Anschlußmomente wurden gar oft vernachlässigt. Erschwert wurde die sachgemäße bauliche Arbeit dann noch durch die 1925 von der Deutschen Reichsbahn (GE) eingeführten vergrößerten Nietabstände. Diese durch keinerlei Erfahrung oder rechnerische Nachweise bedingte Maßnahme erforderte auch bis in die jüngste Zeit hinein vermehrten Baustoffaufwand. Um so wichtiger ist daher die sehr eingehende Veröffentlichung der Versuchsergebnisse, welche dem Konstrukteur als wesentliche Verbesserung solcher Trägeranschlüsse besonders willkommen sein dürfte.

Kaum weniger wichtig sind die im 2. Teil beschriebenen Vergleichsversuche zwischen dem automatischen „Ellira-Schweißverfahren“ und handgeschweißten Ausführungen. Im Hinblick auf die weit verbreitete Anwendung der elektrischen Lichtbogen-Schweißung im Stahlbau liefert der Bericht dem ausführenden Ingenieur wertvolle Aufschlüsse, zumal die Ergebnisse in einer Zusammenfassung übersichtlich erläutert sind.

W. Rein, Tübingen.

Happach, V.: Technisches Rechnen. Erster Teil: Regeln, Formeln und Beispiele für das Rechnen mit Zahlen und Buchstaben zum Gebrauch in Werkstatt, Büro und Schule (= Werkstattbücher, Herausgeber Dr.-Ing. H. Haake, Hamburg, Heft 52). 5. Aufl. Mit 55 Abb., 66 S., Gr.-8°. Berlin-Göttingen-Heidelberg: Springer-Verlag, 1952. Geh. DM 3,60.

Durch die Auflagenziffer (25. bis 30. Tausend) wird bereits der Wirkungsgrad des Heftes gekennzeichnet. Es bringt in kurzer Zusammenstellung eine große Anzahl von elementaren Rechenregeln, wobei bis zu den trigonometrischen Funktionen und den Logarithmen sowie den Differentialquotienten und den einfachsten Potenzreihen gegangen wird. Es handelt sich um eine Zusammenstellung und Erläuterung des Gebrauchs der Formeln; die Beweise sind unterdrückt, dafür aber zahlreiche Rechenbeispiele durchgeführt. Die Wirtschaftlichkeit der Rechenverfahren wird überall berücksichtigt (z. B. abgekürzte Multiplikation und Division). Mit Rücksicht auf den Leserkreis ist an manchen Stellen die volle mathematische Begriffsschärfe nicht angewandt worden (vgl. z. B. die Näherungsformel „ $\sin x = \operatorname{tg} x = \operatorname{arc} x = \bar{x}$ für $x < 0,1$ “ auf S. 41). Das Werk wird in der vorliegenden Form sicherlich zahlreiche weitere Anfänger in die Rechenverfahren der Praxis einführen können.

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

Waffenschmidt, Walter G., Dr.-Ing. Dr. rer. pol. o. Prof. der Volkswirtschaftslehre an der Wirtschaftshochschule Mannheim, Honorarprofessor an der Universität Heidelberg: **Technik und Wirtschaft der Gegenwart** (= Enzyklopädie der Rechts- und Staatswissenschaft, Abteilung Staatswissenschaft). 324 S., Gr.-8°, mit 25 Abb. Berlin-Göttingen-Heidelberg: Springer-Verlag, 1952. Ganzl. 24,60 DM.

Die Abteilung Staatswissenschaft der obigen Sammlung ist seit 1950 mit mehreren Bänden neu belebt worden, wozu der Herausgeber, E. Preiser, etwa folgendes ausführt: „Unsere Welt hat sich verändert, seit die alte Reihe erschienen ist, gründlicher und schneller als jemals, und mit der Realität haben sich die Vorstellungen über Staat und Wirtschaft gewandelt. Neue Probleme sind aufgetaucht, von denen damals nicht die Rede war, neue Fragestellungen und Betrachtungsweisen wie die Keynesche haben die Wissenschaft revolutioniert. Aber auch abgesehen vom äußeren Anlaß haben sich beide Disziplinen, die Wissenschaft vom Staat und die von der Wirtschaft, aus innerer Logik weitergebildet, so sehr, daß die Generation des ersten Weltkrieges den Gegenstand, den sie einst studierte, kaum wiedererkennt. Das Kennzeichen dieser Entwicklung ist beidemal der geradlinige Weg zu größerer Wirklichkeitsnähe und zugleich zu größerer Exaktheit.“

Was die Leere vom Staat betrifft, so geht die moderne „Politik“ weit hinaus über die alte Staatsphilosophie, über die Ansätze der Staatssoziologie und natürlich auch über die rein juristische Betrachtung des Staates, wenn sie den historischen Stoff aus Vergangenheit und Gegenwart mit wissenschaftlicher Akribie ordnet und vergleicht, um, was auch immer in der Verfassung steht, den Teil unseres sozialen Lebens darzustellen, den die angelsächsische Welt mit dem treffenden Ausdruck „Government“ bezeichnet: das Zustandekommen der Regierung, die Funktionen der Bürokratie, die Wirksamkeit der politischen Gruppen und vieles andere. So entsteht eine wirklichkeitsnahe Lehre vom Staat.

Den Hauptteil der Reihe bildet jedoch die Lehre von der Wirtschaft. Die Annäherung an die Wirklichkeit ist hier nicht minder sichtbar, aber sie erfolgt beileibe nicht auf dem Wege, den einst die historische Schule versuchte. Im Gegenteil, die Theorie breitet sich aus, sie durchdringt alle Teildisziplinen, aber indem sie selbst ihre Modelle immer mehr differenziert und ihre Abteilungen immer mehr mathematisiert, gewinnt sie an praktischer Anwendbarkeit und Exaktheit. Die Zeit, als die Finanzwissenschaft, die Wirtschaftspolitik mit ihren vielen Teilgebieten und die Betriebswirtschaftslehre unverbunden neben der Wirtschaftstheorie standen, ist vorbei, niemand bestreitet mehr ernstlich, daß es im Grunde nur eine Lehre von der Wirtschaft gibt. Die einzelnen Bände zeigen die einheitliche Linie, die heute durch alle Zweige der Wirtschaftswissenschaft geht.“

Von den neuen Bänden seien erwähnt W. Eucken: Die Grundlagen der Nationalökonomie; E. Gutenberg: Grundlagen der Betriebswirtschaftslehre; F. Lütge: Deutsche Sozial- und Wirtschaftsgeschichte.

Der vorliegende Band „Technik und Wirtschaft der Gegenwart“ will die für den Nationalökonom wie für den Techniker wesentlichen Beziehungen zwischen den beiden Gebieten aufzeigen, nicht die Probleme der Wirtschaft und der Technik als solche. Vor allem aber ist es dem Verfasser darum zu tun, die Problematik herauszuarbeiten, die das Verhältnis von Technik und Wirtschaft in unserer Gegenwart kennzeich-

net. Er spannt den Bogen weit von der Eigenart der neuesten Technik und ihrer stürmischen Entwicklung zu den technischen und wirtschaftlichen Fragen im Betrieb, von den Erscheinungen des praktischen Lebens zu den soziologischen Tatbeständen und zu den philosophischen Hintergründen.

Als Aufgabe war gestellt:

1. Es soll dem technischen Praktiker die allgemeine geistige Verankerung der Technik in der Wirtschaft und der Gesellschaft gezeigt werden.

2. Dem Wirtschafts- und Rechtswissenschaftler, der auch allzusehr spezialisiert ist, sollen die hauptsächlichsten Erscheinungen auf dem Gebiet der Sachgestaltung in ihrem heutigen Wesen geschildert werden.

3. Für alle akademischen Disziplinen soll der Bestand an Anschauung wichtiger Lebensgebiete vermehrt werden, den der Schüler leider immer weniger aus dem Erlebnis und der Lehrzeit von der Hochschule mitbringt, obwohl sich die Technik über mangelndes Interesse der Jugend nicht beklagen kann.

Der Inhalt des Buches, insbesondere mit den Abschnitten Natur und Technik, die Quellen des Fortschritts, Einordnung der Technik in Wirtschaft und Zivilisation, die Rationalisierung, die wirtschaftliche Rationalisierung, Überbetriebliche Ordnung, Ethik in Technik und Wirtschaft der Gegenwart, ist ungemein reichhaltig und mit wenigen Worten nicht zu umschreiben.

Da Vorkenntnisse nicht vorausgesetzt sind, wäre dem Band „Technik und Wirtschaft der Gegenwart“, und darüber hinaus der ganzen Sammlung auch in den Kreisen der Bauingenieure recht weite Verbreitung zu wünschen. Gerade im Zeitalter der zunehmenden Spezialisierung, in der die „Allgemeinbildung“ häufig stark zu kurz kommt, begrüßen wir derartige Bücher, die geeignet sind, auch dem zur Einseitigkeit neigenden Techniker neue Ausblicke zu eröffnen und genauere Einblicke in fremde Arbeitsbereiche zu bieten.

