DER BAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

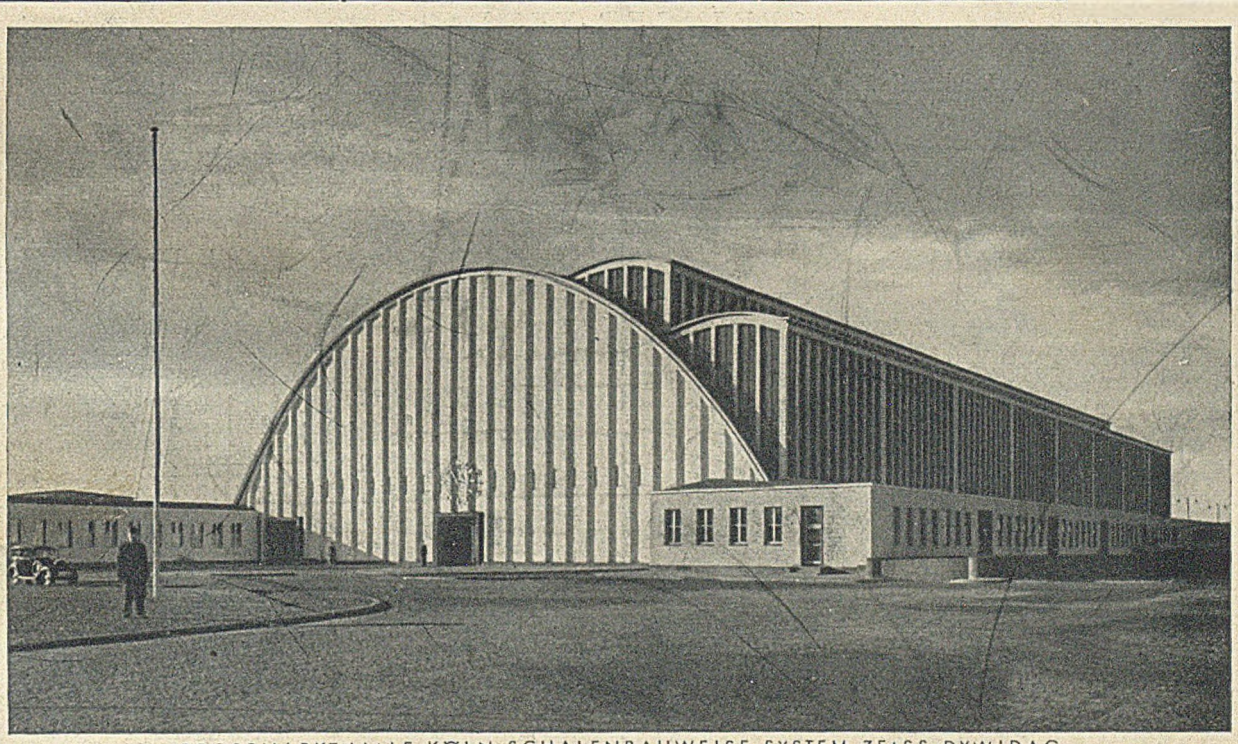
HERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. F. SCHLEICHER/BERLIN
MITHERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. A. MEHMEL/DARMSTADT

SPRINGER-VERLAG BERLIN / GÖTTINGEN / HEIDELBERG

24. JAHRGANG 1949 HEFT 1

INHALT:

Zum Geleit. 1
Vom Wiederaufbau kriegszerstörter Straßenbrücken in Hessen. Von Oberregierungsrat Dr.-Ing. Walter Wolf, Wiesbaden. 2
Der Ausbau der portugiesischen Häfen. Von Prof. Dr.-Ing. habil. Edgar Schultze, Berlin. 8
Die neue Straßenbrücke über den Rhein bei Köln-Deutz. Von Prof. Dr.-Ing. habil. Ferd. Schleicher, Berlin. 17
Der Ausbau der Wasserkräfte als Grundlage einer gigantischen Wirtschaftsplanung im Gebiet des Tenessee. Von Prof. Dr. Georg Garbotz, Berlin. 20
Kurze Technische Berichte:
Der heutige Stand des Brückenbaus in Amerika. .. 28
Tide-Kraftwerke. 29
450 t-Laufkran. 30
Buchbesprechungen. 31



GROSSMARKTHALLE KÖLN SCHALENBAUWEISE SYSTEM ZEISS-DYWIDAG

DYCKERHOFF & WIDMANN
KOMMANDIT-GESELLSCHAFT
HOCHBAU TIEFBAU
WEITGESPANNTE STAHLBETONBAUTEN

BERLIN / BREMEN / BIELEFELD / DÜSSELDORF / KIEL / BAD KISSINGEN / KÖLN / KONSTANZ / MÜNCHEN / ESSEN / HAMBURG / HANNOVER / KARLSRUHE / MÜNSTER / NÜRNBERG / STUTTGART / WIESBADEN

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,
(1) Berlin-Nikolassee, Prinz-Friedrich-Leopold-Straße 9;
Professor Dr.-Ing. A. Mehmel,
(16) Darmstadt-Eberstadt, Steinern Kreuzweg 8.

Alle sonstigen für die Schriftleitung des BAUINGENIEUR bestimmten Mitteilungen, Bücher, Zeitschriften usw. werden erbeten unter der Adresse:

Schriftleitung
„DER BAUINGENIEUR",
Prof. Dr.-Ing. F. Schleicher,
(1) Berlin-Nikolassee,
Prinz-Friedrich-Leopold-Straße 9.

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.

Erscheinungsweise:
Monatlich 1 Heft im Umfang von 32 Seiten.

Bezugspreis:
Halbjährlich DM 18,—, für das Einzelheft DM 3,50 zuzüglich Postgebühren. Die Lieferung läuft weiter, wenn nicht 4 Wochen vor Halbjahres- bzw. Jahresschluß abbestellt wird. Der Bezugspreis ist im voraus zahlbar.

Bestellungen
nimmt jede Buchhandlung und jedes Postamt entgegen.

Nachdruck:
Der Verlag behält sich das ausschließliche Recht der Vervielfältigung und Verbreitung aller Beiträge sowie ihre Verwendung für fremdsprachige Ausgaben vor.

Anzeigen
werden vom Springer-Verlag, Berlin-Charlottenburg 2, angenommen. Die Preise wolle man unter Angabe der Größe und des Platzes erfragen.

SPRINGER-VERLAG
Heidelberg
Neuenheimer Landstraße 24, Fernsprecher: 24 40.
Berlin-Charlottenburg 2
Jebensstraße 1, Fernsprecher: 32 20 70.

DER BAUINGENIEUR

24. Jahrgang 1949 Heft 1

Zum Geleit.

Der Widerhall unserer Schritte in der Zeit der Vorbereitung hat gezeigt, wie groß die Gemeinde des BAUINGENIEUR ist, und daß es an der Zeit war, die Zeitschrift neu zu beleben.

DER BAUINGENIEUR wurde 1920 von M. Förster und E. Probst gegründet, zu seinen Herausgebern zählten, in zeitlicher Folge, H. Fischmann, W. Gehler, W. Petry, W. Rein, F. Schleicher, A. Mehmel und E. Bunnies. Ihrer aller gedenken wir beim Wiedererscheinen des BAUINGENIEUR. Von ihnen weilen M. Förster und W. Petry nicht mehr unter den Lebenden; ihre Persönlichkeiten und ihre Verdienste seien unvergessen.

Mit der Entwicklung des BAUINGENIEUR besonders eng verbunden ist der Name von E. Probst, Herausgeber von 1920 bis 1935, der die Zeitschrift von 1932 ab allein leitete. Herrn Professor Dr.-Ing. E. Probst, früher Inhaber des Lehrstuhls für Eisenbetonbau an der Technischen Hochschule Fridericiana, Karlsruhe, jetzt in London, entbietet DER BAUINGENIEUR daher heute seine besonderen Grüße.

Das Arbeitsgebiet des neuen BAUINGENIEUR soll im wesentlichen das gleiche sein wie früher. Die Zeitschrift wird, dem Untertitel gemäß, über das ganze Gebiet des Bauingenieurwesens berichten. Die Gebiete der Verkehrstechnik, der Wasserversorgung und der Entwässerung der Siedlungen sowie das Vermessungswesen bleiben jedoch wie früher im allgemeinen außerhalb unseres Arbeitsprogrammes.

Die nächsten Hefte werden diesem Plan entsprechend bringen: Aufsätze über den Ausbau der Seehäfen, über Talsperren und Turbinenfundamente, Versuche mit Holzverbindungen und Beläge für Hallenfußböden, weitere Berichte über Wiederherstellung und Neubau von Brücken und anderen Ingenieurbauten, eine Arbeit über Eisenbahnhängebrücken, Betrachtungen zur Reform des Bauingenieurstudiums, Aufsätze zur Statik der Stockwerkrahmen und der Hängebrücken, über die Schubspannungen in Betonbalken, über die Eigenschaften von Brückendrahtseilen und deren Verankerungen.

Besondere Berücksichtigung werden die Randgebiete des Bauingenieurwesens finden, wo manche neue Entwicklung zu verzeichnen ist. Das erste Beispiel dieser Art wird sich auf die Messung von elastischen Spannungen mit Hilfe der Röntgenstrahlen beziehen, während ein anschließender Aufsatz Ergebnisse und Schlußfolgerungen aus derartigen Untersuchungen gibt. Für die Berichterstattung über bemerkenswerte ausländische Arbeiten ist ein erheblicher Teil des Umfanges vorgesehen. Die nächsten „Kurzen Technischen Berichte" behandeln Talsperren, Schwimmdocks, die Uferbefestigung mit biegsamen Betonmatten, Wasserkraftwerke und Tunnelbauten und anderes mehr.

Bei dem ständig anwachsenden Umfang des unter der Bezeichnung „Bauingenieurwesen" zusammengefaßten Teiles der Technik wird es immer schwieriger, den Überblick über das Gesamtgebiet zu behalten und auch nur die wichtigsten Fortschritte und Verbesserungen zu verfolgen. In diesem Zusammenhang kommt der Arbeit der technischen Fachverbände und Organisationen sehr große Bedeutung zu. DER BAUINGENIEUR wird sich bemühen, deren Arbeit so weit wie möglich zu fördern und zu unterstützen. Ebenso sollen die Fragen der Vereinheitlichung und der Normung auf dem Gebiete des Bauingenieurwesens besondere Beachtung und Förderung finden.

Möge DER BAUINGENIEUR dazu beitragen, den Fachkollegen den Überblick über das Gesamtgebiet zu erleichtern und die immer mehr auseinanderstrebenden Fachgebiete des Bauingenieurwesens wieder verbinden zu helfen.

Der Verlag. **Die Herausgeber.**

Vom Wiederaufbau kriegszerstörter Straßenbrücken in Hessen.

Von Oberregierungsrat Dr.-Ing. Walter Wolf, Wiesbaden.

Nach Beendigung der Kriegshandlungen im Mai 1945 waren im Lande Hessen von insgesamt 2809 Straßenbrücken über 3 m Stützweite im Zuge von Autobahnen, Reichsstraßen, Landstraßen I. und II. Ordnung 157, d. s. 5,6 % zerstört und für den Verkehr nicht mehr benutzbar. Rechnet man nur die Brücken von 10 und mehr Meter Stützweite, so sind die entsprechenden Zahlen 657 und 129, d. h. 19,8 % aller Brücken von 10 und mehr Meter Stützweite sind zerstört gewesen.

Vielleicht mag diese Zahl im Vergleich zu anderen Ländern niedrig erscheinen; zu bedenken ist jedoch, daß darunter sämtliche Straßenbrücken über den Rhein und Main und weitaus die meisten Brücken über Lahn, Fulda, Werra und Weser enthalten waren, also fast alle verkehrswichtigen Flußübergänge. Eine Aufteilung dieser Brücken auf die verschiedenen Verkehrswege und Kreuzungen mit anderen Verkehrswegen zeigt Tabelle 1. Von diesen 157 zerstörten Brücken waren bis Ende des Jahres 1948 142 wieder in Betrieb (Tabelle 2); 90 % aller Übergänge sind also wieder benutzbar, allerdings zum Teil noch in Form von Behelfsbrücken. Immerhin ist der Anteil der endgültig wiederhergestellten Brücken mit 39 % der Gesamtzahl erfreulich hoch. Es war von Anfang an das Ziel der für den Wiederaufbau der zerstörten Straßenbrücken verantwortlichen Stellen, möglichst viele Brücken gleich so wieder aufzubauen, daß sie für Jahrzehnte Bestand haben. Daß dabei nach Möglichkeit auch verkehrsverbessernde, ästhetische und wirtschaftliche Gesichtspunkte eine maßgebende Rolle spielten, wird aus der Reihe der im folgenden zu zeigenden Beispiele ersichtlich.

Tabelle 1. Anzahl kriegszerstörter Brücken bei Kreuzung klassifizierter Straßen (Spalte 1) mit anderen Verkehrswegen usw.

Straßengattung		Autobahn über 10 m	Eisenbahn 3-10 m	Eisenbahn über 10 m	schiffb. Flüsse über 10 m	Wasserläufe 3-10 m	Wasserläufe über 10 m	Wege, Talschlucht 3-10 m	Wege, Talschlucht über 10 m	Insgesamt 3-10 m	Insgesamt über 10 m	Insgesamt zusammen
Autobahn	über	2		2	2	2	8	2	4	4	18	22
Reichsstraße	über	2	1	2	6	8	29	1		10	39	49
Landstr. I. Ordng.	über	1			3	7	28		1	7	33	40
Landstr. II. Ordng.	über	1	1	1	1	6	36			7	39	46
Summe	über	6	2	5	12	23	101	3	5	28	129	157

Tabelle 2.
Brücken in klassifizierten Straßen im Land Hessen.
(Stand zum 31. Dezember 1948).

Straßengattung	Anzahl der Brücken über 3,00 m Spannweite	Zerstörte Brücken	Hiervon wiederaufgebaut endgültig	Hiervon wiederaufgebaut behelfsmäßig	Hiervon noch nicht wiederaufgebaut
Autobahnen	450	22	9	9	4
Reichsstraßen	550	49	25	22	2
Landstr. I. Ordnung	833	40	15	20	5
Landstr. II. Ordnung	976	46	12	30	4
Insgesamt	2809	157	61	81	15

Zum Vergleich seien noch einige Zahlen aus der gesamten Bizone genannt:

Von 3633 kriegszerstörten Straßenbrücken (ausschl. der auch in Hessen nicht einbezogenen städtischen und kommunalen Brücken) waren bis Oktober 1948 erst 835, d. s. 23 % endgültig und rund 2000, d. s. 55 % behelfsmäßig wiederhergestellt, insgesamt also 78 % wieder benutzbar.

Selbstverständlich ist auch in Hessen mit der Schließung der noch vorhandenen 15 Lücken die Wiederaufbauarbeit an den Straßenbrücken noch nicht zu Ende; denn auch die Behelfsbrücken müssen längstens innerhalb der nächsten 6—7 Jahre durch Dauerbrücken ersetzt werden, einmal weil die Lebensdauer der Behelfsbrücken keine längere sein wird und weil außerdem die Unterhaltungskosten für derartige Brücken sehr hoch sind und mit zunehmendem Alter immer mehr anwachsen.

Die Vielfältigkeit der Aufgaben, die bei der Planung und Ausführung der Wiederherstellungsarbeiten entstehen — am Beispiel eines kleinen Landes gezeigt — mag eine Andeutung geben, welch schwere und verantwortungsvolle, aber auch interessante und dankbare Aufgabe den Brückenbauern in Deutschland gestellt ist; denn es handelt sich ja in den wenigsten Fällen darum, einfach wieder das aufzubauen, was vorher gewesen ist. Besseres und Schöneres an die Stelle des Guten und Schönen zu setzen, muß Ziel und Endzweck jeden Wiederaufbaues sein. Die Schwierigkeiten, die dabei zu überwinden sind — vor der Währungsreform bedingt durch Mangel an Baustoffen und Arbeitskräften und heute durch die finanzielle Lage der öffentlichen Hand — sind zu bekannt, als daß sie hier besonders dargelegt werden müßten. Es sollen in folgendem daher auch nur technische Erläuterungen zu einer Reihe von Brücken gegeben werden, die teils fertiggestellt, teils noch in der Ausführung begriffen sind.

Die im November 1948 dem Verkehr übergebene neue Fuldabrücke in Kassel ist mit 16 m Fahrbahnbreite und 2 × 4 m weit auskragenden Fußwegen die breiteste Straßenbrücke Hessens. Die alte Brücke, die im Frühjahr 1945 gesprengt wurde, hatte eine Gesamtbreite von 16,6 m. Sie bestand aus einem dreifach statisch unbestimmten eingespannten Betonbogen von 57,5 m Stützweite und 2 kleinen Nebenbogen von je 4,5 m Stützweite (Abb. 1). Die Brücke fügte sich gut in das Stadtbild ein und verband die beiderseitigen alten Häuserblocks in harmonischer Weise. Es war daher begreiflich, daß die Stadt Kassel ihrer Ausschreibung zunächst wieder eine Bogenbrücke zugrunde legte. Infolge der damaligen Verhältnisse stellte sich eine Stahlbrücke, sowohl hinsichtlich der Kosten als auch der schnelleren Fertigstellung, insbesondere aber mit Rücksicht auf die Schwierigkeiten beim Bau des Lehrgerüstes von vornherein günstiger. Ein Sonderangebot der Fa. MAN-Gustavsburg, das als Tragkonstruktion 4 geschweißte Zweigelenkrahmen von je 60 m Stützweite vorsah, brachte ganz neue Gesichtspunkte, vor allem den einer größeren Profilfreiheit für die Schiffahrt. Bedenken wegen der ungewöhnlichen äußeren Form konnten unbeachtet bleiben, da die das alte Brückenbild bestimmenden Gebäude ebenfalls zertsört waren und die

Brücke später in einen neuen Bebauungsplan der Stadt entsprechend eingegliedert werden kann. Man entschloß sich daher nach sorgfältiger Prüfung zur Ausführung der Rahmenkonstruktion.

Die Hauptträger der Brücke sind geschweißte vollwandige Zweigelenkrahmen von 59,22 m Stützweite. Die 4 im Abstand von 5,10 m angeordneten Hauptträger sind durch 3 lastverteilende Querträger zu einem Rosttragwerk zusammengefaßt. Zwischen den Hauptträgern sind in

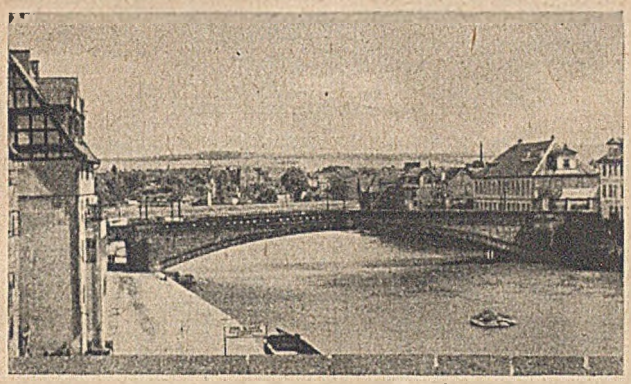


Abb. 1. Alte Fuldabrücke Kassel.

Abständen von 3,62 m die Querträger angeordnet, über die die Längsträger der Fahrbahn kontinuierlich verlaufen. Die 20 cm starke Eisenbetonplatte, die sowohl auf den Hauptträgern als auch auf den Längsträgern auflagert, ist also in Abständen von 1,7 m unterstützt. Die Fußwege sind auf besonderen Konsolen angeordnet, deren verhältnismäßig große Ausladung dadurch bedingt ist, daß das von der massiven Bogenbrücke noch vorhandene Widerlager möglichst nicht verbreitert werden sollte.

Zur Erzielung einer günstigen Verteilung exzentrisch angreifender Verkehrslasten auf die 4 Hauptträger wurden je 2 Hauptträger durch einen oberen und unteren Verband zu einer torsionssteifen Röhre zusammengefaßt. Die Brücke besteht daher statisch gesehen aus 2 torsionssteifen Röhren, die durch die 3 durchgehenden Querverbindungen miteinander verbunden sind. Dadurch entsteht ein verwindungssteifes System, das die Forderung nach möglichst gleichmäßiger Verteilung exzentrischer Verkehrslasten auf alle 4 Hauptträger weitgehend erfüllt.

Der untere Verband ist ein Rautenfachwerk, welches ungefähr in Höhe des Hauptträgeruntergurtes liegt. Als oberer Verband dient die auf den Lamellen des Hauptträgerobergurtes auflagernde Stahlbetonplatte der Fahrbahn. Sie wird bereits durch die Haftspannung zwischen Eisen und Beton mit dem Hauptträger mitwirken. Darüber hinaus sind noch besondere Schubwinkel auf den Lamellen der Hauptträger und Endquerträger angeordnet, um die Übertragung der Schubkräfte zwischen Stahlbetonplatte und Stahltragwerk sicherzustellen. Durch diese Mitwirkung wird sich die Stahlbetonplatte im Bereich der positiven Momente auch an der Aufnahme der Biegungsmomente beteiligen.

Die Mitwirkung der Stahlbetonplatte beginnt erst, nachdem sie abgebunden hat. Sie erstreckt sich somit nur auf einen Teil der ständigen Last (über der Stahlbetonplatte befindliche Abdeckung der Fahrbahn und Fußwegplatten) und auf die Verkehrslast.

Die Brücke ist gerechnet für Brückenklasse IA unter besonderem Nachweis des Einflusses der Straßenbahn. Mit Rücksicht auf erhöhte Beanspruchungen, die für den Fall eintreten können, daß später die Verkehrslasten eine Erhöhung erfahren, sind die zulässigen Beanspruchungen nur bis zu 90 % ausgenutzt worden.

Die Hauptträgerrahmen, bei denen besonders für die Eckausbildung teilweise schwierige Schweißarbeiten auszuführen waren, wurden mit insgesamt 4 Montagestößen versehen, und zwar im Rahmenriegel. Die Rahmenecken kamen als Ganzes auf Culemeyer-Fahrzeugen zum Versand. Die Montagestöße wurden auf der Baustelle an den fertig eingebauten Rahmen geschweißt, wobei Vertikal- und Überkopfnähte nicht zu vermeiden waren.

Die Probebelastung der Brücke hat die Mitwirkung der Stahlbetonfahrbahnplatte in vollem Umfange bestätigt und außerordentlich gute Übereinstimmung der Lastverteilungszahlen mit der theoretischen Annahme ergeben. Das Gesamtstahlgewicht der Brücke beträgt 460 t, also 320 kg/m² Brückenfläche. Abb. 2 zeigt die fertige Brücke.

Etwa 2 Wochen vor der Fuldabrücke in Kassel wurde die komb. Eisenbahn- und Straßenbrücke über den Rhein in Worms in Betrieb genommen. Zwei Brükken führten ehedem in Worms über den Rhein; eine eingleisige Eisenbahnbrücke und etwa 2 km stromaufwärts eine Straßenbrücke mit einer 6 m breiten Fahrbahn. Beide Brücken wurden im März 1945 gesprengt. Der Ersatz dieser Brücken wurde von der franz. Militärregierung Baden-Baden geplant, und zwar wurde der Bau einer Dauerbehelfsbrücke vorgesehen, die zugleich den Straßen- und Eisenbahnverkehr überführen sollte. Sie trägt eine eingleisige Normalspur und eine Straßenfahrbahn von 6 m Breite sowie 2 Gehwege von je 1,5 m Breite. Fahrbahn und Gehwege sind mit Holzbohlen abgedeckt. Als Überbauten für die Strombrücke wurde ein

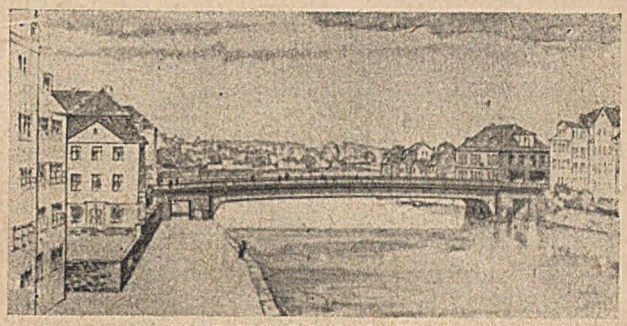


Abb. 2. Neue Fuldabrücke Kassel.

Brückensystem bestimmt, das im Auftrage der Militärregierung als geschraubte Einheitsbrücke von je 60 m Stützweite entworfen war. Die Strombrücke besteht aus 5 derartigen Überbauten und einem Überbau von 48 m Stützweite, der aus einer 60 m-Brücke durch Kürzung um 12 m entstanden ist (Abb. 3). Die Gründung der neuen Flußpfeiler erfolgte durch Rammung von Mannesmann-Röhren von 42 cm Durchmesser und 18 m Länge. Diese nachträglich mit Beton ausgefüllten Röhren tragen einen 2,5 m starken Pfeilerkörper aus Eisenbeton.

Die Überbauten über dem Flutgelände bestehen aus geschweißten Trägern von etwa 24 m Länge. Die Gesamt-

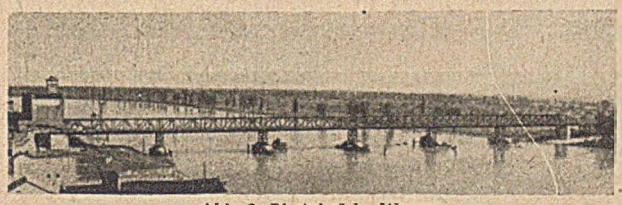


Abb. 3. Rheinbrücke Worms.

länge der Brücke beträgt 983 m. Sie ist tragfähig für den schwersten Lastenzug der Deutschen Reichsbahn und für die schwerste Straßenbelastung nach der DIN-Norm und den franz. Brückenbauvorschriften. Das Gesamtgewicht des stählernen Überbaues einschl. der stählernen Stützen beträgt etwa 3100 t.

Mit der Ausführung der Tiefbauten war die Hoch-Tief-A. G. Frankfurt (Main), mit der Ausführung der Stahlbauten die MAN-Gustavsburg mit Hilfe der Fa. Seibert-Saarbrücken, die 2 Überbauten lieferte, beauftragt.

Die neue Wormser Brücke ist weder für den Straßen-, noch für den Eisenbahnverkehr befriedigend. Beide Verkehrswege sind an bestimmte Benutzungszeiten gebunden,

außerdem wird dem Straßenverkehr ein Umweg von rd. 5 km zugemutet, der auf die Dauer wirtschaftlich nicht tragbar sein wird. Die Wiederherstellung der Straßenbrücke an der früheren Stelle soll in die Wege geleitet werden, sobald es die finanzielle Lage des Landes erlaubt.

Im Zuge der für den internationalen Fernverkehr wichtigen Reichsstraße 27 ist in der Nähe von Bebra die Fuldabrücke Breitenbach ein Opfer der Zerstörung geworden. Sie war eine Fachwerk-Bogenbrücke, die bei dieser Gelegenheit durch eine tragfähigere Blechträgerbrücke ersetzt wurde (Abb. 4 u. 5). Zwei Haupt-

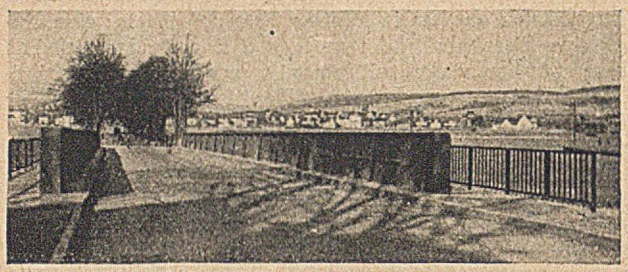


Abb. 4. Fuldabrücke Breitenbach.

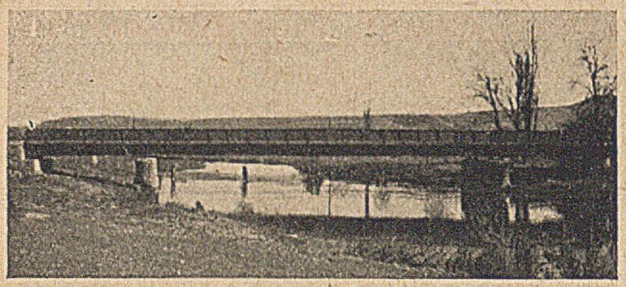


Abb. 5. Fuldabrücke Breitenbach.

träger von je 2,7 m Stegblechhöhe und Stützweiten von 11,6 — 36,7 — 11,8 m tragen im Abstand von 7,6 m auf einem lastverteilenden Fahrbahnrost eine 20 cm starke Stahlbeton-Fahrbahntafel mit einer 2 cm starken Gußasphaltschicht. Während die Hauptträger genietet sind, ist der Fahrbahnrost geschweißt. Beiderseitige Gehwege, außerhalb der Hauptträger auf Konsolen angeordnet, leiten den Fußgängerverkehr unbehindert vom Fahrverkehr über die Brücke. Die Stahlkonstruktion hat ein Gewicht von 210 t, also etwa 330 kg/m² Brückenfläche. Sie ist berechnet für Brückenklasse 1 A. Die Brücke fügt sich gut in das flache Landschaftsbild ein und stellt eine wesentliche Verbesserung gegenüber dem früheren Zustande dar.

In landschaftlich schönster Lage am Ausfluß des Edersees bei Affoldern war eine aus 3 Bogen bestehende Steinbrücke so gesprengt worden, daß sie bis auf die Widerlager abgetragen werden mußte. (Abb. 6.)

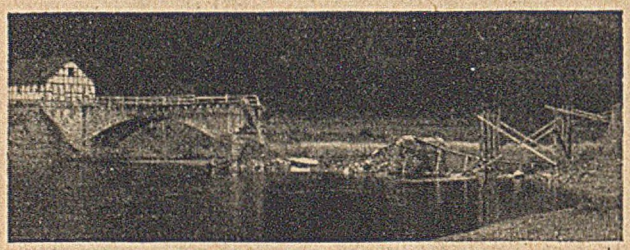


Abb. 6. Bogenbrücke bei Affoldern.

Als Ersatz kam mit Rücksicht auf das Landschaftsbild an dieser Stelle nur eine Steinbogenbrücke bzw. eine steinverkleidete Stahlbeton-Bogenbrücke in Frage. Sie wurde mit 6 m breiter Fahrbahn mit den Stützweiten der alten Brücke durch die Fa. Gerdum und Breuer-Kassel in etwa 2jähriger Bauzeit errichtet. (Abb. 7.) Die Herstellung der Pfeiler erfolgte zwischen Stahlspundwänden, die als verlorene Spundwände Schutz gegen Auskolkungen bieten. Die Bogen sind als 3-Gelenkbogen ausgebildet, wobei 2 Bogen gleichzeitig eingerüstet wurden. Besonders Wert wurde auf die Steinverkleidung gelegt, um auch äußerlich ein einwandfreies Brückenbild zu erzielen. Die Brücke ist zunächst ohne die vorgesehene Betonfahrbahn, nur

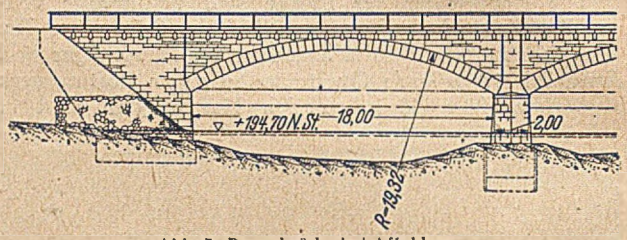


Abb. 7. Bogenbrücke bei Affoldern.

mit einer eingewalzten Schotterfahrbahn versehen, dem Verkehr übergeben worden.

Eine mit Recht umstrittene Lösung einer Brückenwiederherstellung war die der alten historischen Nepomukbrücke in Limburg an der Lahn (Abb. 8 u. 9). Von den 6 massiven, zum Teil aus Werksteinen bestehenden, zum Teil mit Werksteinen verkleideten

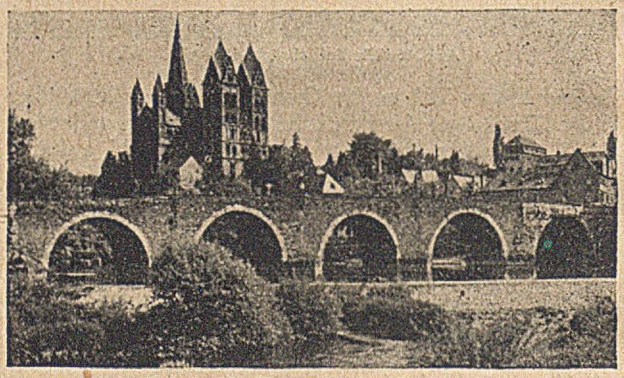


Abb. 8. Alte Nepomukbrücke Limburg.

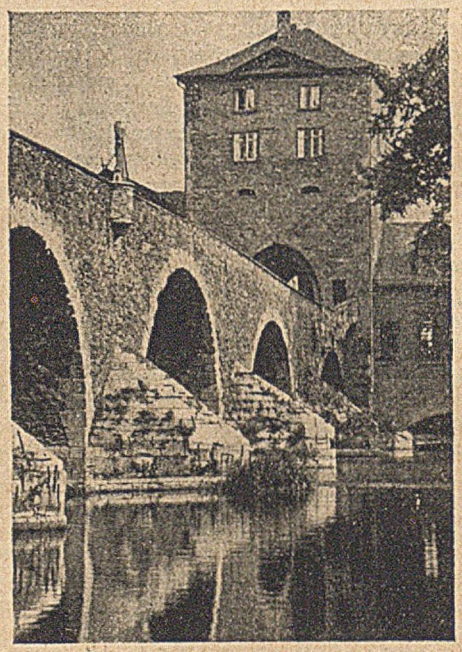


Abb. 9. Alte Nepomukbrücke Limburg.

Brückengewölben, waren 2 Bogen und 1 Pfeiler zerstört worden. Es war selbstverständlich, daß man dieses unersetzliche Bauwerk in der alten Form wieder aufbaute, d. h. also die zerstörten Bogen und den Pfeiler wiederherstellte. Daß man aber gleichzeitig versuchte, die ungünstigen Verkehrsverhältnisse auf der Brücke — vorhanden war eine Fahrbahn von 5,2 m Breite und 2 ganz ungenügende Gehwege von je 0,8 m Breite — dadurch zu verbessern, daß man 1 Gehweg durch Auskragung auf

2,6 m verbreiterte, stieß an vielen Stellen auf Widerstand. Es sei zugegeben, daß man in normalen Zeiten eine ganz andere Lösung, etwa die einer Umgehungsstraße mit einer breiten Brücke an anderer Stelle gewählt hätte, zumal da die jetzt vorgesehene doch nur einen Notbehelf darstellt. Dies scheiterte jedoch an der Kostenfrage. Auch der Vorschlag, die Gewölbe zu verbreitern und dadurch die an sich unschöne Auskragung der Fußwege zu vermeiden, ließ sich der hohen Kosten wegen nicht durchführen. So blieb nur übrig, auf der stromab gelegenen Seite der Brücke die Verbreiterung der Gehwege durch eine Betonplatte, die auf in dem Gewölbebeton eingelassenen Kragsteinen ruht, vorzunehmen. Das Bild der Brücke, wie es in Abb. 10 dargestellt ist, wirkt zwar wesentlich unruhiger.

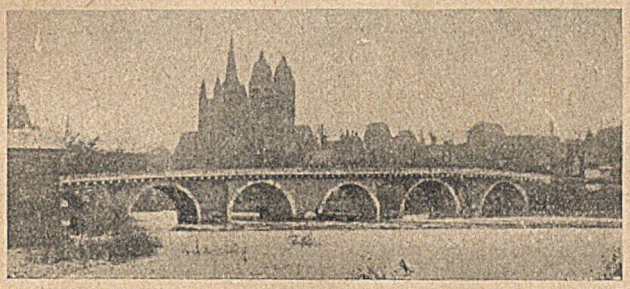


Abb. 10. Neue Brücke Limburg.