F. Schleicher, Dortmund.

Grundlagen und Anwendungen des Dehnungsmeßstreifens. Bearb. von Dr. rer. nat. Kurt Fink, Düsseldorf. 219 S. Gr. DIN A 5, mit 171 Abb. u. 7 Tafeln. Düsseldorf: Verlag Stahleisen m.b.H., 1952. DM 20,—.

Das Buch enthält die auf der Vortragstagung über „Grundlagen und Anwendungen des Dehnungsmeßstreifens“ gehaltenen Referate und Diskussionsbeiträge. Nach Ausführungen über Aufbau und Eigenschaften der Dehnungsmeßstreifen wird ihre Handhabung erläutert, wobei auf die Fehlermöglichkeiten durch Hysterese und Kriechen hingewiesen ist. Auch die für die Anwendung erforderlichen Verfahren der elektrischen Meßtechnik werden eingehend behandelt. In zahlreichen Einzelaufsätzen werden die Anwendungsmöglichkeiten für statische und dynamische Messungen aufgezeigt und an Hand von durchgeführten Messungen näher besprochen. Der geringe Platzbedarf des Gebers und seine leichte Unterbringung an der Oberfläche beliebig geformter Proben erlauben, Messungen von Formänderungen und Spannungen durchzuführen, die mit den bisher zur Verfügung stehenden Meßgeräten kaum in Angriff genommen werden konnten. Insbesondere bei Messungen an stark beschleunigten Bauteilen kommen heute nur Dehnungsmeßstreifen in Betracht.

Da bisher in Deutschland die Anwendung des Dehnungsmeßstreifens noch verhältnismäßig jung ist, bietet die Zusammenstellung der Anwendungsmöglichkeiten und der bisherigen praktischen Ergebnisse für alle, die sich mit solchen Messungen beschäftigen, eine wertvolle Bereicherung ihres eigenen Erfahrungsschatzes. Wer dieses Meßverfahren bisher noch nicht kannte, wird sich mit großem Vorteil dem Studium der vorliegenden Ausführungen widmen.

O. Steinhardt, Karlsruhe.

Girkmann, Karl, Prof. Dr.-Ing., Wien und Erwin Königshofer, Dr.-Ing., Obering., Wien: Die Hochspannungs-Freileitungen. 2. erweit. Auflage. 655 S., 592 Abb. und 124 Zahlentafeln. Gr. 18 · 25 cm. Wien: Springer-Verlag, 1952. Ganzl. DM 94,—.

Dieses Handbuch gibt einen vollständigen Überblick über alle mit dem Freileitungsbau zusammenhängenden Fragen.

Von den neun Abschnitten befassen sich die ersten drei mit dem elektrotechnischen Teil. Während die Theorie nur insoweit dargestellt wird, als es zur numerischen Erfassung der Kennwerte und zur quantitativen Beurteilung der elektrotechnischen Vorgänge einer Freileitung erforderlich ist, werden die Ausbildung, die elektrische und die mechanische Berech-

nung der Leiter, der Isolatoren sowie der Armaturen eingehend beschrieben. Fast die Hälfte des Werkes umfaßt die Darstellung des Mastbaues. Der eingehenden Behandlung der Berechnung und Konstruktion der Maste aus Stahl, Holz und Stahlbeton geht jeweils eine Darstellung der Baustoffe sowie der theoretischen Grundlagen voraus. Bei den Berechnungsverfahren ist besonderer Wert auf die Anwendungsmöglichkeit für die praktische Entwurfsarbeit gelegt. Ihrem erheblichen Anteil an den Gesamtkosten entsprechend ist der Gründung ein eigener Abschnitt eingeräumt, der nach einer Beschreibung der verschiedenen Gründungsarten die gebräuchlichen Berechnungsverfahren wiedergibt.

Nachdem in den ersten fünf Abschnitten das jeweils Erforderliche aus den beteiligten Fachgebieten dargestellt ist, behandelt der sechste Abschnitt Fragen der Gesamtplanung. Die übrigen Abschnitte beziehen sich auf die Baudurchführung — Vorarbeiten, Montage — und auf die Störungen, die im Betrieb von Freileitungen auftreten können. Jedem Abschnitt ist ein Verzeichnis der einschlägigen Literatur beigefügt. Der Anhang enthält Auszüge aus Vorschriften verschiedener Länder.

Ph. Stein, Aachen.

Stahlbau-Tagung München 1952. (= Abh. aus dem Stahlbau, Heft 12.) Herausgegeben vom Deutschen Stahlbau-Verband, Köln. 231 S., DIN A 5, Bremen-Horn: Industrie- und Handelsverlag Walter Dorn G.m.b.H., 1952. Brosch. DM 9,—.

Das Heft gibt die auf der Tagung gehaltenen Vorträge wieder. Nach der Eröffnungsansprache Herrn v. Oswalds zieht G. Worch im ersten Fachvortrag, Rahmenberechnung so oder so, eine gründlich vorbereitete Bilanz dieses nach vielen Richtungen hin bearbeiteten Themas. Bei den Ausführungen von H. P. Witt über die Westfalenhalle interessieren besonders die Mitteilungen über Vorläufer der Dortmunder Halle. K. Klöppel gibt in seinem Vortrag, zur Einführung der neuen Stabilitätsvorschriften, einen Überblick über diese Zusammenfassung langjähriger Forschungsarbeiten im Knick-ausschub. A. Walther berichtet über moderne mathematische Maschinen und Instrumente und ihre Anwendungsmöglichkeiten auf Probleme des Stahlbaues. Er behandelt damit ein Gebiet, das für die Beziehung zwischen Technik und Mathematik im Zeichen des Übergangs zur Kontinuumsmechanik von akuter Bedeutung ist. In seinem Vortrag, über die Grenzen wirtschaftlicher Verwendung hochfester Stähle im Stahlbrückenbau, setzt sich O. Erdmann mit der Forderung nach Stählen höherer Festigkeit und den wirtschaftlich gegebenen Grenzen auseinander. K. Schüßler beschließt die Vortragsreihe mit einer Darstellung der Brückenbauprobleme Kölns. Seine Ausführungen legen Zeugnis ab von der Leistungsfähigkeit der deutschen Stahlindustrie.

Ph. Stein, Aachen.

John, Richard: Hochbaukonstruktionen, Rechnungsbeispiele aus der Praxis. 208 S. mit 181 Textabbildungen und 47 Tafeln. Wien: Springer-Verlag, 1952. Geb. DM 27,—.

Die im Bauwesen auftretenden statischen Aufgaben lassen sich meist auf eine größere Anzahl typischer Beispiele zurückführen. Die Durchrechnung solcher typischen Konstruktionen kann wesentlich die Arbeit im Baubüro erleichtern, vereinfachen und verbilligen. Wie wichtig es ist, solche Unterlagen zu schaffen, hat vor kurzem erst Prof. von Halasz auf der Tagung der Rationalisierungsgemeinschaft Bauwesen im RKW überzeugend dargelegt. Deshalb ist das Buch von John sehr zu begrüßen, das neben einem kurzen allgemeinen Abschnitt zunächst 25 Berechnungsbeispiele für die Lösungen von Grundaufgaben zur Bestimmung von Stützendrücken und Momenten am freiaufliegenden und durchlaufenden Träger bringt und danach rund 80 praktische Beispiele aus dem Hochbau, endlich in einem 3. Teil 48 Tafeln mit zulässigen Spannungen, Knickzahlen, Rechteckquerschnitten usw. usw. Das sorgfältig durchgearbeitete und gut ausgestattete Buch wird jedem Baufachmann sehr nützlich sein, der mit solchen Berechnungen zu tun hat.

Reg.-Baumeister L. Sautter, Stuttgart.

Wüsthoff, A., Dr. jur., Rechtsanwalt u. Notar, Lehrbeauftragter f. Wasserrecht an der TU. Berlin: Einführung in das Deutsche Wasserrecht. 171 S., Gr. DIN A 5. Berlin-Bielefeld-München: Erich Schmidt-Verlag, 1953. Kart. DM 8,80.

Diese aus Vorlesungen an der Techn. Universität Berlin entstandene Schrift schwächt durch ihre gemeinverständliche

Ausdrucksweise die weit verbreitete Meinung ab, daß das Wasserrecht ein außerordentlich verwickeltes Gebiet sei, obwohl es doch greifbare Gegenstände der Natur zu behandeln hat. Sie beschreibt die Grundprobleme des Wasserrechts sowie die einzelnen Materien und zeigt, auf welchem Wege man für die Bearbeitung einzelner Fälle weiterfinden kann. Dabei sind trockene systematische Aufzählungen möglichst vermieden. Stets ist kurz angedeutet, aus welchem Grund die einzelnen Regelungen getroffen sind und welche praktischen Zwecke mit ihnen im Dienste der Wasserwirtschaft verfolgt werden. Der Mangel, daß unsere Wassergesetze eine gute Ordnung des bürgerlichen Rechts und des Verwaltungsrechts sowie eine geschickte Rechtstechnik zwar voraussetzen, aber nicht vorfinden, wird durch diese Einführung wesentlich gemildert. Den Studierenden, dem Wasserwirtschaftler und Ingenieur, der vor eine sachdienliche Behandlung wasserrechtlicher Fälle gestellt wird, dem Verwaltungsanwärter, dem in ein wasserwirtschaftliches Dezernat plötzlich versetzten Referenten, dem Richter, Rechtsanwalt, Verwaltungsrechtsrat und Syndikus kommunaler oder industrieller Unternehmungen wird das Buch ein wertvoller Berater sein. E. Marquardt, Stuttgart.