Ob es aber — besonders im Hinblick auf den Dom im Hintergrund — so abstoßend ist, wie mehrfach behauptet wurde, sei dem Urteil der Leser überlassen. Jedenfalls ist der bei dem außerordentlich starken Verkehr auf den über die Brücke führenden R 8 und R 54 bisher stets mit Lebensgefahr verbundene Fußgängerverkehr der Brücke ganz erheblich verbessert worden.

Einige Kilometer oberhalb der Stadt Limburg bei der Ortschaft Dehrn befand sich eine sehr wenig ansprechende Stahlbrücke mit über der Fahrbahn liegenden Bogen und 2 Aussteifungsportalen, die im Frühjahr 1945 ebenfalls durch Spengung vernichtet worden war. Anstelle dieser den Fluß mit einer Öffnung überspannenden Brücke wurde unter Benutzung der stehengebliebenen Widerlager eine völlig andersartige Brücke, die sich wesentlich vorteilhafter in das Landschaftsbild einfügt, errichtet. Abb. 11). 3 Stahlbetonbogen, bei denen nur

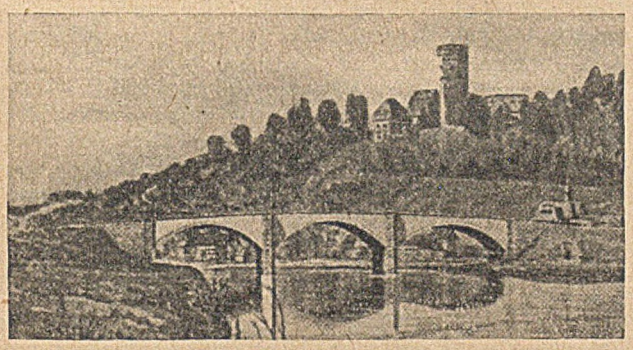


Abb. 11. Brücke bei Dehrn.

die Bogenleibung durch Bearbeitung hervorgehoben ist, spannen sich zwischen die Widerlager und die mit Werksteinen verkleideten und bis zur Brüstung hochgehenden Pfeiler. Die massive Brüstung trägt eine durchgehende Abdeckplatte, die sich bis über die Widerlager fortsetzt und dadurch der Brücke eine außerordentlich gut gelungene Linienführung gibt. Die Brücke ist ein Beispiel dafür, wie man mit verhältnismäßig einfachen Mitteln eine hervorragende Wirkung erzielen kann. Die Entwurfsbearbeitung lag in den Händen von Herrn Baurat Mathie, Neu-Isenburg, die Ausführung erfolgte durch die Firma Beton- und Monierbau.

Ein ebenso gut gelungenes Bauwerk wie die zuletzt gezeigte Lahnbrücke bei Dehrn ist die neue Werrabrücke in Eschwege. Schon die in Abb. 12 dargestellte alte Brücke aus dem Jahre 1907, die im April 1945 gesprengt wurde, zeigte eine klare, schöne Form. Für den Neubau der Brücke ließ die Stadt 3 Entwürfe in Stahl aufstellen, zu dem als Wahlvorschlag der Fa. Bödicker-Eschwege eine Stahlbetonbogenbrücke mit 2 eingespannten Bogen mit Mittelpfeiler hinzukam. Nachdem

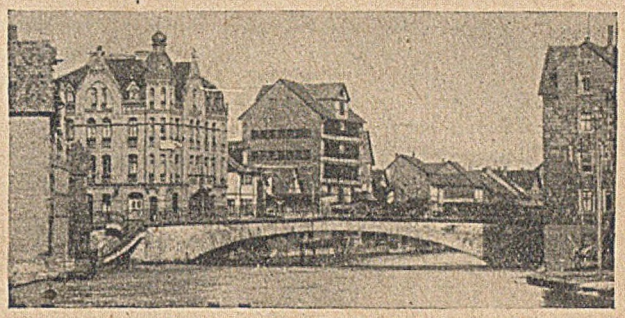


Abb. 12. Alte Werrabrücke Eschwege.

sich ergeben hatte, daß der Bau einer Stahlbrücke mit einer Öffnung aus technischen und materialmäßigen Gründen nicht durchführbar war, entschloß man sich zur Ausführung des Entwurfes der Fa. Bödicker, der trotz der verlangten Belastung mit 70-t-Raupen-Fahrzeugen eine Senkung der Fahrbahnoberkante um 60 cm ermöglichte, was sich besonders günstig bei den beiderseitigen sehr steilen Rampen auswirkte. Recht schwierig gestaltete sich der Bau des Mittelpfeilers, bei dem die Spundwand bis

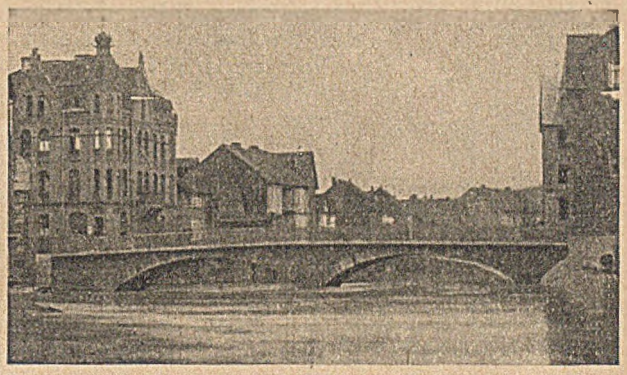


Abb. 13. Neue Werrabrücke Eschwege.

in den 4,6 m unter Normalstau anstehenden Fels gerammt werden mußte. Hochwasser und Eisgang im Februar 1947 behinderten nochmals den Bau, der im Februar 1948 fertiggestellt wurde. Die Brücke erhielt eine Sandsteinverkleidung und fügt sich sehr gut in das alte Stadtbild ein. (Abb. 13.)

Über die Wiederherstellung der z. Z. im Bau befindlichen größten Straßenbrücke Hessens, der Rheinbrücke Mainz-Kastel, wurde bereits an anderer Stelle ausführlich berichtet. (Bautechnik 25 (1948) S. 178).

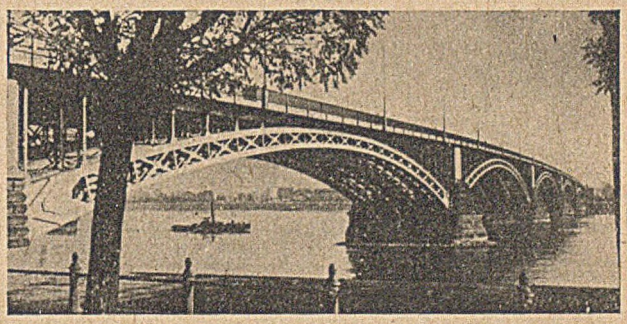


Abb. 14. Rheinbrücke Mainz.

Es sei hier der Vollständigkeit halber nur erwähnt, daß die Brücke, von der 2 Bogen noch erhalten sind, in der ursprünglichen Weise wiederhergestellt wird. (Abb. 14.)

Besonders schwierig lagen die Verkehrsverhältnisse zwischen den nördlich und südlich des Mains gelegenen Stadtteilen Frankfurts. Sämtliche Straßenbrücken der Stadt waren mehr oder weniger zerstört. Während die westlichste Straßenbrücke, die steinerne Wilhelmsbrücke, verhältnismäßig schnell für einen Fahrverkehr, allerdings mit Ausnahme der Straßenbahn, wieder benutzbar gemacht werden konnte, nahm der Wiederaufbau der übrigen drei Straßenbrücken, nämlich der Untermainbrücke, der „Alten Brücke" und der Obermainbrücke sehr lange Zeit in Anspruch. Als zweite, leider ebenfalls nur beschränkt benutzbare Straßenbrücke wurde im Jahre 1947 die „Alte Brücke" durch Einbau einer über 2 Öffnungen von je 29,5 m Lichtweite reichenden stählernen Trog-Brücke mit 5,2 m Fahrbahnbreite und 2 Fußwegen von 0,7 m befahrbar gemacht. Auch diese Brücke konnte den starken Verkehr noch nicht ausreichend entlasten, zumal noch keine Straßenbahnverbindung zwischen Frankfurt und Sachsenhausen bestand. Es mußte daher das Ziel sein, so rasch als möglich endgültige Dauerbrücken für schwersten Straßen- und Straßenbahnverkehr zu errichten, vor allem auch deshalb, weil die endgültige Wiederherstellung der Wilhelmsbrücke erst in Angriff genommen werden kann, wenn mindestens eine weitere feste Dauerbrücke fertiggestellt ist. Die beiden noch fehlenden Straßenbrücken, die Obermainbrücke im Zuge der R 3 und die Untermainbrücke zwischen Wilhelmsbrücke und Alter Brücke gelegen, sind zur Zeit im Bau und werden Anfang des Jahres 1949 fertiggestellt sein. Sie sollen im folgenden wegen ihrer interessanten technischen Besonderheiten näher beschrieben werden.

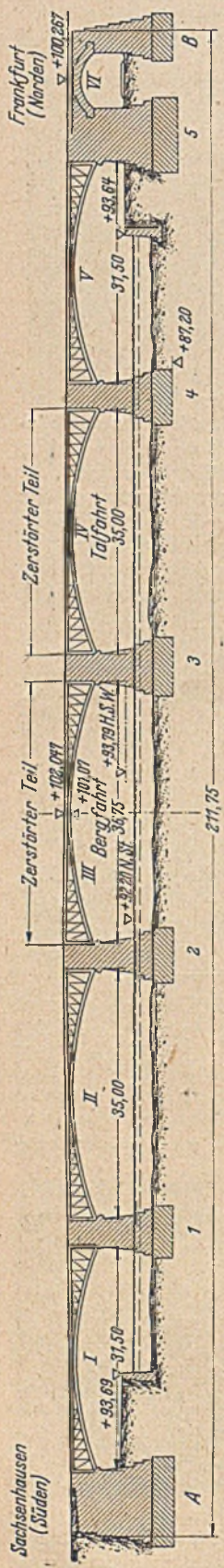


Abb. 15. Obermainbrücke Frankfurt.

Von den fünf Öffnungen der Obermainbrücke wurden die Überbauten der Schiffahrtsöffnungen III und IV (Abb. 15) durch Sprengungen restlos zerstört. Die stählernen Überbauten der übrigen Öffnungen I, II und V blieben erhalten. Sie mußten jedoch verstärkt werden, da die alte Schweißeisenkonstruktion den heutigen Verkehrslasten nicht mehr genügt und die Brücke aus diesem Grunde schon seit Jahren für den gesamten Fahrverkehr gesperrt war.

Wiederherstellung und Verstärkung der Brücke gehen nunmehr in der Weise vor sich, daß die noch vorhandenen eisernen Überbauten, soweit sie unter der Fahrbahnfläche liegen, einen Ummantelungsbeton erhalten. Dieser besteht in erster Linie aus einem zweiteiligen Betongewölbe, das die Untergurte der Stahlkonstruktion umschließt; ferner aus Betonwänden, die einen Teil der Gurtungen umhüllen und der Betonfahrbahnplatte, in die ein Teil der Obergurte eingebettet wird. Die nicht einbetonierten Teile der Gurtungen der Obergurte werden entfernt. Die unter den Gehwegen liegenden beiden äußeren Bogen brauchen nicht verstärkt zu werden, sie erhalten daher keinen Ummantelungsbeton. Auf diese Weise lassen sich die noch vorhandenen Überbauten für eine Nutzbreite von 15,0 m und eine volle Aufnahmefähigkeit der heutigen Verkehrslasten verwenden. (Abb. 16.) Eine spätere etwa

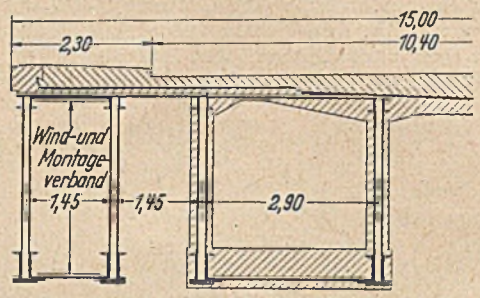


Abb. 16. Querschnitt zu Abb. 15.

vorgesehene Verbreiterung der Brücke auf 22,6 m Nutzbreite kann so vorgenommen werden, daß jeweils die äußersten Bogen um 1,45 m nach außen gerückt werden und das jetzt mit einem Abstand von 2,9 m verbleibende Bogenpaar auf jeder Seite dann ebenfalls eine entsprechende Betonummantelung erhält, so daß die alten Bogen zusammen mit dem Ummantelungsbeton auch die Belastung des nunmehr etwa 2,4 m auskragenden Gehweges und der verbreiterten Fahrbahn übernehmen können (Abb. 17).

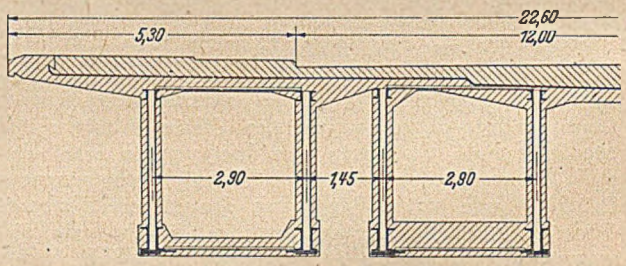


Abb. 17. Desgl. nach Verbreiterung.

Bei der Wiederherstellung der vollständig zerstörten Überbauten der Öffnungen III und IV wird sinngemäß verfahren, einmal, um eine einheitliche Konstruktion zu schaffen, zum anderen Mal, um ein gleichmäßiges Aussehen sämtlicher Öffnungen der Brücke in den verschiedenen Ausbaustufen zu erhalten. Es werden also in beide Öffnungen ebenfalls je 4 Stahlbogenpaare eingebaut, von denen die im Innern liegenden ebenfalls einen Ummantelungsbeton erhalten. Die spätere Verbreiterung der Brücke geht dann in der gleichen Weise wie bei den Öffnungen I, II und V vor sich. Mit Rücksicht auf das Schiffahrtsprofil, welches bei dieser Gelegenheit geringfügig vergrößert werden sollte, wurden die Untergurte der neuen Bogen nicht kreisförmig, sondern in Form eines Korbbogens ausgeführt, im Zusammenhang mit einer geringfügigen Hebung der Fahrbahn.

Da die äußeren Bogen jedoch in der ersten Ausbaustufe sichtbar bleiben, mußte wegen des Aussehens der Brücke bei der Teilung der Füllstäbe und den rohen Umrissen der Gesamtbogen auf die Abmessungen der vorhandenen Bogen der Öffnungen I, II und V Rücksicht genommen werden (Abb. 18).

Die statische Wirkungsweise der Überbauten ist in sämtlichen Öffnungen die folgende:

Die stählernen Bogen sind als 2-Gelenkbogen aufzufassen; in dem äußeren Teil bestehen sie aus dem Gurt und den Füllstäben, in der Mitte aus den Gurtstäben und dem sie verbindenden Stegblech. Da der Fahrbahnbelag auch in den bestehenden Öffnungen abgebrochen werden

muß, hat die Stahlkonstruktion allein nur den Gewölbebeton einschl. der an der Stahlkonstruktion aufgehängten Rüstung zu tragen. Das Gewicht der Betonwände wird bereits von der Verbundkonstruktion — Bogen + Betongewölbe — aufgenommen. Entsprechend muß die Verbundkonstruktion — Stahlbogen + Betongewölbe + Betonwände — das Gewicht der Fahrbahnplatte tragen und der Gesamtquerschnitt der Konstruktion das übrige Eigengewicht und die Verkehrslasten.

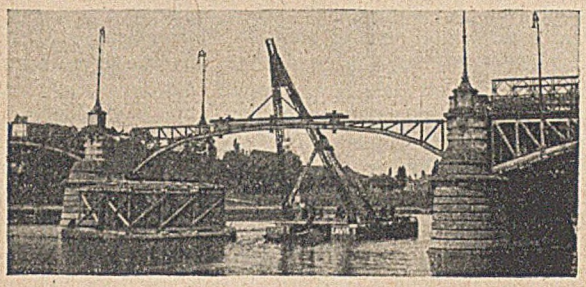


Abb. 18. Montagebild.

Die Lieferung der Stahlbauteile erfolgte durch die Fa. Lavis-Offenbach, die Ausführung der Stahlbetonarbeiten durch die Fa. Wayss & Freytag, Frankfurt.

Befriedigend dürfte dieses Bauwerk erst in der zweiten Ausbaustufe wirken, wenn die gesamte Stahlkonstruktion ummantelt ist und dann der Eindruck einer echten Stahlbetonbrücke entsteht.

Die zweite in Frankfurt im Bau befindliche Brücke, die Untermainbrücke, hatte ebenfalls 5 Öffnungen, von denen 3 zerstört und behelfsmäßig durch Peiner Träger mit einer Nutzbreite von 9,3 m für leichten Fuhrwerks- und Fußgängerverkehr wieder benutzbar gemacht waren (Abb. 19). Der Neubau der Brücke, der mit Rücksicht auf die Unvollkommenheiten der behelfsmäßig wiederhergestellten benachbarten Wilhelmsbrücke schon längst dringend erforderlich gewesen wäre, scheiterte bisher hauptsächlich an der Materialfrage. Erst als im Frühjahr 1948 aus amerikanischen Truppenbeständen 400 t IP 100 zur Verfügung gestellt werden konnten, ging man sofort an die Ausführung der Arbeiten. Der neue Brückenquerschnitt (Abb. 20) besteht aus 8 unter der Fahrbahn liegenden IP-Trägern und 2 geschweißten Randträgern, die durch lastverteilende Querträger zu einem Trägerrost ausgebildet sind. Die durch Vouten auf den Hauptträgern aufgestelzte Stahlbeton-Fahrbahnplatte wird schubsicher mit den Hauptträgern verbunden und so zum Tragen mit herangezogen. Um keine negativen Momente über den Stützen übertragen zu müssen, werden die Hauptträger als frei aufliegende Balken mit etwa 31 m Stützweite vorgesehen. Die Nutzbreite der Brücke ist 19,7 m, wovon 11,7 m auf die Fahrbahn, 2 × 1,5 m auf die Radwege und 2 × 2,5 m auf die Fußwege entfallen. Damit die Tragkonstruktion einschl. der Fahrbahnplatte als Verbundquerschnitt zur Aufnahme der Verkehrslasten wirken kann, muß die Fahrbahnplatte unter entsprechender Vorspannung aufbetoniert werden. Zu diesem Zweck werden nach dem Verlegen der Haupt- und Querträger und Verschrauben derselben folgende Arbeiten durchgeführt: Besonders konstruierte Unterspannungsträger (Abb. 21), die paarweise zu einer Unterspannungsbrücke verbunden sind, werden an die Hauptträger angebracht. In der Mitte der Träger werden Pressen eingesetzt und sämtliche Träger bis 5 cm über der Verbindungslinie durch die Auflagepunkte angepreßt.