Schoklitsch, A., Prof. Dr., Techn. Dipl.-Ing., Dr.-Ing. h. c., Tucuman, Argentinien: Der Grundbau, Handbuch für Studium und Praxis. 2. Neubearb. u. vermehrte Aufl., 457 S., Gr. 21 · 27,5 cm, mit 782 Abb. u. 43 Zahlentafeln. Wien: Springer-Verlag, 1952. Ganzleinen mit Schuber DM 87,—.

Es ist bedeutsam, daß es dem auf dem Gebiet des Grundbaues seit Jahrzehnten tätigen Kollegen Schoklitsch gelungen ist, das Gesamtgebiet des Grundbaues in einer klaren Extraktform zusammenzufassen. Der eingehenden Behandlung des Baugrundes schließen sich die vorbereitenden Arbeiten, die Baugrube und die verschiedenen Gründungsformen in den einzelnen Kapiteln an. Der theoretischen Behandlung der verschiedenen Gründungsformen folgen eine ganze Anzahl von Abbildungen und Ausführungsformen.

Es ist zu begrüßen, daß den einzelnen Unterkapiteln eine Schriftumsübersicht beigegeben ist, wenn sie auch nicht die

neueste Literatur während und nach dem Kriege enthält, obwohl im Buch selbst die neuesten Gründungsformen, Bauverfahren und Erkenntnisse behandelt sind. Das liegt wohl an dem Umstand, daß dem Verfasser in Argentinien wahrscheinlich nicht alles erforderliche Schrifttum zur Verfügung stand. Es wird auch zum Teil auf Firmenprospekte anstatt auf die Originalaufsätze hingewiesen.

Das Handbuch gibt dem Studenten und dem Kollegen in der Praxis die wertvolle Möglichkeit, sich schnell einen Überblick über die einzelnen Gebiete zu verschaffen. Der Springer-Verlag hat Zeichnungen, Abbildungen und Druck in der altbewährten Form herausgebracht.

Prof. Dr. Dr. Agatz, Bremen.

VOB, Verdingungsordnung für Bauleistungen, Fassung 1952. Teil A: Allgemeine Bestimmungen für die Vergabe von Bauleistungen (DIN 1960 — Fassung 1952). — Teil B: Allgemeine Vertragsbedingungen für die Ausführung von Bauleistungen (DIN 1961 — Fassung 1952). — Teil C: Technische Vorschriften für Bauleistungen im Hochbau (DIN 1962—1985). — Teil D: Technische Vorschriften für Bauleistungen im Tiefbau (DIN 4135). Im Auftrage des Deutschen Verdingungsausschusses für Bauleistungen, herausgegeben vom Deutschen Normenausschuß. 172 S., Gr. DIN A 5, Halbleinen 5,50 DM. VOB, Teil A und B, Fassung 1952, DIN A 5, 36 S. Brosch. 1,60 DM.

Beide Werke sind gleichlautend in den folgenden vier Verlagen erschienen: Bauwelt Verlag Ullstein A.G., Berlin; Beuth-Vertrieb G. m. b. H., Berlin W 15 / Köln; Verlagsgesellschaft Rudolf Müller, Köln-Braunsfeld, Werner-Verlag G. m. b. H., Düsseldorf-Lohausen.

Dahlhaus, Carl, Dr.-Ing., Wasserwerksdirektor a. D., Hannover: Wasserversorgung. (= Teubners Fachbücher für Hoch- und Tiefbau) 2. Aufl. 162 S., Gr. 16,5 · 25,5 cm, mit 127 Bildern. Leipzig: B. G. Teubner Verlagsgesellschaft, 1953. Geb. 7,90 DM. Best.-Nr. 9398.

Ausbeulen rechteckiger Platten unter Druck, Biegung und Druck mit Biegung. Tabellen der Beulwerte k. Vgl. Heft 26 der Mitt. Institut an der ETH, das im Bauingenieur 28 (1953) S. 147 aufgeführt wurde. 6 Tabellen, Gr. DIN A 4, Verband Schweizerischer Brückenbau- und Stahlhochbau-Unternehmungen, Zürich, Mai 1953. Sfr. 6,—.

Westdeutscher Wasserwirtschaftsverband, Essen, Jahresversammlung am 6. u. 7. Oktober 1952 in Goslar (Harz). 163 S., Gr. DIN A 5, mit zahlreichen Abb. Geschäftsstelle, Essen, Kronprinzenstraße 24.

Verschiedenes.

C. Usinger 70 Jahre.

Am 25. Juli vollendete Präsident i. R. Carl Usinger in Hamburg-Rahlstadt, Meindorfer Weg 8, sein 70. Lebensjahr. Viele Straßen- und Brückeningenieure entbieten dem Jubilar aus diesem Anlaß herzlichste Glückwünsche. Möge ihm nach einem erfolgreichen Berufsleben ein weiterhin glücklicher Lebensabend bei guter Gesundheit in Verbindung mit seiner Familie und seinen zahlreichen Freunden beschieden sein.



Carl Usinger wurde als Försterssohn am 25. Juli 1883 bei Itzehoe in Schleswig-Holstein geboren. Die Diplom-Hauptprüfung legte er an der Technischen Hochschule in Hannover ab.

U. war während seiner langen Berufsjahre vor allem ein Freund und unermüdlicher Förderer der jungen Ingenieure. Den von ihm geleiteten Baubehörden gaben immer die jungen Kräfte, die er mit sicherem Gefühl nach Können und Charakter ohne Vorurteil um sich zu sammeln und anzusetzen verstand, das Gesicht und den lebendigen Inhalt, ohne jedoch jemals den Normen einer guten Verwaltung zu widersprechen. Ingenieure und Architekten beschäftigte er am liebsten gemeinsam am gleichen Werk, und beide lernten miteinander, im großen und im kleinen zu gestalten und zu planen. Viele sind mit den Jahren durch seine Schule gegangen. Sie danken ihm heute aufrichtig und gern für die erfreulichen Jahre gemeinsamen fruchtbaren Schaffens und Wachstums.

U. leitete von 1923 bis 1934 das Zentrale Brückenbauamt der Stadt Berlin, das er aus kleinen Anfängen entwickelte. Viele hervorragende Leistungen sind an seinen Namen geknüpft. Bei seinem Ausscheiden 1934 aus der Kommunalverwaltung endete die große Zeit des städtischen Brückenbauamtes. Von 1934 bis nach dem Zusammenbruch 1945 leitete U. die Oberste Bauleitung Berlin der Reichsautobahnen. Auch hier baute er die Behörde auf und schuf mit ihr den Berliner Außenring der Reichsautobahnen, seine Einführung zur Innenstadt über die Avus sowie wesentliche Teile der Außenstrecken. Im Jahre 1937 wurden ihm durch den Generalinspektor für das deutsche Straßenwesen Planung und Entwurf der Elbehochbrücke in Hamburg anvertraut. Es ging hier um eine Hängebrücke von 750 m Hauptstützweite für Autobahnen-, Straßen- und Eisenbahnverkehr, zweigeschossig, 44 m breit, rd. 80 m über der Elbe bei Othmarschen mit rd. 180 m hohen Steinpylonen.

Im Jahre 1946 berief die damalige Straßen-Bau- und -Verkehrs-Generaldirektion Usinger nach Bielefeld, wo er 1947 die Leitung des Straßenzentralamtes und den Posten des Generaltreuhänders der Reichsautobahnen übernahm. Diesen Stellen stand er unter schwierigen Verhältnissen bis zu seinem Übergang in den Ruhestand im Jahre 1950 vor.

Usinger war Mitglied des Deutschen Normenausschusses mehr als 25 Jahre lang. Er führte bis in den Ruhestand hinein den Vorsitz in der Arbeitsgruppe Straßenbrücken. Literarisch trat er in richtungweisenden Aufsätzen über den Brücken- und Autobahnbau hervor, wobei ihm ein besonderes wissenschaftliches Anliegen das Problem der Moorsprengungen war. Der Abschnitt „Brückenbau“ der 26. Auflage der „Hütte“ trägt seinen Namen als Verfasser. Im ersten Weltkrieg war er Stabsoffizier der Eisenbahntruppe. Alles in allem erfüllte sich bei ihm ein gesegnetes Leben der Arbeit in vielen guten und manchen schweren Tagen. Es zeigte ihm immer in der vorbildlichen Haltung des deutschen Beamten.

W. Tischer, Bonn.

Fritz Ebener, Essen, 65 Jahre.