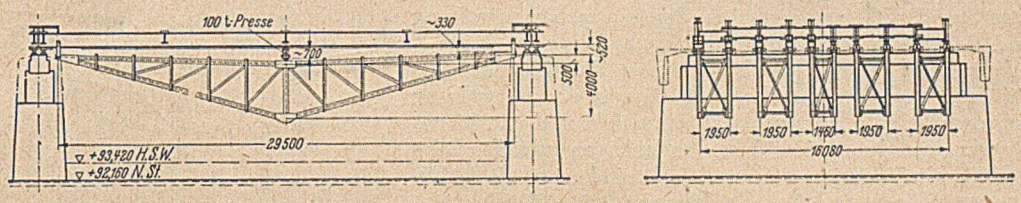


Abb. 21. Unterspannungsträger.

In diesem Zustande werden die Querverbände vernietet und Schrägeisen und Bügel für die Verbundwirkung mit der Fahrbahnplatte auf die Träger aufgeschweißt. Hierauf erfolgt das Einschalen für die Betondecke unter gleichzeitiger Korrektur der Höhenlage mit Hilfe der Pressen. Nach dem Betonieren der Fahrbahnplatte und dem Erhärten des Betons werden alle Träger gleichmäßig abgesenkt, bis die Pressen frei werden und danach das Ausbauen der Unterspannungsträger erfolgen kann.

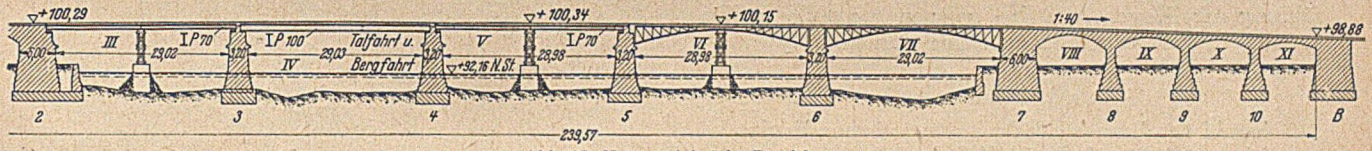


Abb. 19. Untermainbrücke Frankfurt.

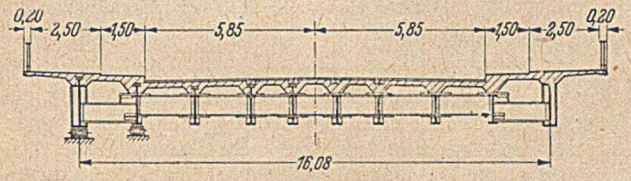


Abb. 20. Querschnitt zu Abb. 19.

Zur Beschleunigung des Baufortschrittes werden Unterspannungsträger für 2 Öffnungen bereitgehalten, die nach Erhärten der jeweiligen Betonfahrbahnplatte wechselseitig umgesetzt werden können.

Die Stahlbauarbeiten werden von den Firmen MAN-Gustavsburg und Fries-Frankfurt, die Betonarbeiten von der Fa. Wayss & Freytag-Frankfurt ausgeführt.

Mit dieser Brücke, die in Abb. 22 in der Gesamtansicht dargestellt ist und die im Frühjahr 1949 dem Verkehr übergeben werden soll, erhält die Stadt Frankfurt die erste endgültige, dem Verkehr genügende Brücke über den Main zur Verbindung ihrer beiden Stadtteile.

(Schluß folgt.)

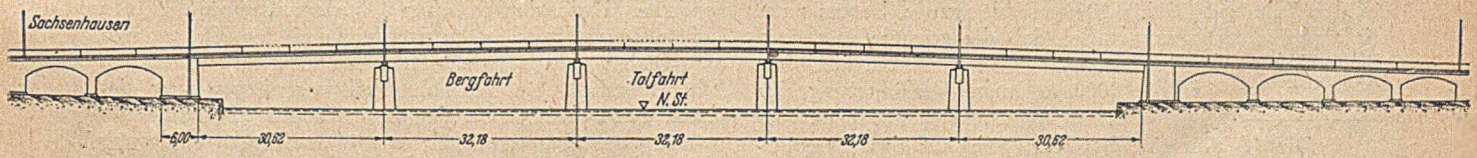


Abb. 22. Gesamtansicht der Untermainbrücke Frankfurt.

Der Ausbau der portugiesischen Häfen.

Von Prof. Dr.-Ing. habil. Edgar Schultze, Berlin.

A. Einleitung.

Über den Ausbau der portugiesischen Häfen ist abgesehen von einigen wenigen Einzelveröffentlichungen (siehe Literaturverzeichnis am Ende des Aufsatzes) in Deutschland bisher so gut wie nichts bekannt geworden, obwohl gerade bei diesen Häfen zahlreiche allgemein interessierende Probleme zu lösen sind. Das liegt in erster Linie an der großen geographischen Entfernung zwischen den beiden Ländern und den sprachlichen Schwierigkeiten, die eine nähere Berührung der am Hafenbau beteiligten Kreise verhindert haben. Anläßlich zweier Vortragsreisen im Frühjahr 1943 und 1944 hatte ich Gelegenheit, einige portugiesische Häfen zu besichtigen und mich über den Stand der Ausbauarbeiten zu unterrichten. Durch das Entgegenkommen der portugiesischen Dienststellen und der Fachkollegen empfing ich außerdem umfangreiche Unterlagen über den dortigen Hafenbau, von denen vor allem die Jahrbücher der portugiesischen Wasserbauverwaltung [1]*, die seit dem Jahre 1933 erscheinen, erwähnt seien. Die Jahrbücher enthalten Berichte aus sämtlichen Zweigen der Generaldirektion der Wasserbauverwaltung und der Elektrizitätswirtschaft. Abgesehen von den Berichten über die in dem betreffenden Kalenderjahr ausgeführten Arbeiten werden auch die von der Verwaltung ausgearbeiteten Planungen und Entwürfe und die hierzu eingeholten Gutachten über Sonderfragen veröffentlicht. Die 300 bis 500 Seiten starken Bände sind reich mit Abbildungen, Plänen und Tabellen ausgestattet und geben dadurch ein umfassendes Bild der Aufgaben, die auf dem Gebiet des Wasserbaues in Portugal gestellt werden.

B. Die technischen Probleme.

Als Folge der außergewöhnlichen natürlichen Verhältnisse an der portugiesischen Küste treten vor allem drei Faktoren besonders schwerwiegend in Erscheinung. Diese sind die Sandwanderung, die Brandung und die Wasserführung der Flüsse. Alle drei nehmen Ausmaße an, die im übrigen Europa nicht angetroffen werden.

1. Sandwanderung.

Obwohl der Grundstock des portugiesischen Festlandes aus Fels besteht, ist dem Nordteil der Westküste von der spanischen Grenze ab bis etwa zu dem kleinen Fischereihafen Nazaré ein Sandstrand vorgelagert, dessen Breite bei dem Lagunenhafen Aveiro auf 42 km anwächst (Abb. 1). Auch an der Südküste finden sich vereinzelt, insbesondere bei den Häfen Faro-Olhão, größere Sandmassen. Bei vorwiegend westlichen und nordwestlichen Winden läuft der Strom an der Westküste fast während des ganzen Jahres von Norden nach Süden, in gleicher Richtung wie der Ebbestrom [2, 3]. An der Südküste biegt der Strom nach Osten um. Der verhältnismäßig geringe Flutstrom kommt gegenüber dieser vorherrschenden Richtung nicht zur Geltung. Der Küstenstrom hat zusammen mit der in gleicher Richtung wirkenden Teilkraft der Brandungswellen eine starke Sandversetzung von Norden nach Süden bzw. von Westen nach Osten zur Folge, die sich bei den Hafenanlagen unliebsam bemerkbar gemacht hat. So ist beispielsweise der aus einer in der Richtung des Küstenstromes abgebogenen 280 m langen Mole bestehende Fischereihafen Póvoa de Varzim (Abb. 2), der in den Jahren 1936 bis 1940 erbaut wurde, bereits nach 5 Jahren so stark zugesandet, daß die gesamte ursprüngliche Hafenfläche heute trockengefallen ist. In ähnlicher Richtung hat sich die 1000 m lange Verlängerung der Nordmole des Hafens von Leixões (Abb. 3) ausgewirkt. Während schon in den 50 Jahren nach dem 1884 begonnenen Bau des Hafens die 16-m-Linie um über 600 m nach S wanderte, so daß sich die Tiefen von —16,0 auf —8,0 bis —9,0 verminderten, hat sich die Versandung im Gegensatz zu den Erwartungen seit dem Bau dieser Mole, der im wesentlichen im Jahre 1943 abgeschlossen war, stellenweise gegen früher verzehnfacht. Diese Erscheinungen haben in portugiesischen Fachkreisen eine

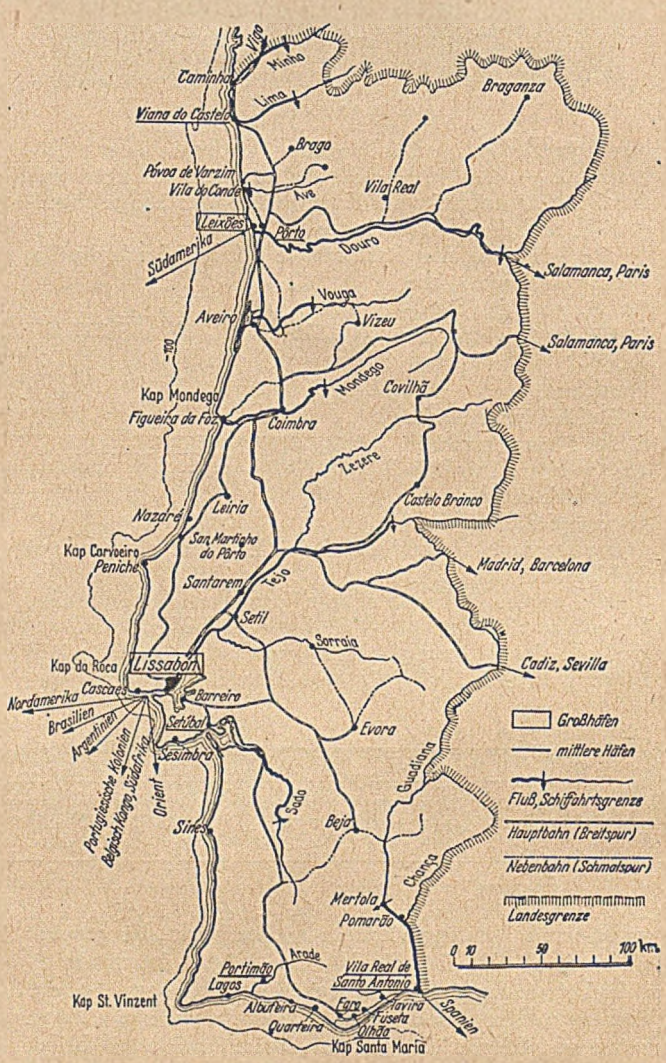


Abb. 1. Übersichtskarte über die Häfen, Wasserstraßen und Eisenbahnen Portugals.

lebhafte Diskussion [4] hervorgerufen und zu Zweifeln über den angegebenen Verlauf der Küstenströmung geführt. Diese Zweifel wurden dadurch genährt, daß wegen der starken Brandung und der sehr langen Küste bisher nur wenig Messungen von Wassertiefen, Strömungen und örtlichen Windverhältnissen durchgeführt werden konnten und daher das Tatsachenmaterial verhältnismäßig spärlich ist. Ferner ist es auffallend, daß die Sandzungen, die die Mündungen der Flüsse versperren, stets vom Südufer derselben nach Norden zu anwachsen. Nach den üblichen Überlegungen und Regeln müßte daraus geschlossen werden, daß der Küstenstrom von Süden nach Norden läuft. Bei näherer Betrachtung scheint jedoch ein Ausnahmefall vorzuliegen, der dadurch seine Erklärung findet, daß das felsige Nordufer der Flüsse gegenüber der Sandzunge überall einen Vorsprung aufweist und daher ähnlich wie eine Mole wirkt [5]. Die

* Die [ ]-Hinweise beziehen sich auf das Literaturverzeichnis am Ende des Aufsatzes.

Versandungen bilden sich hiernach dadurch, daß sowohl hinter den Nordmolen der Häfen wie auch hinter den Nordufern der Flüsse von dem nach Süden verlaufenden Küstenstrom Wirbel abgezweigt werden, die rein örtliche Strömungen in entgegengesetzter Richtung darstellen. Eine Klärung der Verhältnisse wird erst dann möglich sein, wenn mehr Beobachtungen vorliegen.

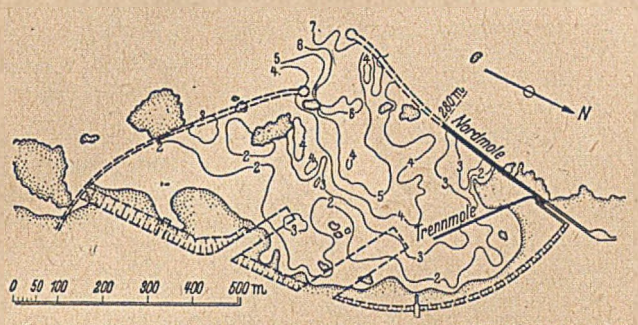


Abb. 2. Ursprünglicher Entwurf für den Fischereihafen Póvoa de Varzim. Ausgeführt wurden 280 m Nordmole, die halbe Südmole und 160 m Trennmole.

Die Mittel, die gegen das Vordringen der Versandungen ergriffen wurden, bestehen in kostspieligen Baggerungen, durch die z. B. das Fahrwasser im Hafen von Leixões aufrechterhalten wird. Der weniger bedeutende Fischereihafen Póvoa de Varzim wurde einstweilen aufgegeben. Man hat allerdings daran gedacht, durch eine Südmole eine geschlossene Hafenfläche zu schaffen. Der Bau wurde auch bis zu dem großen Felsen, also etwa auf die halbe Länge des Entwurfs, ausgeführt, dann aber im Jahre 1946 eingestellt. Es bestehen aber nunmehr nach den Erfahrungen beim Hafen Leixões, wo auch das Vorhandensein einer Südmole die Versandung nicht verhindern konnte, erhebliche Bedenken, noch weiteres Kapital in dieses Projekt zu stecken. Eine wirkliche Lösung der geschilderten Schwierigkeiten dürften nach Vorliegen der notwendigen Messungen in der Natur nur Modellversuche mit beweglicher Sohle bringen. Diesen stehen jedoch die portugiesischen Fachkreise mit einer gewissen Abneigung gegenüber, da sie bei der Vielfalt der Einflüsse auf die Sandbewegung — Küstenstrom, Gezeiten, Flußhochwasser und deren jahreszeitlicher Wechsel — nur schwer auf die Wirklichkeit übertragbar seien. Man hat daher diesen Weg bisher noch nicht beschritten.

2. Brandung.

Unter den Unterhaltungskosten in den portugiesischen Häfen nehmen die Schäden infolge der Sturmfluten, die in manchen Jahren mit verheerender Wucht auftreten, einen erheblichen Anteil ein. Die schwere Brandung vor der portugiesischen Küste hält fast das ganze Jahr über an, so daß es etwa nur 60 bis 80 Tage im Jahr gibt, an denen überhaupt seebauliche Arbeiten an ungeschützten Stellen ausgeführt werden können. Über die Zerstörungen durch die Stürme des Jahres 1934 an den damals fertiggestellten ersten 400 m der spornartigen Verlängerung der Nordmole von Leixões ist in den Jahrbüchern der Hafenbautechnischen Gesellschaft [6] berichtet worden. Auch der Bau der Einfahrtsmolen zum Hafen von Faro-Olhão mußte infolge der Sturmschäden im Jahre 1933 abgebrochen werden und die Bauwerke haben im Jahre 1936/37 nochmals gelitten. Der Einsturz der Mole von Leixões konnte darauf zurückgeführt werden, daß man die Standsicherheitsberechnungen nach Sainflou für Wellen von 110 m Länge und 7,5 m Höhe durchgeführt hatte. Später stellte sich dann heraus, daß man mit Wellen von 220 m Länge und 9 m Höhe hätte rechnen müssen. Dazu kommt, daß die Formel von Sainflou nur für Schwingungswellen, aber nicht für die sehr viel stärkeren Brandungswellen gilt, wie sie infolge der Abnahme der Wassertiefen beim Hafen von Leixões in der Nähe der Küste auftreten. Diese Erfahrungen haben zu einer Abkehr von der bisher noch verwandten gemischten Querschnittsform für die Wellenbrecher geführt, da die senkrechte Begrenzung des Aufbaues nur dann ihren Zweck erfüllt, wenn sie in tiefem Wasser steht, wo die Schwingungswellen von der Wand zurückgeworfen werden. Der bedeutend widerstandsfähigere geböschte Molenquerschnitt, der von einer Steinschüttung gebildet wird, hat demgegenüber den Nachteil, daß er große Massen erfordert und entsprechend teuer wird. Aus diesem Grunde ist man bei der Fortführung der Verlängerung des Wellen-

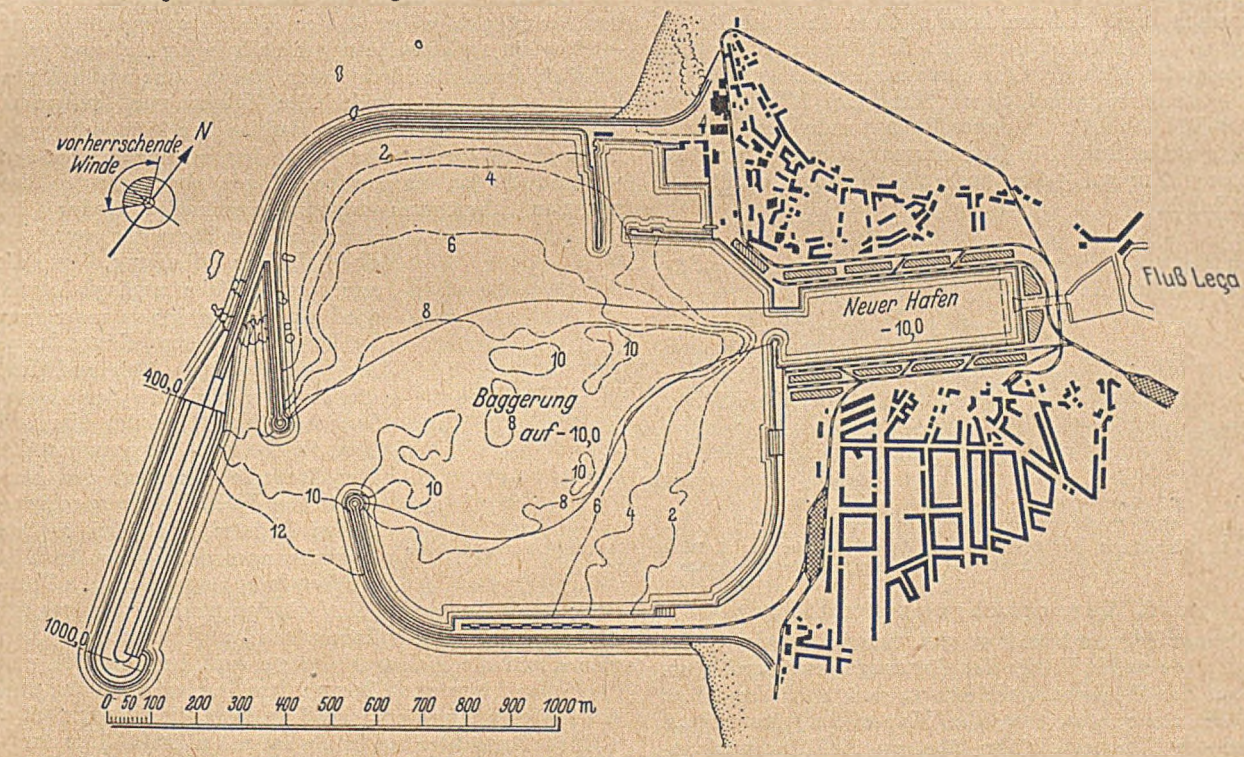


Abb. 3. Hafen von Leixões.

brechers von Leixões zu der Lösung gekommen, den geböschten Querschnitt als Unterwassermole nur bis etwa zur Niedrigwasserhöhe hochzuführen [7]. Da über die Wirkung einer derartigen Mole in einem Gebiet mit schwerer Brandung keine Unterlagen vorhanden waren, wurden in der Versuchsanstalt der Technischen Hochschule Lausanne eingehende Modellversuche durchgeführt, die 1. den Grad der Abschwächung feststellen sollten, die ein Wellenbrecher mit einer Oberkante —1 unter NN in dem etwa 200 m hinter ihm liegenden Fahrwasser bewirkt und 2. den Zweck hatten, die Widerstandsfähigkeit des gewählten Profils gegen den unmittelbaren Angriff des Seeganges zu erproben.

Die Ergebnisse der Versuche laufen darauf hinaus, daß die Wellen je nach ihrer Höhe im ungünstigsten Falle bei HThw auf etwa 60 bis 85 % und im günstigsten Falle bei MThw auf etwa 45 bis 60 % herabgesetzt werden. Diese Ergebnisse, die an einem herausgeschnittenen Molenstück erzielt wurden und daher etwas ungünstigere Verhältnisse wiedergeben, als sie in der Natur vorhanden sind, waren durchaus befriedigend, da die geringere Abschwächung bei HThw sowieso zu einem Zeitpunkt eintritt, wo der Hafen nicht mehr angelaufen wird.

Die Standsicherheit des Wellenbrechers wurde durch 12stündige Dauerversuche geprüft. Die ungünstigsten Ergebnisse liegen hier im Gegensatz zu der ersten Versuchsreihe bei den niedrigen Wasserständen. Sie führen zu einer Vergrößerung der äußeren Schutzblöcke, zu Ermäßigungen der Böschungen, zu einer Vergrößerung der Breite und einer Verbreiterung der Bermen, also insgesamt zu einer weitgehenden Umgestaltung des ursprünglich vorgeschlagenen Querschnittes. Trotzdem man nach diesen Versuchen damit rechnen konnte, einen in jeder Beziehung einwandfreien Querschnitt konstruiert zu haben, wurde nachträglich die Oberkante noch um 2 m von —1 auf +1 m erhöht, bei einem Stand des MSpTnw auf +0,20 NN (Abb. 4). In dieser Form wurde der Wellenbrecher ausgeführt. Die Kostenersparnis gegenüber dem ursprünglichen auf +6 m hochgeführten Querschnitt war beträchtlich.

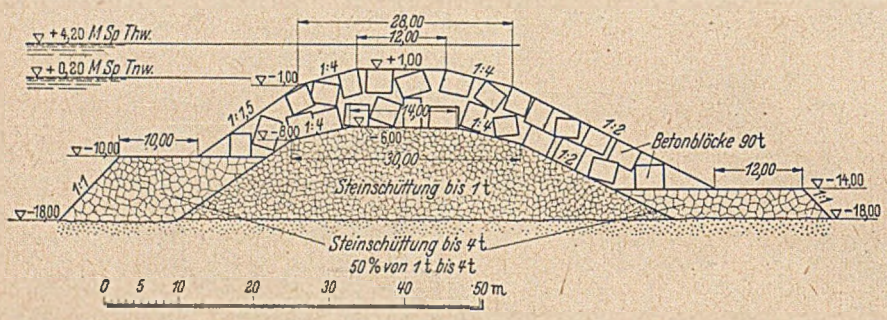


Abb. 4. Querschnitt der Verlängerung der Nordmole von Leixões. Ursprünglich vorgesehene Oberkante — 1,00, ausgeführte Oberkante + 1,00.

3. Wasserführung der Flüsse.

Die zur Zeit der Römer vorgenommene Abholzung der Wälder, die steilen Hänge des Einzugsgebietes der Flüsse, die auf das Winterhalbjahr konzentrierten Niederschläge und die starke, fast tropische Verdunstung im nahezu regenlosen Sommerhalbjahr führt zu Abflußschwankungen der portugiesischen Flüsse, die weit über das Maß hinausgehen, das man sonst in Europa gewohnt ist. So weist beispielsweise ein Pegel am mittleren Tejo als geringste Wassermenge in den Jahren 1934 bis 1941 9 m³/s und eine größte Wassermenge von 12 900 m³/s auf. Beim Douro rechnet man im Sommer mit Abflußmengen unter 100 m³/s und im Winter mit plötzlichen Spitzen von 4000 m³/s, die sich etwa alle 35 Jahre auf 15 000 bis 20 000 m³/s steigern. Da das Flußwasser viel Geschiebe enthält und außerdem bei vielen Flüssen ein Zusammenstoß mit dem Sand führenden Küstenstrom stattfindet, so ist es erklärlich, daß die Mündungen der portugiesischen Flüsse in erschreckendem Maße durch Sandzungen versperrt sind oder daß sich bei den kleineren Gewässern ausgedehnte Lagunen bilden (Lagune von Aveiro, Lagune von Faro-Olhão). Eine Ausnahme hiervon machen die Mündungen des Tejo und Sado und zwar deshalb, weil sich wenige Kilometer vor der ersteren gegenüber der Stadt Lissabon das großflächige sogenannte Strohmeer (Abb. 5) befindet und auch bei der letzteren eine ähnliche

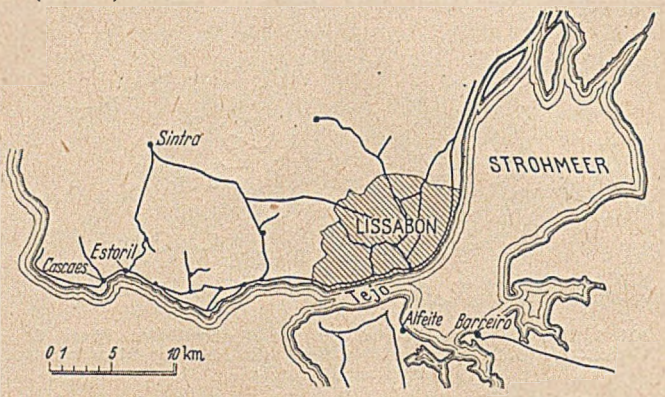


Abb. 5. Mündungsgebiet des Tejo. Fahrwasser zwischen den Mündungsbarren mindestens 10—11 m tief bei Tnw. Mündungsschlauch 35—40 m tief.

buchtartige Erweiterung vorhanden ist. Diese halten als natürliche Spül- und Klärbecken bei einem mittleren Tidenhub von 4 m die Mündungen das ganze Jahr auch für die tiefstgehenden Schiffe offen. Bei dem zweitgrößten Flusse Portugals, dem Douro, liegen die Verhältnisse ungleich ungünstiger. Der zeitweise nur 100 m breite Zufahrtskanal durch die Barre, dessen Solltiefe auf —6,0 m liegt, höht sich während der Niedrigwasserperiode auf —1,0 m, ja stellenweise sogar noch höher auf und wird lediglich durch die Hochwässer, jedoch ohne nachhaltigen Erfolg, wieder freigespült. Die Zufahrt wird außerdem noch dadurch verschlechtert, daß an der Mündungssandzunge durch die Brandung eine besonders unruhige See entsteht, die an ungünstigen Tagen das Anlaufen des schmalen Fahrwassers überhaupt verhindert. Dadurch ist der Hafen von Pôrto, der etwa 6 km oberhalb der Mündung liegt, oft nur unter Gefahr zugänglich und wird deshalb praktisch mehr von Leichtern, kleineren Küstendampfern und von den Binnenschiffen, die den Verkehr nach dem Weinbaugebiet des Oberdouro übernehmen, als von Seeschiffen aufgesucht. Der Seeverkehr benutzt den hierfür in der Nähe Pôrtos angelegten Hafen Leixões. Bei den großen Schwankungen der Wasserstände ist die Regelung einer derartigen Mündung eine außerordentlich schwierige, wenn nicht sogar mit erträglichen Mitteln hoffnungslose Aufgabe. Ebensowenig befriedigen die Hafenverhältnisse auch bei den kleineren Flußhafen Figueira da Foz an der Mondegomündung und dem an einem kleineren Fluß gelegenen Hafen Portimão.

Mehr Aussichten auf Erfolg haben die Durchstiche durch die Nehrungen der Lagunenhäfen von Aveiro [8], Faro-Olhão und Tavira, die in den letzten Jahren in Angriff genommen wurden. Auch der Hafen Vila Real de Santo Antonio am Guadianafluß besitzt eine günstiger gelegene Fahrrinne und bessere Bedingungen für die Wirksamkeit von Molenbauten zum Schutze des Mündungsschlauches.

C. Größe und Bedeutung der Häfen.

1. Verkehrsverhältnisse.

Die Größe und Bedeutung der portugiesischen Seehäfen ist nur verständlich, wenn man sich ein Bild von den eigenartigen Verkehrsverhältnissen [9] dieses Landes

macht. Trotzdem Portugal nur ein Randgebiet des in vieler Hinsicht einheitlichen Raumes der iberischen Halbinsel ist, ist es, verkehrsmäßig gesehen, doch von Spanien weitgehend isoliert. Obwohl vier Bahnlinien in westlicher Richtung und eine in nördlicher (Abb. 1) die Verbindung mit der übrigen Halbinsel herstellen, ist der Güterverkehr auf diesen Strecken doch außerordentlich gering, so daß man fast von einer völligen Durchschneidung des Güterstromes auf dem Landwege nach Spanien sprechen kann. Die Eisenbahnen und Straßen des Landes haben also überwiegend nur einen inneren Frachtverkehr, von dem der weitaus größte Anteil auf die Strecke Lissabon—Pôrto entfällt. Der Eisenbahnverkehr von Lissabon nach dem Süden ist verhältnismäßig schwach. Das liegt daran, daß Lissabon keinen unmittelbaren Anschluß an das südliche Straßen- und Eisenbahnnetz besitzt. Dessen Linien enden vielmehr gegenüber der Hauptstadt auf der Südseite des Strohmeeres (Abb. 5). Die seit Jahrzehnten geplante Überbrückung oder Untertunnelung dieser Mündungsbucht ist bisher nicht verwirklicht worden. Die erste Eisenbahnbrücke über den Tejo liegt bei Setil etwa 60 km oberhalb Lissabon. Dazu kommt, daß nur ein Teil der Bahnlinien in der von Spanien benutzten Breitspur von 1,67 m gebaut ist. In der nördlichen Landeshälfte finden sich zahlreiche Schmalspurbahnen mit 1 m Spurweite vor. So ist es für den Hafen von Lissabon kennzeichnend, daß beide Spurweiten nebeneinander benutzt werden, von denen die Schmalspur allerdings nur dem inneren Verschiebebetrieb (Abb. 6) dient. Der sonst recht verkehrsstarke Hafen von Leixões ist nur an das Schmalspurnetz angeschlossen und kommt daher für den Frachtverkehr mit dem Inneren des Landes in geringerem Maße in Betracht. Dieser endet vorwiegend in dem wenige Kilometer südlicher gelegenen Pôrto, das zusammen mit Lissabon den weitaus größten Teil des nicht unbeträchtlichen Verkehrs nach dem Auslande, der so gut wie ausschließlich den Seeweg benutzt, sammelt. Dabei entfällt auf Lissabon der Hauptteil des Fahrgastverkehrs, während die Vorherrschaft Lissabons im Frachtverkehr gegenüber Pôrto-Leixões nicht ganz so stark ist, trotzdem die großen Schiffe des Weltverkehrs fast ausnahmslos nur Lissabon anlaufen. Während die beiden Großhäfen Lissabon und Pôrto-Leixões fast die gesamte Einfuhr bewältigen, sind die kleineren Häfen des Landes auch an der Ausfuhr beteiligt. Näheres über die Größe und die Zusammensetzung des Verkehrs ist aus Tab. 1 zu ersehen. Eine große Bedeutung kommt dem Verkehr zu, den die portugiesischen Seehäfen durch die hochentwickelte Fischerei von Sardinen, Thunfischen u. a. erhalten. Diese Verkehrssparte ist deshalb in der Tabelle besonders aufgeführt. Eine weitere Aufgabe gerade der kleineren Seehäfen liegt darin, daß sie bei den ungünstigen Witterungsverhältnissen vor der portugiesischen Küste als Schutzhäfen, insbesondere für die kleineren Fischereifahrzeuge, dienen. Es ist beabsichtigt, die Anzahl dieser Häfen so zu vergrößern, daß auf etwa 150 km Küstenentfernung ein Schutzhafen entfällt. Dieser Gesichtspunkt ist für die Neuplanungen der kleineren Häfen maßgebend.

Der Küstenverkehr an Fahrgast- und Frachtschiffen ist bei der Bevorzugung der Eisenbahn und dem in dem letzten Jahrzehnt vorzüglich ausgebauten Straßennetz verhältnismäßig gering. Die Binnenschiffahrt steckt noch in den Anfängen, da infolge der geschilderten Abflußverhältnisse der Flüsse große natürliche Hindernisse zu überwinden sind. Schiffahrtskanäle sind bisher noch nicht gebaut worden. Die gesamte Länge der schiffbaren Wasserstraßen einschließlich der Arme des Haffs von Aveiro beträgt nur rd. 1000 km oder die Dichte 1,1 km auf 100 km² gegenüber einem Wert von 2,3 km im früheren Deutschen Reich. Nur der Guadianafluß ist auf 45 km Länge von Seedampfern bis 5 m Tiefgang befahrbar, die die in Pomarão gelegenen Kupfererzbergwerke anlaufen. Auf dem Tejo verkehren kleine Flußdampfer bis etwa 40 km von der Mündung. Die übrigen Wasserstraßen werden nur von kleinen Fahrzeugen benutzt, spielen aber teilweise wie z. B. der Douro für den Transport von Portwein eine nicht unbedeutende Rolle im gesamten Verkehrsnetz. Die Schiffbarkeit endet beim Douro und Tejo an der spanischen Grenze.

2. Ausbau und Umschlagsgrößen.

Betrachtet man die Übersicht der Tab. 1, so fällt auf, daß der Verkehr der portugiesischen Seehäfen im Vergleich zu dem anderer Länder mit Ausnahme der beiden Großhäfen gering ist. Dementsprechend handelt es sich bei den meisten Häfen auch nur um verhältnismäßig kurze und einfache Kaianlagen, bei denen die Form des ausgebauten Flußufers oder einer kombinierten Schutz- und Anlegemole bevorzugt wird. Wenige größere parallel zum Flußufer laufende Hafenbecken findet man neben den vorherrschenden ausgebauten Ufern nur in Lissabon, Setúbal, Viana do Castelo und neuerdings in Leixões (Abb. 3), wo der ursprüngliche Molenhafen in den Jahren 1933 bis 1938 zur Landseite hin durch das Becken Nr. 1 erweitert wurde [10].

3. Hafentypen.

Die portugiesischen Häfen lassen sich in drei verschiedene Typen aufteilen: den durch eine oder zwei Außenmolen gebildeten Küstenhafen, den Flußmündungshafen und den Lagunenhafen. In größerer Entfernung von den Flußmündungen befinden sich keine Häfen. Zu den Flußmündungshäfen gehören: Lissabon, das in einer Entfernung von rd. 10 km von der Mündung des Tejo liegt, Pôrto mit 6 km Entfernung von der Douromündung, Setúbal mit 9 km Entfernung von der Mündungsbarre des Sado und die unmittelbar an einer Mündung befindlichen Häfen Viana do Castelo, Vila do Conde, Figueira da Foz, Portimão und Vila Real de Santo Antonio. Die Zufahrt durch die vor der Mündung liegenden Barren wird hier vorläufig meist nur durch kurze Molen oder Leitwerke geschützt. Längere Molen sind bei den Durchstichen durch die Nehrungen der Lagunenhäfen von Aveiro, Faro-Olhão und Tavira vorhanden oder geplant. Von den Küsten-Häfen wurde Póvoa de Varzim und Leixões bereits erwähnt. Der Fischereihafen von Peniche besitzt eine 150 m lange Westmole, die infolge von Sturmflutschäden verstärkt werden mußte.