Herr Baumeister Fritz Ebener, alleiniger Inhaber der Firma Fritz Ebener, Stelcon-Industrieböden, Essen, feierte Ende Mai 1953 seinen 65. Geburtstag. E. widmete seine Lebensarbeit besonders den Industrieböden, dem alten Sorgenkind der Technik. Um die Zähigkeit und den Verschleißwiderstand solcher Estriche zu erhöhen, setzte ihnen E. bereits nach dem ersten Weltkrieg Gußeisenpläne zu. Mit systematischen Untersuchungen förderte er die Technologie des Hartbetons und schuf schließlich die Stelcon-Panzerbeton-Böden und für besonders schwere Beanspruchungen schließlich auch die Stelcon-Ankerplatte, die gegenüber den Gußeisenplatten eine bedeutende Materialersparnis ergibt. Mit der Gründung seiner Firma im Jahre 1919 legte Ebener, den man wohl als den Vater des Hartbetons ansprechen darf, das Fundament für die Entwicklung der Hartbetonbranche im Bauwesen, als deren unbeirrbarer Verfechter und Wortführer er seither wirkt. Er genießt im In- und Auslande den Ruf eines ausgezeichneten Experten auf diesem Gebiete.

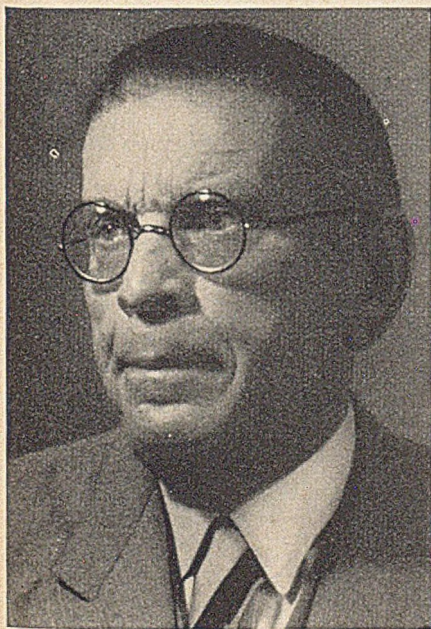
Sehr bald erkannte E. aber auch die Problematik des Begriffes „Verschleißwiderstand“ und der Ermittlung dieser Eigenschaft. In Zusammenarbeit mit Forschungs- und Prüfinstituten rang er um die Klärung dieses Begriffes, setzte sich für eine Normung der Hartbetonbeläge, der Hartbetonzuschlagstoffe und der Prüfverfahren ein und war einer der eifrigsten Förderer dieser Normungsarbeit. E. hat bald erkannt, daß der Hartbeton an Hand des Schleifscheiben-Verfahrens nicht zutreffend beurteilt werden kann. Er hat in seinem Abnutzungsprüfer eine Lösung gefunden, die inzwischen so weit verfeinert worden ist, daß das Verfahren vor der Normung steht.

In der Person Ebeners vereinigt sich in glücklicher Weise der erfolgreiche Unternehmer mit dem Erfinder und dem Forscher. Doch sind damit die Wirkens- und Interessenkreise dieses Mannes nicht erschöpfend gekennzeichnet. Er ist nebenher noch ein alter Sportsmann und nicht zuletzt ein liebenswürdiger Gesellschafter. E. ist eine markante Persönlichkeit, dessen Vitalität es verbürgt, daß er der deutschen Technik noch lange treu seine hervorragenden Dienste leisten und Ehre machen wird. Möge ein freundliches Geschick ihn dabei weiterhin begleiten.

A. Hummel, Aachen.

W. Gehler †.

Am 13. April verschied Herr Prof. Dr.-Ing. Dr. techn. h. c. W. Gehler im Alter von 77 Jahren in Dresden. W. Gehler genoß sehr hohes Ansehen, das er sich besonders als einer der führenden Ingenieure auf dem Gebiet des Betonbaues erworben hatte. G. verstand es nicht nur, als Hochschullehrer



durch außergewöhnlich klar gegliederten und eindrucksvoll formulierten Vortrag seine Hörer zu fesseln und in die von ihm vertretenen Wissensgebiete einzuführen, sondern er hat auch als umfassend gebildeter Fachmann an der Entwicklung des Massivbaues und seiner Ordnung durch behördliche Vorschriften maßgebenden Einfluß ausgeübt. So ist seiner Initiative mit die Gründung des Deutschen Normenausschusses zu danken. Es gelang ihm hierbei, wissenschaftliche Erkenntnisse und die Möglichkeiten der praktischen Durch-

führung zu vereinigen, wobei ihm seine Stellung als Leiter der bautechnischen Abteilung der Versuchs- und Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Dresden Gelegenheit gab, manchen Problemen selbst nachzugehen. Er kannte außerdem die Forderungen der Praxis als ehemaliger technischer Leiter der Niederlassung einer Großfirma zu gut,

als daß er der unternehmerischen Initiative, deren Bedeutung er sich voll bewußt war, durch Vorschriften eine Zwangsjacke angelegt hätte.

Sein Interesse wandte sich mit Vorliebe neuen Entwicklungen zu. So ist er u. a. an der Einführung des hochwertigen Zementes und des Spannbetons, für den er bereits 1937 ausgedehnte Versuche in seinem Institut einleitete, maßgebend beteiligt gewesen. Auch als Gutachter und verantwortlicher Prüfer hervorragender Bauwerke, wie der Moselbrücke Koblenz, hat er als umsichtiger und verständnisvoller Berater seine Erfahrung zur Verfügung gestellt. In seiner Beteiligung an der Gründung der Fachzeitschrift DER BAUINGENIEUR kam sein Streben nach der Verbreitung eines umfassenden Überblickes über das gesamte Baufach zum Ausdruck.

Durch seine Hochschultätigkeit auf dem Lehrstuhl für Festigkeitslehre, Stahlbrückenbau und Baustofflehre ist Gehler über sein Herkunftsgebiet, den Betonbau, hinausgewachsen und hat sich grundsätzlichen Fragen des Stahlbaues mit der gleichen Energie und Weitsicht, die er auf seinem ursprünglichen Arbeitsgebiet bewiesen hatte, gewidmet. Er förderte hier besonders die Entwicklung der hochwertigen Baustähle und für das gesamte Bauwesen wichtige Grundlagen-Probleme. Er bewies hierbei eine besondere Instinktsicherheit für Fragen, deren notwendige Klärung in der Luft liegt. So hat er bereits vor dem 1. Weltkrieg, als neben den Fachwerken die Rahmen-tragwerke eine Rolle zu spielen begannen, das Buch „Der Rahmen“ geschrieben. Er hat ferner jahrelang die Probleme des Knickens studiert und geholfen, diese in den Ausschüssen in eine Form zu bringen, die eine mühelose Anwendung in der täglichen Arbeit des Ingenieurs gestattet. Er bewies stets den Blick für das Wesentliche und besaß eine hervorragende Fähigkeit, unterstützt durch das Bewußtsein der Treffsicherheit seines Urteils, das Ergebnis langer Erörterungen eines großen Gremiums zusammenzufassen und zu formulieren.

Neben dieser beruflichen Tätigkeit hat Gehler seine Aufmerksamkeit sozialen Fragen geschenkt und, wo sich ihm die Möglichkeit bot, helfend eingegriffen. So geht auf seine Initiative die Einbringung des Mieterschutzgesetzes zurück, das er während seiner Tätigkeit im Stab des Kriegsamtes 1918 gemeinsam mit dem Reichsjustizministerium ausgearbeitet hat. Nach der Wiederaufnahme seiner Hochschultätigkeit nach dem 1. Weltkrieg hat er die Nöte der Studenten tatkräftig durch die Gründung des Dresdner Hochschulvereins zu mildern gesucht und für das leibliche Wohl der Studenten durch den mit zäher Energie durchgeführten Bau der Mensa academica und durch die studentische Wirtschaftshilfe gesorgt.

Der 2. Weltkrieg hat Gehler an Stellung, Familie und Besitz schwer getroffen. Trotzdem hat er im Rahmen des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, der Deutschen Akademie der Wissenschaft in Berlin und der Kammer der Technik erneut eine lehrende und forschende Tätigkeit entfaltet und zahlreiche Schriften veröffentlicht, darunter seine bekannten „Erläuterungen“ zu den Stahlbetonvorschriften DIN 1045 neu bearbeitet und herausgegeben. Die letzte Veröffentlichung, eine Schrift aus seinem Lieblingsgebiet „Die Erkenntnisse der Knickversuche mit Stahlbeton“, ist erst im Vorjahr erschienen und bietet eine klare Zusammenfassung dieser Fragen für den praktisch tätigen Ingenieur.

Äußere Ehrungen eines derartig tätigen und von Erfolgen begleiteten Lebens durch Ehrenämter und Mitgliedschaft zahlreicher Ausschüsse konnten nicht ausbleiben. Es ist aber ein besonderes Zeichen für den hohen Rang der Persönlichkeit Gehlers, daß ihm vom Deutschen Beton-Verein 1950 die Emil Mörsch-Denkmedaille verliehen worden ist und damit eine allseitige Anerkennung ausgesprochen wurde. Die Lebensdaten von W. Gehler vgl. in den Würdigungen anlässlich seines 75. Geburtstages: Bauingenieur 27 (1951) S. 288; Beton- und Stahlbetonbau (1951) S. 211; Bautechnik 29 (1951) S. 221.