Größere Küstenhäfen befinden sich auf den Azoren und Madeira. Diese rechnen verwaltungsmäßig zu den Häfen des Mutterlandes. Es handelt sich hierbei um die verhältnismäßig verkehrsstarken Orte Ponta Delgada, Horta und Funchal, von denen Ponta Delgada [11] und Funchal [19] in den letzten Jahren stark ausgebaut wurden. Da diese Häfen in einer Bucht gelegen sind, genügte es, sie durch e i n e große Schutz- und Anlegemole zu begrenzen.

Unter den genannten Häfen stellt Viana do Castelo insofern einen Sonderfall dar, als es der einzige Dockhafen in Portugal ist. Wie aus Tabelle 1 hervorgeht, bleibt der Tidenhub längs der portugiesischen Küste überall fast gleich hoch und beträgt zwischen 3,5 und 4,0 m. Es ist daher im allgemeinen nicht notwendig, Dockhäfen anzulegen, es sei denn, daß hierfür andere Gründe in Betracht kommen. Der Hafen Viana do Castelo, der ursprünglich ein reiner Gezeitenhafen war, erhielt im Verlaufe seines Ausbaues zunächst eine Schleuse von 12 m Breite und 2,2 m Tiefe bei Tnw. Bei dem letzten Ausbau, der 1940 abgeschlossen wurde, kam eine zweite Einfahrtsschleuse von 16 m Breite und 4 m Tiefe hinzu. Es dürften dies m. W. die einzigen Schleusen sein, die in Portugal bisher gebaut wurden.

Betrachtet man die in der Tabelle 1 angegebenen Maße für die tiefstliegende Hafensohle, so kann man auch in dieser Hinsicht drei Klassen von Häfen unterscheiden. Zu

Tabelle 1. Übersicht über

Hafen	Fluß oder Insel	Verkehr 1939			Wasserstände		Hafenhöhen	
		Fischfang t	Sonstige Güter t	Schiffsraum BRT	MSpThw	MSpTnw	OK Kai	Sohle
					m über Seekartennull			
Viana do Castelo ...	Lima	5 000	33 000	60 000	+ 3,80		+ 5,50	– 4,00
Póvoa de Varzim ...	–	4 000	–		+ 4,00		+ 5,00	– 2,00
Vila da Conde	Avé	4 000	–		+ 3,80		+ 6,50	–
Leixões	Leça	42 000	160 000	1 000 000	+ 4,20	+ 0,20	+ 6,00	– 10,00
Pôrto	Douro	9 000	550 000	800 000				– 6,00
Aveiro	–	11 000	–	20 000	+ 4,00			– 3.00
Figueira da Foz	Mondego	14 000	–	30 000	+ 4,03	+ 0,37	+ 4,60	– 4,00
Nazaré	–	5 000	–					
Peniche.....	–	12 000	–	22 000	+ 4,08		+ 5,50	
Lissabon und Nebenhäfen	Tejo	37 000	2 135 000	11 200 000	+ 4,40	+ 0,40	+ 6,00	– 9,50
Sesimbra	–	7 000	–		+ 4,08	+ 0,32	+ 5,30	–
Setúbal.....	Sado	8 000	450 000	600 000	+ 3,80		+ 5,00	– 6,50
Portimão	Arade	12 000	24 000	190 000	+ 4,00		+ 5,50	– 5,00
Faro-Olhão	–	10 000	34 000	180 000	+ 4,20		+ 5,50	– 4,00
Tavira.....	Asseca	2 000	–					– 3,00
Vila Real de Santo António	Guadiana	1 500	140 000	180 000	+ 4,10	+ 0,30	+ 5,50	– 5,00
Ponta Delgada.....	Azoren	–	23 000	1 500 000	+ 2,30		+ 3,30	– 12,00
Horta	Azoren	–	10 000	700 000				–
Funchal	Madeira	–	180 000	8 000 000	+ 2,50	± 0,00	+ 7,00	– 18,00

den Großhäfen mit einem Tiefgang von mehr als 8 m gehören: Lissabon, Leixões, Ponta Delgada und Funchal. Zu den mittleren Häfen mit einer Hafensohle zwischen —4,0 und —6,0: Viana do Castelo, Pôrto, Setúbal, Portimão, Faro-Olhão und Vila Real de Santo Antonio. Die übrigen Häfen mit einer Sohlenlage unter —4 sind kleine Fischereihäfen: Póvoa de Varzim, Aveiro, Nazaré, Peniche, Sesimbra und Tavira. Zum Teil handelt es sich hierbei nur um Buchten, an deren natürlicher Wassertiefe bisher nichts geändert wurde, so z. B. bei Nazaré, wo die Motor-Fischkutter von 10 bis 15 Ochsengespannen unter Ausnutzung der Brandung auf den Strand gezogen werden.

4. Hafenanlagen.

Der Größe der Hafenanlagen nach steht Lissabon [12] weitaus an erster Stelle. Trotzdem die Geländeverhältnisse für die Zuführung von Bahnen zum Tejoufer recht ungünstig sind und die auf mehreren Hügeln gebaute Stadt eine unmittelbare Abzweigung der Hafenbahn vom Hauptbahnhof nicht zuläßt, sondern eine weitläufige Umfahrung im Osten bzw. eine längere Untertunnelung im Westen notwendig macht, durch welche die Hafenbahn in zwei Äste getrennt wird, und obwohl die hinter die durchgehende Flucht der Uferkais zurückspringenden Hafenanlagen einer von See kommenden erheblichen Verschlickung ausgesetzt sind, ist der Hafen von Natur aus sehr begünstigt. Er blickt daher auf eine alte Geschichte, die bis zu den Zeiten der Phönizier reicht, zurück. Bereits für das Jahr 1765 lassen sich große Ausgaben für den Hafen nachweisen. Jedoch beginnt der Ausbau als moderner Hafen erst im Jahre 1887. Er wurde nach portugiesischen Plänen einer französischen Unternehmung übertragen, die auch in den ersten Jahren den Betrieb des Hafens übernahm. Als Ende dieser Bauperiode, die räumlich mit dem ersten Hafenabschnitt übereinstimmt, kann das Jahr 1905 angesehen werden.

die portugiesischen Seehäfen.

Hafentyp	Ausbau		Verkehrsaufgaben	
	Zeit etwa	Umfang	Einfuhr	Ausfuhr
Flußmündungshafen mit kl. Molen. Dockhaf. mit zwei Schleusen.	1931—1940	180 m Dockhafen, 2. Schleuse.	Fisch.	Grubenholz.
Küstenhafen mit zwei Molen als Schutz. Landseitig eine Trennmole f. d. Becken.	1936—1940 1944—1946	280 m N-Mole, 160 m Trennmole. S-Mole	Fisch.	—
Flußmündungshaf. längs d. Ufer. Kleines Fischereibecken am Fluß. Kl. Mole.	1930—1938	300 m Kaimauer am Nordufer.	Fisch.	—
Küstenhafen mit zwei gr. Molen, Außenhafen und inneres Becken.	1932—1943	Becken 1. 1000 m N-Mole. Anlege-Kai. S-Mole, Baggerung.	Fahrgäste, Schutzhafen, sonst wie Pôrto.	Fahrgäste, Schutzhafen, sonst wie Pôrto.
Flußmündungshafen mit ausgebauten Uferkais.	seit 1930	Baggerungen.	Steink., Baumw., Stahl, Industriewaren, Lebensm.	Portwein, Holz, Fischkonserven.
Lagunenhafen mit einer Außenmole am Seetief.	1932—1938 1945—1950	Regelg. d. Barre, 470 m N-Mole, Baggerg. Uferschutz 700 m N-Mole, 650 m S-Mole.	Fisch.	—
Flußmündungshafen mit kurzer Leitmole im Süden. Becken zu beiden Flußseiten.	1930—1941	S-Leitwerk, Holzkai, Baggerg. Hinterfüllung.	Fisch.	—
Küstenreede mit kleiner Flußmündung.	—	Keine Arbeiten.	Fisch.	—
Küstenhafen mit einer Mole.	1937—1939 1945—1952	150 m W-Mole. 390 m W-Mole, 600 m O-Mole.	Fisch.	—
Flußmündungshafen mit ausgebauten Ufern und Hafenbecken.	seit 1930	Fahrgastanlage, Kaianlagen, Hellinge Alfeite.	Fahrgäste, Kriegshafen, Kohle, Öl, Kolonialprodukte, Fisch, Getreide.	Fahrgäste, Grubenholz, Wein, Erze, Kork.
Bucht ohne Kunstbauten.	1945—1952	400 m W-Mole.	Fisch.	—
Flußmündungshaf. Ausgebaute Ufer mit Hafenbecken.	1930—1935	3 Hafenbecken, 4000 m Uferschutz, Fischhalle, Aufschleppe.	Fisch.	Erze Salz, Kork, Fischkonserven.
Flußmündungshafen. Zwei Molen geplant. Ausgebautes Ufer.	1945—1948	800 m W-Mole, 650 m Ostmole.	Kohlen, Maschin., Blech, Olivenöl.	Kork, Fischkonserven.
Lagunenhaf. m. Durchstich durch d. Nehrung. Zwei Außenmolen. Innenhäfen i. Faro u. Olhão.	1929—1932 1945—1949	Durchst. d. d. Nehrung, Molen, Fertigstellung der Molen.	desgl.	desgl.
Lagunenhaf. m. Durchstich durch d. Nehrung. Kurze Außendämme am Seetief.	1926—1936	Durchstich durch d. Nehrung.	desgl.	desgl.
Flußmündungshaf. ohne Molen. Ausgebautes Ufer mit Becken.	1930—1941	Baggerung., 300 m Kai, 350 m Bohlw., Schuppen, Böschungsbefestig., Autofähre.	desgl.	Erze.
Küstenhafen mit großer Schutz- und Anlegemole.	1937—1941	180 m Molenverlängerung, 416 m Kai.	Fahrgäste, Transitverkehr.	Fahrgäste, Transitverkehr.
Küstenhafen mit einer Außenmole.	bis 1941	Atlantik-Flughafen.	desgl.	desgl.
Küstenhafen mit einer Schutz- und Anlegemole.	1930—1939	317 m Molenverlängerung mit Anlegekai.	desgl.	desgl.

Die natürlichen Bedingungen liegen in Lissabon so, daß am Nordufer des Tejo unmittelbar zu Füßen der Stadt wegen des gebirgigen Charakters dieses Landstriches nur ein verhältnismäßig schmaler Uferstreifen für Hafenzwecke zur Verfügung steht, der es nicht erlaubt, Hafenbecken schräg oder senkrecht zum Flußufer einzuschneiden (Abb. 6). Der Hafen mußte daher eine erhebliche Längenausdehnung erhalten, die, verkehrsmäßig gesehen, infolge der großen Entfernungen zwischen den einzelnen Hafenteilen, ihre Nachteile hat. Er besteht aus dem Ausbau der unmittelbar am Tejo gelegenen Uferstrecke, die durch Ausschüttungen künstlich in den Fluß hinein verbreitert wurde. An mehreren Stellen ist dieses Ufer durch Hafenbecken unterbrochen, deren Achse in der Längsrichtung des Flusses liegt.

Man begann zunächst mit dem Ausbau der unmittelbar vor der Stadtmitte gelegenen Strecke, in der sich auch heute noch die wesentlichen Anlagen des Hafens befinden. Dieser erste Abschnitt erhielt eine Länge von rd. 5 km. Er ist im wesentlichen vollendet mit Ausnahme der Kaizunge vor dem Santosbecken, deren Bau wegen der ungünstigen Bodenverhältnisse bisher hinausgeschoben wurde, und der daran anschließenden Neugestaltung des Tejoufers vor dem Mittelpunkt der Stadt, der Praça do Comercio. Besondere Erwähnung verdient die neue Fahrgastanlage auf der Flußseite des Alcantarabeckens, deren Bau im Jahre 1944 im wesentlichen abgeschlossen war [14]. Es handelt sich hierbei um eine äußerst repräsentative Anlage, die mit viel Geschmack und Würde hergerichtet ist und die großen Fahrgastanlagen in Genua, Cherbourg und Bremerhaven architektonisch bei weitem übertrifft. Der zweite Abschnitt des Hafens mit etwa 3,5 km Uferlänge schließt sich flußabwärts ohne Unterbrechung an den ersten an, besteht jedoch vorläufig nur aus geböschten Ufern und drei kleineren Becken, die für den Leichter-, Fähr- und Binnen-

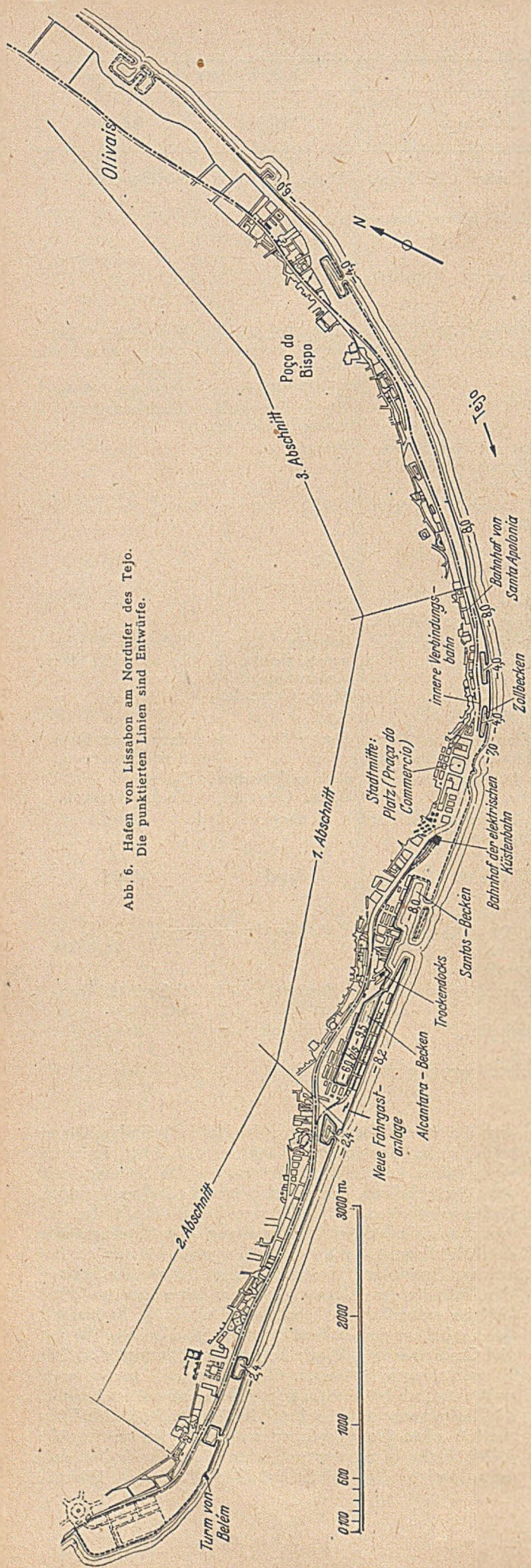


Abb. 6. Hafen von Lissabon am Nordufer des Tejo. Die punktierten Linien sind Entwürfe.

schiffsverkehr eingerichtet sind. Die eigentlichen großen Erweiterungen des Hafens [13], die den dritten Abschnitt ausmachen, liegen bis über 6 km flußaufwärts vom ersten Abschnitt und wurden nach 1929 in Angriff genommen. Insbesondere wurden hier in den letzten Jahren an der NO-Seite eine Mineralölumschlaganlage geschaffen sowie bei Poço do Bispo mit dem Bau eines Beckens für Flußschiffe begonnen.

Zu den Nebenhäfen von Lissabon gehören außer dem Fischereihafen Cascaes die Anlagen auf der Südseite (Abb. 5) des Strohmeeres (4. Abschnitt), sowie der Eisenbahnendpunkt der Strecke nach dem Süden, Barreiro, wo auch Erz verladen wird, und die Anlagen des neugeschaffenen Kriegshafens Alfeite, der drei größere Längshellinge und eine durch den Typ ihrer Aufschleppwagen (MAN) bemerkenswerte Querhelling [20 u. 23] besitzt, die 1944 fast vollendet war.

Der Umschlag im Hafen von Lissabon setzt sich fast ausschließlich aus Stückgut zusammen, wenn man von den Spezialanlagen für Mineralöl absieht. Wenn auch der Hafen über eine große Anzahl seeschiffstiefer Kais verfügt, so erfreut sich der Leichterverkehr, für den bei der Breite des Flusses ausreichende Liegeflächen zur Verfügung stehen, immer noch einer großen Beliebtheit. Der Gesamtumschlag des Hafens stieg in der Zeit von 1913 bis 1939 von 1,5 auf 2,1 Mill. t, während der den Hafen anlaufende Schiffsraum mit rd. 12 Mill. BRT. unverändert blieb. Dies spricht für die zunehmende Werbungskraft, die durch die neugeschaffenen Anlagen ausgeübt wird. Die Bedeutung des Hafens liegt in erster Linie in dem umfangreichen Transitverkehr, den er als letzter europäischer Hafen auf der Südamerikaroute erhält, sowie in seiner Verteilerfunktion für die portugiesischen Kolonialprodukte über ganz Europa und die englische Kohle über Portugal.