G. Franz, Frankfurt.

Wettbewerb für den Entwurf von Gleisbremsen.

Der Wettbewerb, den der Herr Bundesminister für Verkehr ausgeschrieben hatte [s. Bauingenieur 27 (1952) S. 388], war am 16. Februar 1953 abgelaufen. Die Beurteilung und Bewertung der 22 eingereichten Entwürfe erforderten einen Zeitraum von fast drei Monaten, so daß die zuerkannten Preise am 15. Mai den Preisträgern in feierlicher Sitzung in Darmstadt ausgehändigt werden konnten.

Von den eingereichten Entwürfen waren 10 in die engere Wahl genommen worden; von diesen wurden drei mit einem Preis ausgezeichnet. Allerdings wurde kein erster Preis zuer-

kannt, weil keine Lösung vorlag, die alle mit dem Ausschreiben beabsichtigten Ziele erfüllte. Es wurden zwei zweite Preise zu je 12 000,— DM und der dritte Preis zu 8000,— DM verteilt. Der durch Ausfall des ersten Preises verfügbare Restbetrag wurde noch um 4500,— DM erhöht und für den Ankauf weiterer fünf Entwürfe zu je 3500,— DM verwendet.

Unter den anerkannten Entwürfen befanden sich drei Vorschläge für zweiseitige, nicht unmittelbar gewichtsabhängige Balkenbremsen, die sämtlich mit Druckluft arbeiten, sowie eine einseitige Balkenbremse, deren Bremskraft von dem nicht gebremsten Rad durch dessen Gewicht mit Hebelwirkung ausgeübt wird. Der dritte Preis wurde einer neuartigen Konstruktion zuerkannt, bei der die Bremswirkung dadurch erzielt wird, daß die ablaufenden Wagen gegen nach unten ausweichende Rampen laufen; diese Rampen sind als Schraubengangflächen auf Kreiszyklindern, sog. „Bremspendeln“ angelegt, deren Drehung eine Flüssigkeitsbremse betätigt. Nach diesem Vorschlag laufen nur die Spurkränze der Räder auf, ohne daß eine Reibung an den Radflächen entsteht; der bei den bisherigen Bremsbauarten in seiner Auswirkung unberechenbare, weil stark schwankende Reibungsbeiwert ist also ohne Einfluß.

Als Verfasser der ausgezeichneten und angekauften Entwürfe wurden ermittelt:

Zweite Preise:

Obering, Herbert Ahlgrimm, Braunschweig,
Dr.-Ing. Franz Jordan, Berlin-Lichterfelde;

Dritter Preis:

Prof. Dr.-Ing. Friedrich Raab, Karlsruhe, mit Prof. Dr.-Ing. Karl Kollmann, Karlsruhe;

Ankäufe:

- Dr.-Ing. Jakob Huber, Zürich, mit Ing. Walter Briner, Zürich,
- Dipl.-Ing. Fritz Drapal, Freiburg/Breisgau, mit Ing. Paul Schöde, Wuppertal-Barmen.
- Baurat Dipl.-Ing. Erwin Wilke, Hagen/Westf., mit Ing. Paul Schöde, Wuppertal-Barmen,
- Dipl.-Ing. Walter Wirth, Utikon am Albis (Schweiz),
- Etablissements Saxby, Paris.

Danach sind an den prämierten Arbeiten sowohl bekannte Gleisbremsenfachleute als auch erstmals hervortretende Urheber beteiligt. Daß ein so beachtlicher Teil der vom Preisgericht besonders anerkannten Entwürfe ausländische Verfasser hat, kennzeichnet die Dringlichkeit und internationale Bedeutung des Gleisbremsenproblems. Die Vorschläge werden in der Eisenbahn-Technischen Rundschau veröffentlicht.

Zuschrift

zu dem Aufsatz G. Garbotz: „Welchen Beitrag lieferte die Baumaschinen-Industrie zur Rationalisierung?“ im BAUINGENIEUR 28 (1953) Heft 5. Herr Prof. Dr.-Ing. W. E. Fauner weist zu S. 157 darauf hin, daß unter seiner Leitung an der Technischen Universität, Berlin-Charlottenburg, das „Institut für Maschinen im Bauwesen“ auch Forschungsaufträge bearbeitet.

Westdeutscher Wasserwirtschaftsverband.

Die Jahreshauptversammlung des Westdeutschen Wasserwirtschaftsverbandes E. V. findet in der Zeit vom 31. August bis 2. September 1953 in Flensburg statt. Die Veranstaltungsfolge ist wie folgt geplant.

Montag, den 31. August 1953: Vorstandssitzung, Mitgliederversammlung, Vortragsveranstaltung, Geselliges Beisammensein.

Dienstag, den 1. September 1953: Besichtigungen.

Mittwoch, den 2. September 1953: Heimreise über Helgoland.

Mitglieder und Freunde des Westdeutschen Wasserwirtschaftsverbandes werden gebeten, diesen Termin vormerken zu wollen. Das endgültige Programm wird rechtzeitig mitgeteilt.

Bemessungsgrundlagen im Stahlbetonbau.

Am 14. 4. 1953 fand in Stuttgart die erste Sitzung des Arbeitsausschusses „Weiterentwicklung der Bemessungsgrundlagen im Stahlbetonbau“ statt. Der Obmann Prof. Dr.-Ing. R ü s c h berichtete über den Stand der Versuche zur Bestimmung der Festigkeit der Biegedruckzone und wies auf die Unzulänglichkeiten des derzeitigen Berechnungsverfahrens hin. Prof. Dr.-Ing. Gaede und Dr.-Ing. Bonatz referierten über Möglichkeiten zur Beseitigung dieser Mängel. Es wurde be-

schlossen, zwei Vorschläge für die Berechnung im Stahlbetonbau auszuarbeiten; der eine bezieht sich auf eine Verbesserung des derzeitigen Berechnungsverfahrens mit $n = 15$, der andere sieht die Anwendung einer n -freien Berechnungsweise vor. Auf der nächsten Sitzung des Arbeitsausschusses sollen beide Vorschläge vorliegen und beraten werden, um möglichst rasch zu einem Verfahren zu gelangen, das die neueren Erkenntnisse im Stahlbetonbau bei der Bemessung berücksichtigt.

Internat. Vereinigung für hydraulische Forschung.

In der ersten Septemberwoche findet in Minneapolis an der Universität von Minnesota, USA., eine wissenschaftliche Tagung der Internat. Vereinigung für Hydraulische Forschung gemeinsam mit der hydraulischen Abteilung der American Society of Civil Engineers statt. Auf der Tagesordnung stehen die folgenden Themen:

Grundbeziehungen des Transportes von Sediment durch fließendes Wasser.

Strömungen infolge von Dichtungsunterschieden.

Mitnahme von Luft durch fließendes Wasser.

Wellen, Stranderosion und Hydromechanik der Uferbauwerke.

Auskünfte über die Tagung gibt Prof. Loyal A. Johnson, Secretary Convention Committee, St. Anthony Falls Hydraulic Laboratory, Minneapolis 14, Minnesota, USA.

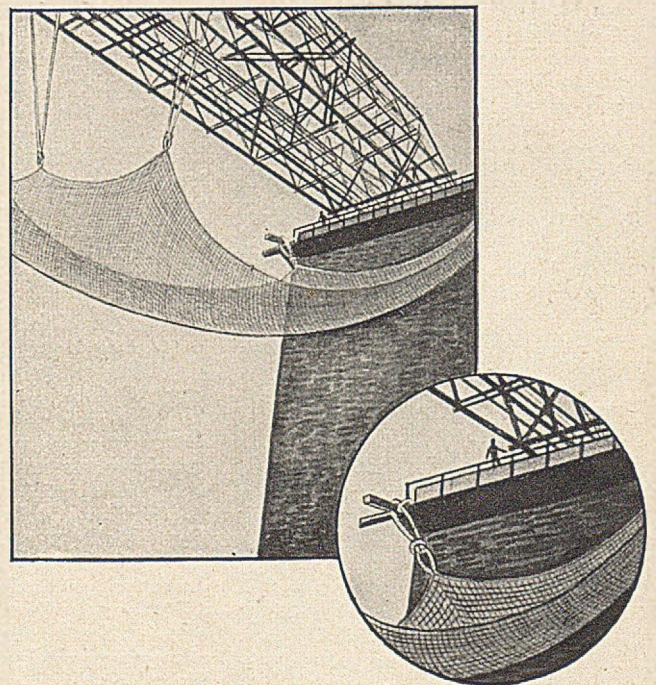
Mitteilungen aus der Industrie.

(Ohne Verantwortung der Herausgeber.)

Befestigung und Verwendung von Alpica-Sicherheitsfangnetzen.