Der zweite Haupthafen des Landes, Pôrto, der offiziell unter der Bezeichnung Douro und Leixões geführt wird, besteht aus dem vor der Stadt Pôrto gelegenen Teil des Douroflusses und dem Außenhafen von Leixões, der in einer Entfernung von etwa 5 km neben der Mündung des Douro liegt. Die schwere Zugänglichkeit der letzteren und der Mangel an seeschifftiefen Kais vor der Stadt Pôrto führt die größeren Schiffe nach Leixões, wo sie im Außenhafen von Leichtern bedient werden, die ihrerseits den Flußhafen Pôrto aufsuchen, der für kleinere Schiffe einen am Nordufer befindlichen Stadtkai besitzt. Die bisherige Einfahrt von Leixões (Abb. 3) lag ungünstig zu der vorherrschenden Wind- und Wellenrichtung, die aus dem westlichen und nordwestlichen Sektor kommt, so daß die Benutzbarkeit dieses Hafens nur beschränkt war. Aus diesem Grunde wurde die bereits erwähnte spornartige Verlängerung der Nordmole vorgenommen [21]. Gleichzeitig mit dieser Arbeit wurde die Anlage des inneren Hafenbeckens und die Verlängerung der Anlagekais an der Südmole betrieben. Nachdem man ursprünglich beabsichtigt hatte, längs des Leçaflusses kettenartig an das Becken 1 weitere innere Hafenbecken anzureihen, zog man es schließlich doch vor, zunächst den Außenhafen weiter auszubauen. Umfangreiche Baggerarbeiten wurden mit dem Ziel angesetzt, das Fahrwasser dort auf —10,0 unter NN zu bringen. Infolge der ständigen Versandung konnte jedoch vor dem Anlegekai an der Südmole erst eine Tiefe von —5,0 erreicht werden. Die genannten Arbeiten sind bis auf die Baggerungen heute im wesentlichen abgeschlossen.

Außer in den beiden genannten Häfen befinden sich noch größere neuzeitliche Anlagen in Setúbal (Abb. 7). Ähnlich wie in Lissabon hat man auch hier die Ufer ausgebaut und drei parallel zur Flußachse gelegene Becken dazwischengeordnet [15]. Die Bedeutung dieses Hafens, der etwas unter der Konkurrenz von Lissabon zu leiden hat, liegt neben der Fischerei in seiner Stellung als Aus-

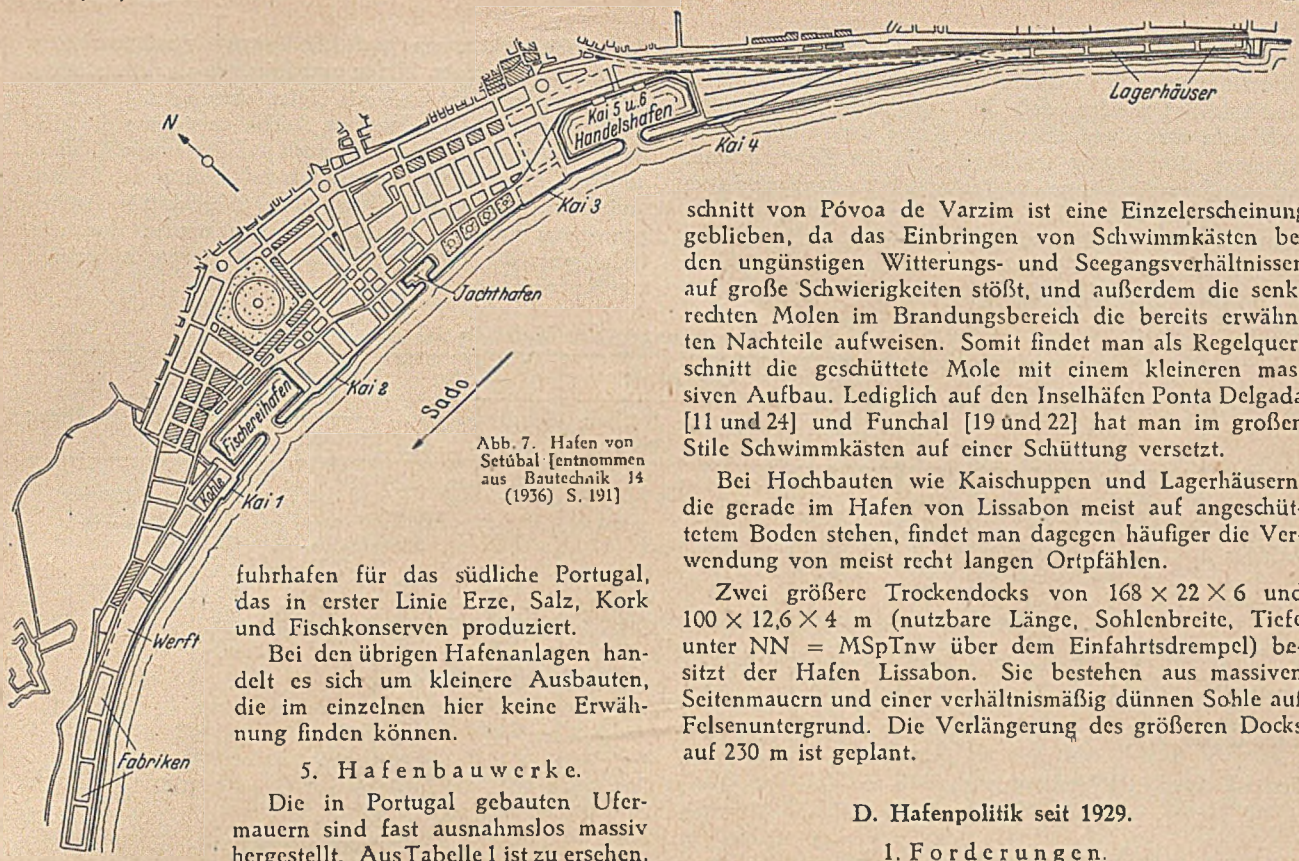


Abb. 7. Hafen von Setúbal [entnommen aus Bautechnik 14 (1936) S. 191]

fuhrhafen für das südliche Portugal, das in erster Linie Erze, Salz, Kork und Fischkonserven produziert.

Bei den übrigen Hafenanlagen handelt es sich um kleinere Ausbauten, die im einzelnen hier keine Erwähnung finden können.

5. Hafenbauwerke.

Die in Portugal gebauten Ufermauern sind fast ausnahmslos massiv hergestellt. Aus Tabelle 1 ist zu ersehen, daß die Oberkante des Hafenplanums in allen Häfen auf +5,5 bis +6,0 NN liegt. Bei einer größten Hafentiefe von —10,0 NN kommen also Geländesprünge von 16 m vor. Da die Bodenverhältnisse stark wechseln und man es sowohl mit tragfähigem Fels oder Sand wie auch mit starken Schichten weichen Tons zu tun haben kann, so erfordert die Beibehaltung der Massivbauweise jedesmal eine neue Anpassung an die vorliegenden Verhältnisse. Man findet daher neben dem einfachen trapezförmigen Querschnitt Mauern, die in Pfeilern und Gewölbe aufgelöst sind (Abb. 8), sowie Beispiele aller Arten von Gründungsformen. Andere Bauweisen, wie Spundwand- und Pfahlgründungen haben sich demgegenüber nicht durchsetzen können. Bauunfälle wegen der unzuverlässigen Bodenverhältnisse kamen gelegentlich vor, so z. B. beim Kai neben dem Zollbecken (Doca da Alfândega) in Lissabon,

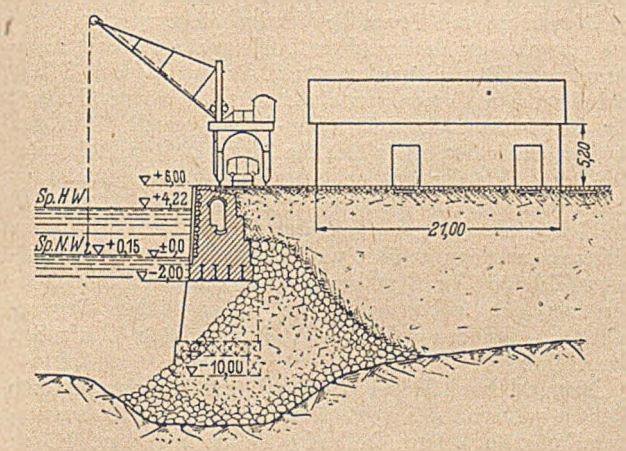


Abb. 8. Kaiquerschnitt in Lissabon (entnommen aus Le Port de Lisbonne 1926).

wo die Mauer infolge schlammiger Schichten kurz nach der Vollendung rutschte.

Über die in Portugal gebauten Molen und Wellenbrecher gibt Tabelle 2 Auskunft. Der aus senkrechten Schwimmkästen mit hölzernem Boden bestehende Querschnitt von Póvoa de Varzim ist eine Einzelerscheinung geblieben, da das Einbringen von Schwimmkästen bei den ungünstigen Witterungs- und Seegangsverhältnissen auf große Schwierigkeiten stößt, und außerdem die senkrechten Molen im Brandungsbereich die bereits erwähnten Nachteile aufweisen. Somit findet man als Regelquerschnitt die geschüttete Mole mit einem kleineren massiven Aufbau. Lediglich auf den Inselhäfen Ponta Delgada [11 und 24] und Funchal [19 und 22] hat man im großen Stile Schwimmkästen auf einer Schüttung versetzt.

Bei Hochbauten wie Kaischuppen und Lagerhäusern, die gerade im Hafen von Lissabon meist auf angeschüttetem Boden stehen, findet man dagegen häufiger die Verwendung von meist recht langen Ortpfählen.

Zwei größere Trockendocks von 168 × 22 × 6 und 100 × 12,6 × 4 m (nutzbare Länge, Sohlenbreite, Tiefe unter NN = MSpTnw über dem Einfahrtsdrempel) besitzt der Hafen Lissabon. Sie bestehen aus massiven Seitenmauern und einer verhältnismäßig dünnen Sohle auf Felsenuntergrund. Die Verlängerung des größeren Docks auf 230 m ist geplant.

D. Hafenpolitik seit 1929.

1. Forderungen.

Die Hafenpolitik des heutigen Portugals stammt aus der Zeit der Übernahme der Staatsgeschäfte durch den Ministerpräsidenten Salazar. Nachdem viele Jahre lang für den Hafenbau wenig geschehen war, ebensowenig wie für die inzwischen ebenfalls kräftig in Angriff genommene Ausnutzung der Wasserkräfte und den Straßenbau, wurde im Jahre 1929 das erste große Regierungsprogramm für den Ausbau der Häfen verabschiedet.

Dieses Programm war durch die folgenden Forderungen begründet: Es mußten Anlagen für den internationalen Fahrgastverkehr in Lissabon, Ponta Delgada und Funchal geschaffen werden. Die Marine, die bisher verhältnismäßig bescheiden in einigen kleineren Bezirken auf dem rechten Tejoufer untergebracht war, sollte eigene Anlagen erhalten. Die Fischerei verlangte Unterstützung durch Ausbau der meist nur durch natürliche Riffe geschützten Buchthäfen und vor allem die Anlage von jederzeit erreichbaren Schutzhäfen bei plötzlich ausbrechendem Unwetter [16]. Bei der wirtschaftlichen Bedeutung, die der Fischerei in Portugal zukommt, fielen diese Forderungen, die zu einer Hebung des Ertrages führen mußten, besonders ins Gewicht. Ferner sollte die Erschließung des Südteils von Portugal, der Landschaft Algarve mit seinen Erzvorkommen und sonstigen Landesprodukten, planmäßig vorangetrieben werden [17].

2. Ausbauprogramme.

Zur Erfüllung der vorgenannten Forderungen wurden im Jahre 1929 für den ersten Ausbauabschnitt 300 000 Contos (1 Conto = 1000 Escudos, nach dem damaligen Wert etwa 200 RM, später etwa die Hälfte) bewilligt. Die hierfür ausgeführten Arbeiten sind in Tabelle 1 kurz angegeben. Das Programm war 1940 im wesentlichen erfüllt. Die Kriegsjahre brachten zunächst eine abwartende Haltung wegen der zunehmenden Schwierigkeiten bei der Beschaffung von Baustoffen, insbesondere von Stahl. Im Jahre 1944 wurden für den zweiten Ausbauabschnitt des Hafenprogrammes 450 000 Contos (45 Mill. RM) zur Verfügung gestellt. Zu Beginn des Jahres 1945 wurde der größte Teil dieser Arbeiten, deren Umfang und vor-

aussichtliche Dauer ebenfalls in Tabelle 1 angegeben sind, ausgeschrieben [18]. Bei der Größe der Bausumme muß berücksichtigt werden, daß die angegebene Umrechnung nach dem damaligen offiziellen Kurse den Umfang der Arbeiten nicht richtig wiedergibt, da die Lebenskosten, insbesondere die Löhne, in Portugal bedeutend niedriger als in Deutschland sind. Für die Fertigstellung des gesamten Planes von 1944 sind 8 Jahre veranschlagt. Während dieser Zeit ist also mit einer lebhaften Bautätigkeit in den portugiesischen Seehäfen zu rechnen.

Außenwerke kommen noch die inneren Ausbauarbeiten in den verschiedenen Häfen einschließlich der Ausrüstung mit Umschlagsgerät und mit Hafenfahrzeugen.

Insgesamt umfaßt das neue Ausbauprogramm die kleineren Häfen des Landes und auch auf den Inseln Madeira und den Azoren. Es schließt sich folgerichtig der Hafenpolitik an, die mit dem ersten Ausbauabschnitt in Angriff genommen wurde und beruht auf eingehenden Voruntersuchungen, die teilweise schon vor Jahren aufgestellt worden sind.

Tabelle 2. Abmessungen der Molen in m.

Hafen	Mole	Länge	Größte Wassertiefe	Oberkante		Breite		Böschungen des Unterbaus		Typ des Aufbaus
				Unterbau Schüttung	Aufbau (Brüstung)	Schüttung (oben)	Aufbau	seeseitig	hafenseitig	
Póvoa de Varzim	N	280		—	+7,0 (9,3)	—	10,0	1/0	1/0	Brunnen
Vila do Conde..	N	150		+ 1,0	+ 6,5		5,0-6,0			Block
Leixões	N u. S.	1000	— 10,0	+ 6,0	+9,8(11,2)	14,0	5,0	1/3, 1/1, 3/4	3/4	"
	N, Verlänger.	1000	— 18,0	+ 1,0	—	28,0	—	1/1, 1/2	1/1, 2/3	—
Aveiro	N	700		+ 2,8	+ 8,0	13,0	7,0	1/2	1/2	Block
	N, Verlänger.	750	— 10,0	+ 2,0	+ 8,0	27,0	10,0	2/3	2/3	"
Peniche	W	150	— 6,0	+ 2,2	+5,5(6,5)	14,0	6,0	6/1, 3/2	1/1	"
Sesimbra	Entwurf	400	— 5,8	+ 2,0	+ 5,3	11,5	6,0	2/3	2/3	"
Portimão	W	850	— 7,0	+ 3,0	+5,5(6,5)	13,0	6,0	1/2	1/2	"
	O	700	— 6,0	+ 3,0	+5,5(6,5)	14,0	6,0	1/2	2/3	"
Faro-Olhão.....	W	1000		+ 1,6	+5,5	11,6	6,0			"
	O	500		+ 1,6	+5,5	11,6	6,0			"
Ponta Delgada..	Verlänger.	500	— 20,0	+ 3,3	+ 9,9	20,0	18,0	1/2	1/1	Schwimmkasten
Funchal	Verlänger.	300		— 12,0	+8,5 (13,5)	42,0	10,0			"

3. Ausbauarbeiten.

Durch die in Tabelle 1 aufgeführten Ausbauarbeiten des ersten Abschnittes wurden zunächst die Häfen Lissabon und Leixões in den Stand gesetzt, sich den zukünftig zu erwartenden Verkehrsbedürfnissen anzupassen. Durch die Erweiterung des Dockhafens und den Neubau einer zweiten Seeschleuse wurde der Hafen von Viana do Castelo modernisiert. Besonders sorgfältig vorbereitet wurde der erste Bauabschnitt des Hafens von Aveiro, wo es sich darum handelte, eine alte Mole aus dem Jahre 1818 zu beseitigen und durch neue Leitwerke und Molen die Strömung so zu leiten, daß die Zufahrt gewährleistet ist. Man schuf ein Fahrwasser von 40 m Breite auf der Tiefe —2,70 m. Das neue Programm sieht einen Ausbau des Durchstiches auf 8 m Tiefgang zu jeder Zeit vor. Augenblicklich wird die Nordmole verlängert und eine neue Südmole gebaut. In Fortsetzung des ersten Bauabschnittes soll ferner der Hafen von Peniche die Verlängerung seiner Westmole bis zur Tiefe —9,00 m und eine Ostmole erhalten, nachdem die Vorarbeiten ergeben hatten, daß die Neuanlage eines künstlichen Schutzhafens in Nazaré oder San Martinho do Pôrto gegenüber diesem Ausbau zu unwirtschaftlich wäre [16]. Der Hafen von Sesimbra wird durch eine Westmole, die etwa in der Sehne einer halbkreisförmigen Bucht gelegen ist, jetzt erstmalig ausgebaut.

Der Ausbau des Hafens von Setúbal konnte mit der abschließenden Errichtung einer großen Fischhalle innerhalb des ersten Programms abgeschlossen werden. Die bereits begonnene Baggerung einer Fahrrinne von 70 m Breite auf —5 m in Portimão soll durch den Ausbau der Barre, die zwei Molen erhält, verstärkt werden, so daß der Hafen zu jeder Zeit für Schiffe mit 7,5 m Tiefgang zugänglich wird. In Faro-Olhão mußten die Molenbauten 1933 wegen Sturmschäden abgebrochen werden. Sie sollen nunmehr fertiggestellt werden und Schiffen von 6,0 bis 7,5 m Tiefgang die Einfahrt ermöglichen. Der innere Ausbau des Hafens von Tavira, der noch nicht in Angriff genommen war, ist auch in dem neuen Programm vorläufig noch nicht vorgesehen, während die Arbeiten in Vila Real de Santo Antonio zunächst in dem gewünschten Umfange vollendet sind. Zu diesen Planungen der

E. Zusammenfassung.

Bei der Ausführung der vorgenannten Arbeiten hat man auch ausländische Unternehmungen herangezogen. Man geht jedoch heute immer mehr dazu über, die inzwischen stärker entwickelte einheimische Bauindustrie zu beauftragen. So wurden zur Zeit die Molenbauten in Aveiro, Portimão, Faro-Olhão und im Fischereihafen Olhão von portugiesischen Unternehmen und nur die Arbeiten in Peniche von einer englischen Firma ausgeführt. Auch die deutschen Firmen bzw. deren Tochtergesellschaften sind bei dem Ausbau der portugiesischen Häfen mit wesentlichen Aufträgen beteiligt gewesen. So haben Dyckerhoff und Widmann die Baggerarbeiten für den Durchstich durch die Nehrung von Faro-Olhão und von Tavira ausgeführt. Die Siemens-Bauunion stellte den Innenhafen von Leixões und die Ausbootungsmole in Funchal her. Von der Firma Grün und Bilfinger wurden die wegen der Witterung und des Seeganges außergewöhnlich schwierigen Arbeiten für die Nordmole von Póvoa de Varzim, die wegen der hierbei gesammelten seebaulichen Erfahrungen zu den interessantesten Bauarbeiten gehören, die auf diesem Gebiet von deutschen Firmen ausgeführt wurden, sowie Hellinge für die Marinewerft in Lissabon-Alfeite erstellt. Auf den Azoren übernahm schließlich die Firma Philipp Holzmann AG. den Bau der großen Schutz- und Anlegemole aus Stahlbeton-Schwimmkästen in Ponta Delgada.