Bei größeren freitragenden Stahlkonstruktionen, bei der Montage von Gerüsten jeglicher Art sowie Dach-Konstruktionen in freitragenden Hallen usw. ist es unvermeidbar, daß an exponierten Stellen gearbeitet werden muß und dabei beträchtliche Absturzgefahren bestehen.

Hier schafft der Einbau von Sicherheits-Fangnetzen wirksamen Schutz. Die elastische Netzfläche fängt den Abstürzenden, im Gegensatz zu den üblichen festen Gerüsten, auch aus großen Höhen weich auf. Hervorzuheben ist dabei das unbedingte Gefühl der Sicherheit durch das aufgespannte Netz; die Arbeitsleistung wird dadurch in



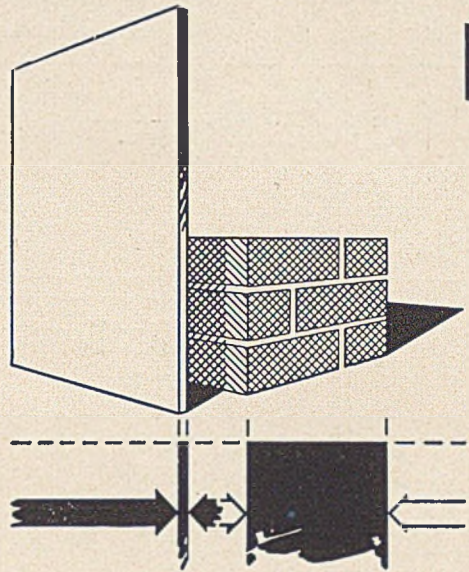
günstigem Sinne beeinflusst. Auch Kantholz, Schalungsteile und Werkzeug, die dem Mann entgleiten, werden im Netz aufgefangen.

Ständige Überwachung der Festigkeit und pflegliche Behandlung ist unbedingt erforderlich, weil durch unsachgemäße Trockenhaltung bei Nichtbenutzung Beschädigungen und Festigkeitsverluste entstehen können. Das Netzgeflecht, Einfaß- und Halteseile werden zur Erhöhung der Lebensdauer wetterbeständig imprägniert. Als Standard-Abmessungen gelten die Größen 5 · 5, 5 · 10, 10 · 10 und 10 · 20 m. Hersteller ist die seit 75 Jahren bestehende Alpica-Netzfabrik in Schlotheim/Thür.



- STROM- UND HAFENBAU
- NASSBAGGER- U. SPÜLARBEITEN
- DÜKERVERLEGUNGEN
- KIES- UND SANDBAGGEREIE
- SCHIFFFAHRT

HEINRICH HIRDES
GMBH · DUISBURG



4

Wie erzielen Sie höchste Dämmwirkungen?

Hierüber haben Sie sich als verantwortungsbewußter Baufachmann sicherlich schon Gedanken gemacht und dabei festgestellt, daß man bei verschiedenstarken Baustoffen gleiche Dämmwirkungen erreicht. Darüber liegen praktisch gewertete Erfahrungen vor, und die Schall- und Wärmeforschung ist in letzter Zeit wieder erheblich vorwärtsgeschritten. Der Mensch will heute gesünder und ruhiger wohnen. Er verlangt Bauten und Räume, die gegen Wärme wie gegen Kälte und jederzeit gegen Feuchtigkeit und Schall oder Lärm genügend geschützt sind. Alles erreichen Sie gleichzeitig mit der verläßlichen Holzfaser-Isolierplatte, die beispielsweise bei einer Stärke von 12 mm die gleiche Dämmwirkung besitzt wie 200 mm dickes Ziegelmauerwerk. Das ist eine 16-fache Dämmwirkung! Weitere interessante Einzelheiten erfahren Sie jederzeit durch unseren Technischen Beratungsdienst.

Bezug nur über den Fachhandel



VERBAND DER DEUTSCHEN FASERPLATTEN-INDUSTRIE
und verwandter Betriebe e. V., Abteilung IV
FRANKFURT AM MAIN - FRANZ-RÜCKER-ALLEE 19-21

STELLENANGEBOTE

Große Baugesellschaft im Industriegebiet sucht

BAUINGENIEUR

Absolvent einer TH oder HTL, der besonders erfahren ist in der Aufstellung von Kostenanschlägen und Kalkulationen für den gesamten Industriebau. Neubauwohnung wird in Aussicht gestellt. Bewerbungen sind einzureichen unter „Der Bauingenieur 795“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabtlg., Bin. W 35, Reichpietschufer 20.

Tüchtiger Statiker**(Dipl.-Ing.)**

nur mit mehrjähriger Praxis, Spezialgebiet Stahlbeton, gesucht. Bewerbungen mit Lebenslauf, Lichtbild usw. an

Dipl.-Ing. W. Ziehm, Prüflingenieur für Baustatik
Gelsenkirchen, Wanner Straße 10

Maschinen-Ingenieur TH oder HTL

zur Unterstützung des Leiters der masch.-techn. Abteilung einer Bauunternehmung mit Hauptsitz Stuttgart gesucht.

Nur solche Interessenten, die bereits auf dem Gebiet des Baumaschinenwesens längere Tätigkeit nachweisen können und nicht über 35 Jahre alt sind, wollen sich bewerben unter „Der Bauingenieur 793“ an den SPRINGER-VERLAG, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20.

Industriewerk in Niedersachsen sucht für Stahlhoch- und Brückenbau erfahrenen

Statiker und Konstrukteur

als Kom. Führer. Bewerbungen mit Lichtbild erbeten unter „Der Bauingenieur 817“ an den Springer-Verlag, Berlin W 35, Reichpietschufer 20.

STELLENGESUCHE**Diplomingenieur****(Bauing.)**

gebürtiger Franke, 28 Jahre alt, verheiratet, mit 3 1/2-jähriger Praxis in Statik, Stahlbetonbrückenbau, Hoch- und Tiefbau, Straßenbau, Holzbau, erfahren und gewandt im Verkehr mit Behörden und privaten Bauherren, zuverlässig in Bauleitung, Abrechnung und Kalkulation, in ungekündigter Stellung, sucht neuen Wirkungskreis.

Zuschriften erbeten unter „Der Bauingenieur 804“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35,

Diplom-Ingenieur (Bauing.)

mit mehrjähriger Praxis als Statiker und Konstrukteur in Stahl- und Stahlbetonbau sucht sich in aussichtsreiche Stellung bei Bauunternehmung oder Ingenieur-Büro zu verändern.

Gefl. Angebote unter 2753 an Annoncen-Offing, Karlsruhe, Postfach 228.

Dipl.-Ing.

ledig, 27 Jahre, gewandtes und sicheres Auftreten, in großem Ingenieurbüro tätig, sicher in Stahl- und Stahlbetonbau, erste Referenzen, sucht interessante Tätigkeit in Bauunternehmung. (Auch Ausland.) Einarbeitung in Kalkulation und Baustellenleitung erwünscht. Gefl. Angebote unter „Der Bauingenieur 811“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20.

Grundlagen der Wasserwirtschaft und Gewässerkunde

Von

Professor Dr.-Ing. Otto Streck

Mit 291 Abbildungen. X, 466 Seiten. 1953

Ganzleinen DM 43,50

Aus den Besprechungen: . . . Der Verfasser hat für diese Aufgaben, gestützt auf das eigene, in früheren Werken niedergelegte Wissen und unter Heranziehung einer umfangreichen Literatur, das Rüstzeug für die geschaffen, die sich in die Materie einarbeiten, und für die, deren Beruf das ständige Weiterbilden und -forschen notwendig macht. Mit den Elementen des Wasserhaushaltes, dem Klima und Wetter, beginnt die methodische Stoffbehandlung von Niederschlag, Abfluß, Verdunstung und ihren Zusammenhängen. Der Abfluß bedingt das Eingehen auf die allgemeinen Eigenschaften der oberirdisch fließenden Gewässer, für deren quantitative Bewirtschaftung die Grundlagen und Verfahren entwickelt werden. Die Schwerstoffe in den offenen Gewässern finden eine kurze Behandlung. Dem unterirdischen Wasservorrat wird der ihm heute in der Gesamtwasserwirtschaft notwendige Raum gewidmet. Auch die Vorgänge des Meeres im Küstengebiet sind erörtert. Mit einer gründlichen Übersicht über die qualitative und biologische Gewässerkunde, die Wassergütwirtschaft, deren Bedeutung für die Reinhaltung der Gewässer, für die Deckung des Trink- und Brauchwasserbedarfs und die Erhaltung des Lebens im und am Gewässer nicht hoch genug eingeschätzt werden, schließt das wertvolle, klar gegliederte und überaus inhaltsreiche Werk, dem eine weiteste Verbreitung gewünscht werden muß. . . .

„Der Bauingenieur“

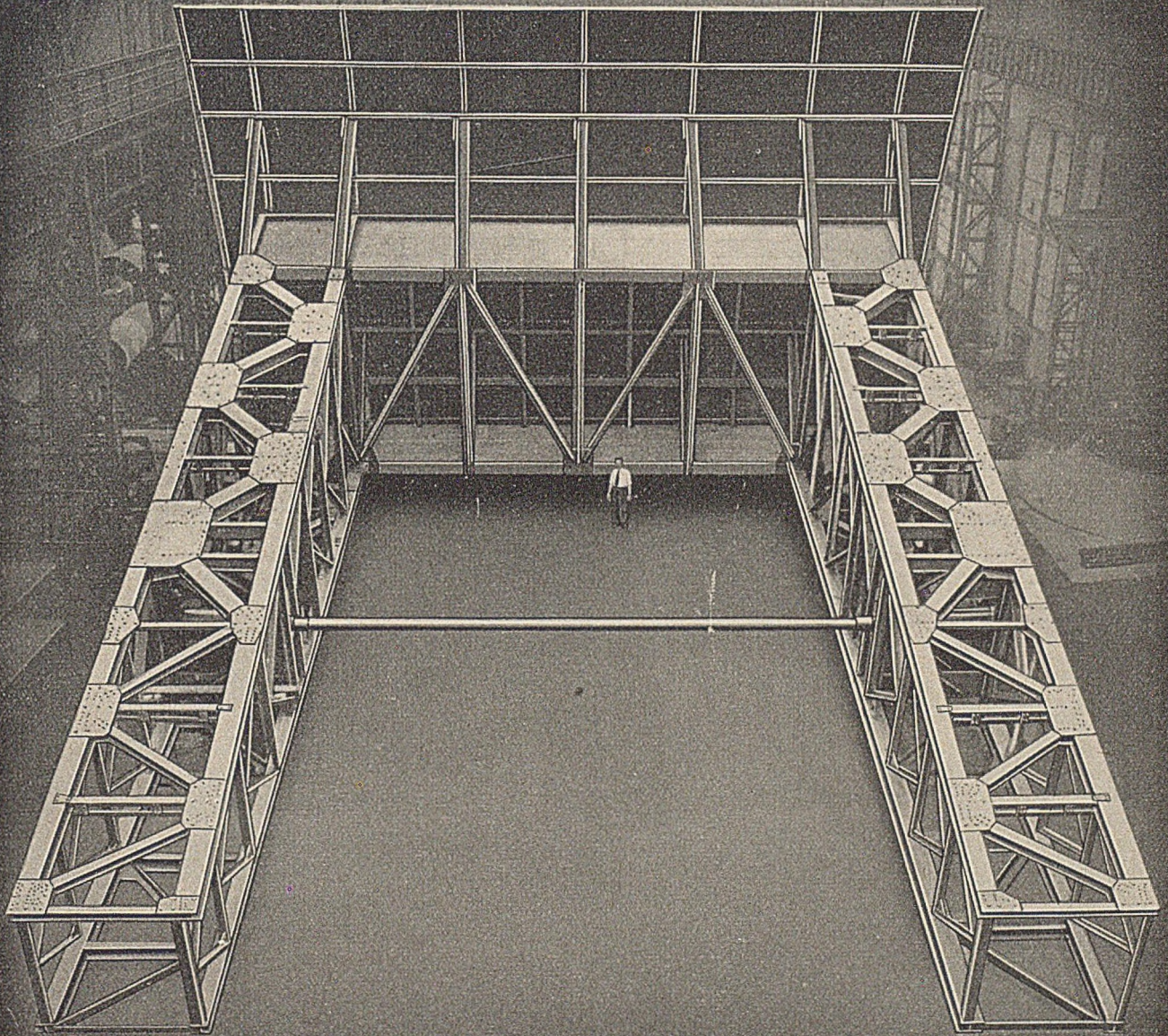
SPRINGER-VERLAG / BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG



PLANT UND BAUT

STAHLWASSERBAUTEN

ALLER ART



Segmentschütz für Staustufe Mechra Homadi in Marokko
Lichtweite 16m · Stauhöhe 12m · 494 Tonnen

DINGLERWERKE AKTIENGESELLSCHAFT
ZWEIBRÜCKEN / PFALZ UND BIERBACH / SAARLAND

DER BAUINGENIEUR

berichtet über das gesamte Gebiet des Bauingenieurwesens (mit Ausnahme von Vermessungswesen, Verkehrstechnik, Wasserversorgung und Entwässerung der Siedlungen). Er bringt Aufsätze über Baustoffe, Theorie und Praxis der Ingenieurkonstruktionen, interessante Bauausführungen, Berichte über bemerkenswerte Veröffentlichungen des Auslandes, Normungsfragen und Tagungen, Buchbesprechungen. Originalbeiträge nehmen an die Herausgeber.

Professor Dr.-Ing. F. Schleicher,
(21 b) Dortmund, Plauener Straße 44.

Professor Dr.-Ing. A. Mehmel,
(16) Darmstadt, Technische Hochschule.

Alle sonstigen Mitteilungen, Bücher, Zeitschriften usw. für die Schriftleitung werden erbeten an die Schriftleitung „DER BAUINGENIEUR“, Professor Dr.-Ing. F. Schleicher, (21 b) Dortmund, Plauener Straße 44.

Für die Abfassung der Arbeiten sind die von den Herausgebern anzufordernden Richtlinien zu beachten. Für Formelgrößen usw. sollen soweit irgend möglich die genormten Bezeichnungen nach DIN 1350 und 1044 bzw. der BE. benutzt werden. Vorlagen für Abbildungen werden auf besonderen Blättern erbeten, Reinzeichnungen werden soweit erforderlich vom Verlag ausgeführt.

Nachdruck: Mit der Annahme des Manuskripts erwirbt der Verlag das ausschließliche Verlagsrecht für alle Sprachen und Länder. Im „Bauingenieur“ erscheinende Arbeiten dürfen vorher an anderer Stelle nicht veröffentlicht sein und auch später nicht anderweitig veröffentlicht werden.

Photographische Vervielfältigungen, Mikrofilme, Mikrophote von ganzen Heften, einzelnen Beiträgen oder Teilen daraus sind ohne ausdrückliche Genehmigung des Verlages nicht gestattet.

Erscheinungsweise: Monatlich.

Bezugspreis: Vierteljährlich DM 9,— (Einzelheft DM 3,50) zuzüglich Postgebühren. — Für Studierende ermäßigt sich der Bezugspreis auf DM 7,20 vierteljährlich zuzüglich Zustellgebühren. — Die Lieferung läuft weiter, wenn nicht 4 Wochen vor Vierteljahresschluß abbestellt wird. Der Bezugspreis ist im voraus zahlbar. — Bestellungen nimmt der Verlag und jede Buchhandlung, im Bundesgebiet auch jedes Postamt, entgegen.

Anzeigen nimmt die Anzeigen-Abteilung des Verlages (Berlin W35, Reichpietschufer 20, Westberlin, Fernspr.: Sammelnummer 24 92 51) an. Die Preise wolle man unter Angabe der Größe und des Platzes erfragen.

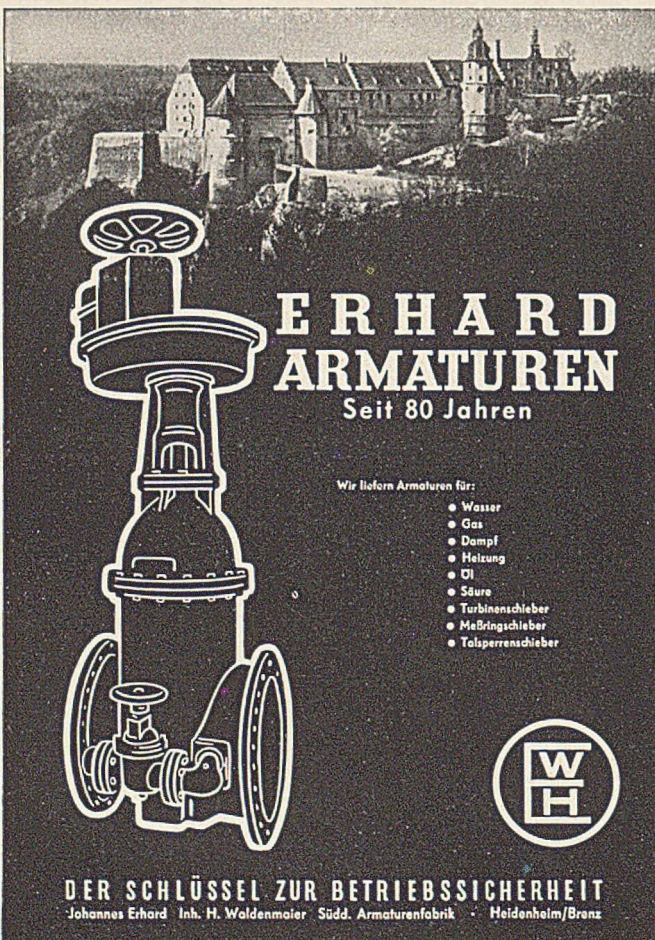
SPRINGER-VERLAG

Berlin W 35, Reichpietschufer 20,
Fernsprecher: Sammelnummer 24 92 51.

Heidelberg, Neuenheimer Landstraße 24,
Fernsprecher: 24 40 und 54 30.

Vertriebs-Vertretung im Ausland:

Lange, Maxwell & Springer, Ltd., 242 Marylebone Road,
London, N.W. 1



**ERHARD
ARMATUREN**
Seit 80 Jahren

Wir liefern Armaturen für:

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

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



BHS

HOCHBAUKRANE
VERSCHIEDENER
□ GRÖSSE □

ZWANGS-BETONMISCHER
AUFBEREITUNGSANLAGEN
BAUWINDEN U. AUFZÜGE

STRASSENWALZEN

BAYER. BERG-HÜTTEN-U. SALZWERKE &
HÜTTENWERK SONTHOFEN

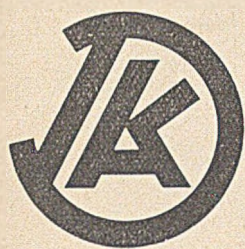


XYLOCAL

BAUTEN-ISOLIERUNGEN

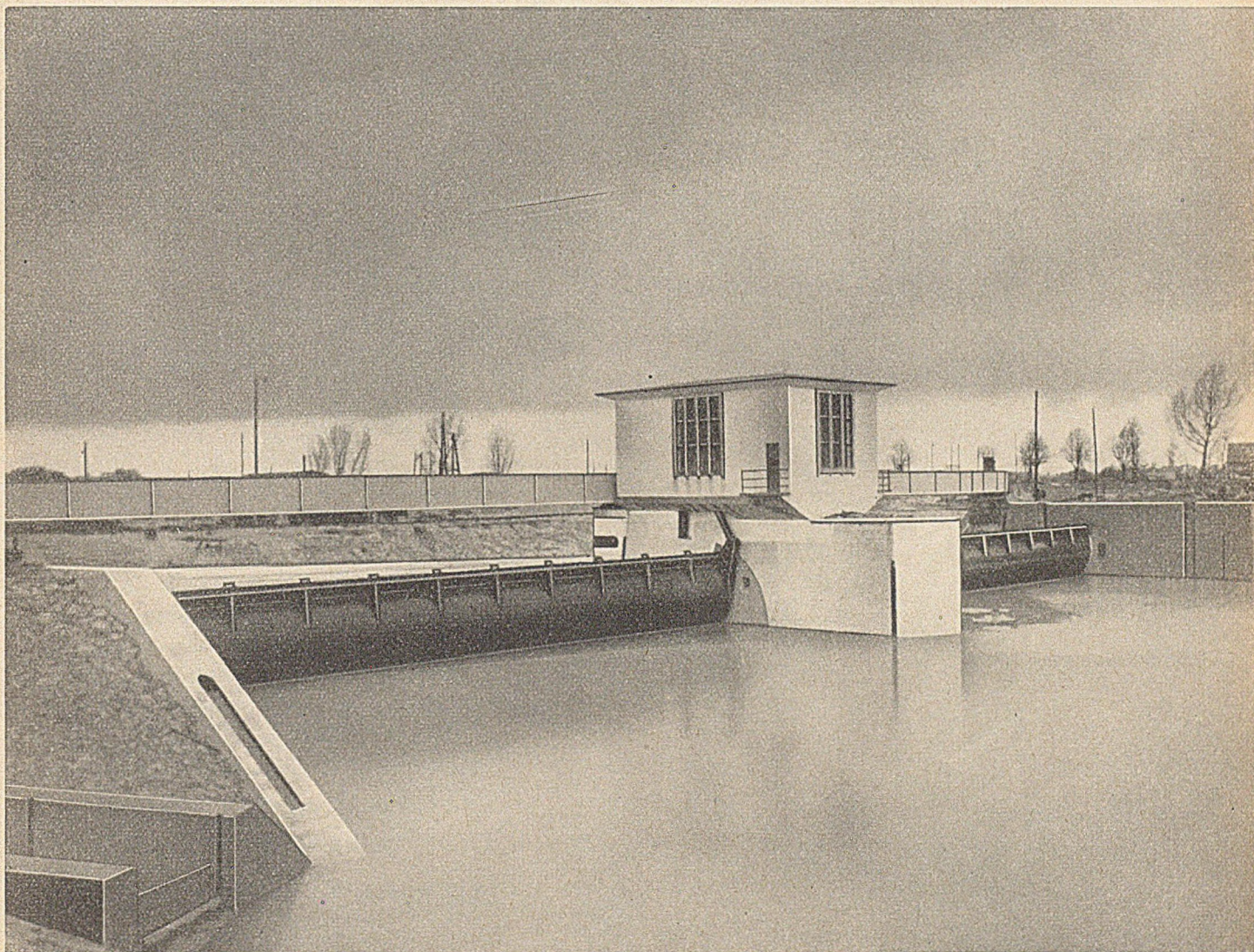
Kälte, Wärme, Schall, Feuchtigkeit
— Fertigung · Beratung —

LÜNEBURGER FASERWERK GMBH
Lüneburg · Fernruf: 3544



AUG. KLÖNNE

DORTMUND



Unsere Abteilung Stahlwasserbau liefert

stahlbauliche und maschinelle Ausrüstungen für:

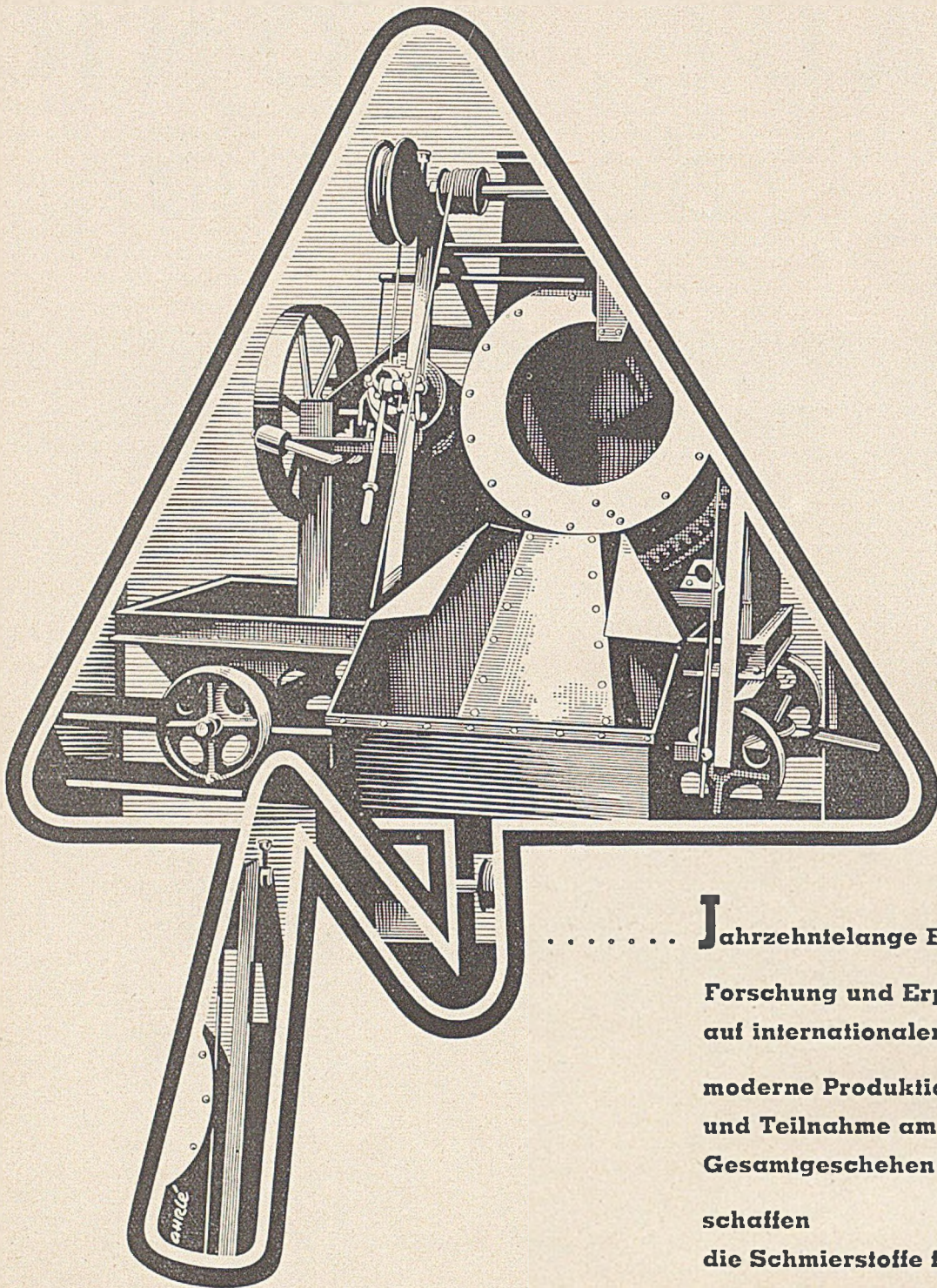
Wehranlagen · Talsperren

Binnen- und Seeschleusen

Schiffshebwerke · Schwimmdocks

Geschweißte und genietete Rohrleitungen

Kanalüberführungen · Düker



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

50 Jahre Rat und Tat.....