Neben demjenigen Teil der Bauarbeiten, der von Unternehmern ausgeführt wird, bleibt ein weites Betätigungsfeld für den Eigenbetrieb der portugiesischen Verwaltung, der insbesondere die umfangreichen Baggerarbeiten, daneben aber auch konstruktive Aufgaben durchführt.

Portugal hat sich als einer von wenigen europäischen Staaten während des zweiten Weltkrieges in der ausnehmend günstigen Lage befunden, nicht nur seine Häfen unzerstört behalten, sondern sogar in diesen Jahren eine tatkräftige Aufbauarbeit vollbringen zu können, so daß es in vieler Hinsicht den Vorsprung, den andere Länder vielleicht gehabt haben mögen, einholen konnte.

Literatur.

1. Republica Portuguesa: Ministerio das Obras Públicas e Communicaçoes, Direcção Geral dos Serviços Hidráulicos e Eléctricos: Annuario dos Servicos Hidráulicos Bd. 1 bis 9 (1933

bis 1941), Lisbôa, Imprensa Nacional, im folgenden abgekürzt mit Annuario.
2. Felber, O-H: Oberflächenströmungen des Nordatlantischen Ozeans zwischen 15° und 50° n. B. Aus dem Archiv der Deutschen Seewarte 53 (1934) Nr. 1.
3. Handbuch der Nord- und Westküste Spaniens und Portugals Berlin. 1931.
4. Barbosa, D. M.: Consideraçoes acêrca de alguns problemas de assoreamento. Revista da Ordem dos Engenheiros 1 (1943) S. 369. Hierzu ein Diskussionsbeitrag von D. Abecassis in der gleichen Zeitschrift.
5. Lautensach, H.: Morphologische Skizze der Küsten Portugals. Sonderband der Z. d. Ges. für Erdkunde zu Berlin 1928.
6. Speth, H.: Der Wellenbrecher des Hafens von Leixões Jb. d. HTG 15 (1936) S. 130.
7. Annuario 5 (1937), 7 (1939), 9 (1941)
Abecassis, D.: O prolongamento do molhe norte do pôrto de Leixões. Boletim da Ordem dos Engenheiros Lissabon 1938 Nr. 20.
8. Annuario 4 (1936).
9. Näheres über die Verkehrs- und Wirtschaftsstruktur sowie die Geographie des Landes bringt das grundlegende Werk von Lautensach, H.: Portugal. 2 Bände, Gotha 1932 und 1937 (Ergänzungshefte Nr. 213 und 230 zu Petermanns Mitteilungen).
10. Kaiser, J.: Der Bau des Hafens von Leixões (Porto) in Portugal. Baut. 18 (1940) S. 579.
11. Ritter, H.: Bau einer Mole im Hafen von Ponta Delgada, Azoren, Beton und Eisen 38 (1939) S. 241.
12. Le Port de Lisbonne. Publié par la commission administrative du Port de Lissbonne 1926.
13. Administração Geral do Porto de Lisbôa — Agenda do Porto de Lisbôa para o ano de 1944.
14. de Sonza Eiró: Ein neues Empfangsgebäude im Hafen von Lissabon. Técnica, Lissabon 18 (1943) S. 276. Deutscher Auszug in Europatechnik 1 (1944) S. 76.
15. Arens: Die neuen Bauten des portugiesischen Hafens Setúbal. WRH 17 (1936) S. 229, ferner deutscher Auszug aus Dock and Harbour 15 (1935) Nr. 180 in Baut. 14 (1936) S. 191.
16. Annuario 6 (1938) und 8 (1940).
17. de Abecassis, D.: Estudo Geral económico é técnico dos pôrtos de Algarve. Pôrto 1926.
18. Diário de Noticias 7. 2. 45.
19. Hoffmann: Erweiterung der Ausbootungsmole im Hafen von Funchal. Jb. d. HTG 14 (1934/35) S. 277.
20. Hinderks, A.: Die Grundwasserabsenkung beim Bau des Querhellings im neuen portugiesischen Marinearsenal Alfeite. Bautechn. 16 (1938) S. 627.
21. de Abecassis, D.: The extension of the North Mole at Leixões Harbour, Portugal. Dock and Harbour 19 (1938/39) S. 249.
22. Ruynat: Molenausbau im Hafen von Funchal. Z. VDI. 80 (1936) Heft 45.
23. Verwendung der Hoesch-Spundwand auf der Baustelle Alfeite bei Lissabon. Mitt. über die Eisenspundwand Hoesch. 1932, H. 1, S. 6.
24. Ritter, H.: Bau einer Mole im Hafen von Ponta Delgada auf den Azoren. Die Umschau in Wissenschaft und Technik, Frankfurt a. M. 46 (1942) S. 493.

Die neue Straßenbrücke über den Rhein bei Köln-Deutz.

Von Prof. Dr.-Ing. habil. Ferd. Schleicher, Berlin.

Die 1913/15 nach einem großen Wettbewerb erbaute Straßenbrücke über den Rhein bei Köln-Deutz zählte zu den schönsten deutschen Brücken; sie war Vorbild für eine ganze Reihe von ähnlichen Kettenhängebrücken im In- und Ausland. Die Abb. 1 zeigt diese Hängebrücke im ursprünglichen Zustand, d. h. vor der Verbreiterung, die 1939/40 mittels beiderseits ausgekragter Gehwege vorgenommen wurde.

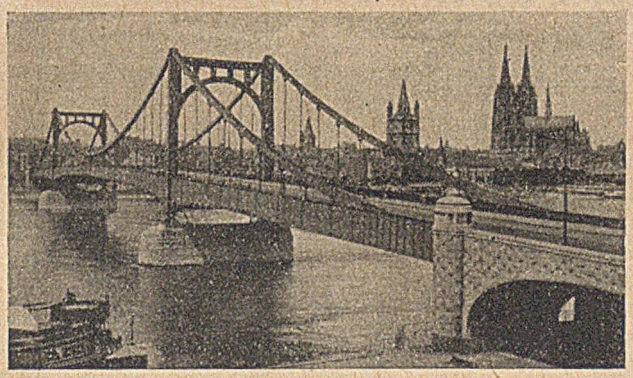


Abb. 1. Die alte Straßenbrücke bei Köln-Deutz vor der Verbreiterung (vom rechten Rheinufer gesehen).

Die Mittelstützweite der in sich verankerten (unechten) Hängebrücke betrug 184,46 m, die der beiden Seitenöffnungen je die Hälfte. Die Uferstraßen waren mit gewölbten Unterführungen von 24,0 m Lichtweite überspannt. Einzelheiten über die alte Brücke findet man in der ausführlichen Veröffentlichung von W. Dietz: Die zweite feste Straßenbrücke über den Rhein in Köln. Z. VDI. 64 (1920) S. 613.

Die Rheinbrücke bei Köln-Deutz wurde gegen Kriegsende bei einem Luftangriff getroffen, sie stürzte am 28. Februar 1945 als Folge der Bombenschäden ein, wobei viele Passanten ums Leben kamen. Die Abb. 2 zeigt den Zustand vor Beginn der Räumungsarbeiten.

Für die Entfernung der Trümmer des alten Stahlüberbaus wurden zwei Paare von Hubportalen mit Lochstangen und hydraulischen Pressen als Hubvorrichtung benutzt mit einer Tragfähigkeit von je 800 t. Gerammte Stahlrohre, am Kopf gruppenweise mit Stahlbetonplatten verbunden und durch Stahlbetonriegel ausgesteift, trugen die Verschubbahn. Nur die Schiffahrtsöffnung, die bereits früher durch Sprengungen freigelegt worden war, blieb offen. Man vgl. Abb. 3. Die Konstruktion der Verschubbahn ist auf den späteren Abb. 10 und 11 gut zu erkennen.

Die Hubportale erlaubten die Räumung in großen Stücken, meist von etwa 400 t Gewicht, die im allgemeinen mit erheblich größerer Kraft aus dem Boden herausgerissen wurden. Die Zerlegung der schweren Konstruktion (die zweiwandigen Versteifungsbalken der Hängebrücke bestanden aus Nickelstahl von 5,5 bis 6,5 t/cm² Zugfestigkeit, ihr Querschnitt betrug bis zu rd. 0,6 m²) erforderte trotzdem noch in großem Umfang Schneidarbeiten unter Wasser. Die abgetrennten Teile wurden mit den

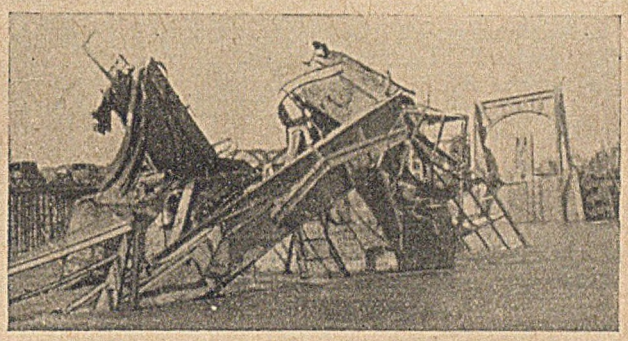


Abb. 2. Zustand vor Beginn der Räumungsarbeiten (Ansicht vom rechten Ufer).

Hubportalen an Land gefahren, wo sie weiter zerschnitten wurden.

Kleinere Trümmer wurden von den Portalen aus mit Seilzügen von 50 t Tragkraft gehoben, während die in größerer Tiefe oder außerhalb der Reichweite der Hubportale liegenden Teile mittels eines Schwimmkranes geborgen wurden. Im ganzen wurden etwa 9000 t alter Stahlkonstruktion geborgen.

Als Ersatz für die zerstörte Hängebrücke wurde eine vollwandige Balkenbrücke erbaut, die in mehrfacher Hinsicht bemerkenswert ist und zu den bedeutendsten Bauwerken der neueren Zeit, nicht nur der Nachkriegsjahre, zählt.

Die Fahrbahn der neuen Brücke hat vier Spuren, die Breite zwischen den Geländern ist 20,6 m, also etwa die gleiche wie bei der alten Brücke vor der Verbreiterung (deren Hauptträgerabstand betrug 19,1 m).

Für die neue Brücke wurde ein durchlaufender Stahlbalken genieteter Konstruktion mit 184,45 m Mittelstützweite gewählt. Die Umrißlinien des Trägers sind stark geschwungen, die Stegblechhöhe schwankt zwischen 3,0 m bzw. 3,17 m und 7,8 m. Der Träger ist unsymmetrisch, vgl. die Systemskizze Abb. 4. Die alten Strompfeiler

Abb. 3. Baustelle mit den gerammten Rohren für die Verschubbahn der Hubportale bei Hochwasser (am 26. 3. 1947).

wurden beibehalten, die an die alte Hängebrücke anschließenden Uferpfeiler und massiven Bogen dagegen entfernt. Die Uferstraßen sind mit von der Balkenbrücke überspannt, so daß nicht nur die beiden Rheinufer frei geblieben sind, sondern auch ein statisch günstigeres Verhältnis zwischen den Stützweiten der drei Öffnungen erreicht wurde.

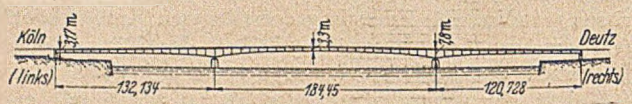


Abb. 4. Die neue Straßenbrücke.

Der Querschnitt der neuen Brücke zeigt einen geschlossenen Hohlkasten mit vier Stegblechwänden (mit 3 Zellen) und vollen oberen und unteren Deckblechen. Einige konstruktive Einzelheiten und die wichtigsten Abmessungen sind aus der Querschnittzeichnung Abb. 5 zu entnehmen. Die Stegbleche des Zellenträgers sind auf

Die Leichtfahrbahn besteht aus einer 12 cm dicken Stahlbetonplatte aus hochwertigem Beton (B 400), die direkt befahren wird. Zur innigen Verbindung der Betonplatte mit der glatten Blechfläche dienen sägeförmig gebogene Rundstähle, die mit dem Deckblech verschweißt sind. Eine Dichtungsschicht ist nicht vorhanden. Lediglich beiderseits der Straßenbahnschienen sind schmale Streifen von Bitumenguß ausgeführt. Die Abb. 6 zeigt Einzelheiten dieser interessanten Konstruktion.

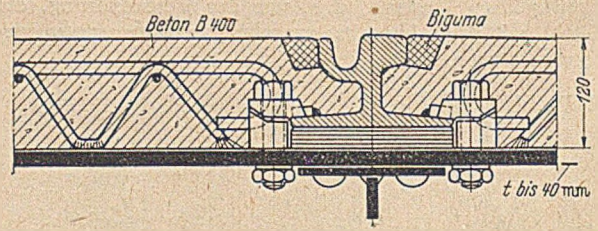


Abb. 6. Fahrbahnplatte und Auflagerung der Straßenbahnschienen.

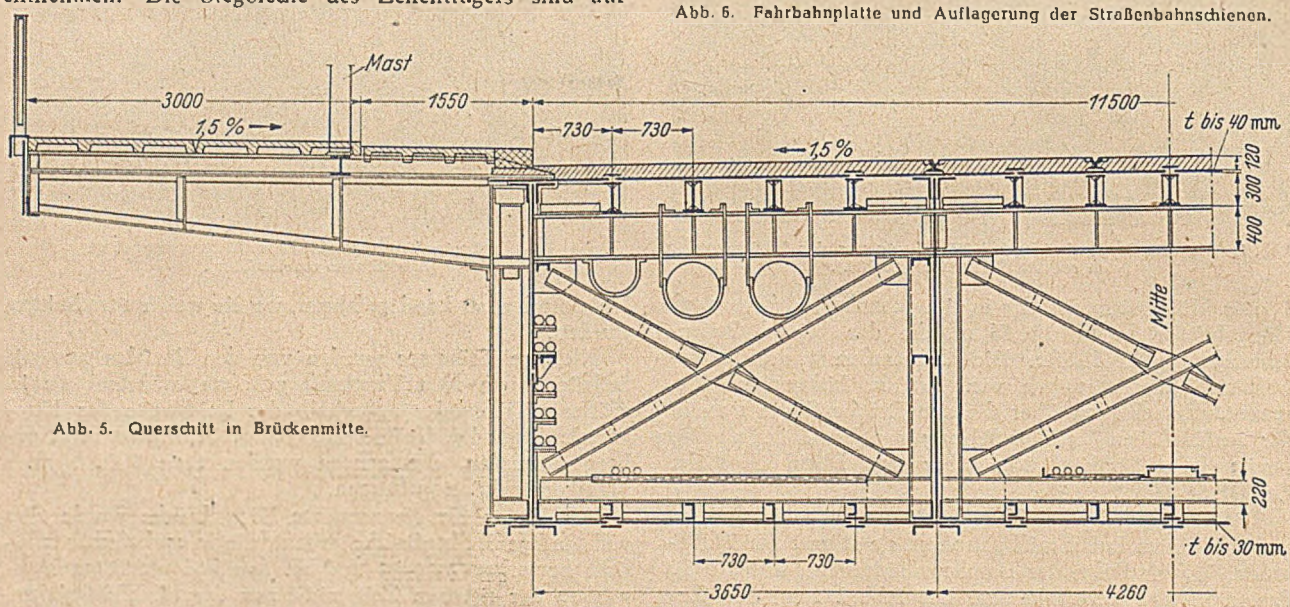


Abb. 5. Querschnitt in Brückenmitte.

übliche Weise gegen Beulen versteift. Das obere Deckblech ist durch angenietete geschweißte Längsträger gestützt und versteift, die Straßenbahnschienen sind mit Schrauben festgeklemmt. Das untere Deckblech hat [-förmige Längssteifen erhalten.

Der Hauptträger der Brücke ist ungemein schlank, und die Stegblechhöhe (an den Strompfeilern rd. $^1/_{24}$ der Mittelstützweite und $^1/_{55}$ in Brückenmitte) ist klein im Verhältnis zu den älteren Bauausführungen. Dies war nur möglich, weil eine Leichtfahrbahn verwendet wurde.

Verbundkörper mit so weitgespannten Flachblechen (Längsträgerabstand 0,75 m bei einer Dicke des Deckbleches bis zu 40 mm) stellen eine Neuerung dar. Es wird daher interessant sein, das Verhalten der Leichtfahrbahn unter dem schweren städtischen Verkehr zu beobachten, besonders im Bereich der Mittelstützen des Balkens, wo das Deckblech auch erhebliche Zugspannungen aufzunehmen hat. Ähnliche Leichtfahrbahnen mit versteiften Flachblechen sind in verschiedenen Bauweisen bekannt geworden, sie haben sich im allgemeinen gut bewährt, wenn auch Erfah-

rungen über längere Zeiträume noch fehlen. Im vorliegenden Falle wurde die Lösung durch die Straßenbahnschienen erschwert, so daß eine dickere Fahrbahnplatte ausgeführt wurde, als man wohl ohne die Straßenbahn gewählt hätte. Die Fahrbahnplatte wiegt (ohne die zur tragenden Konstruktion rechnenden Deckbleche) etwa 0,28 t/cm².

Die Verbindung der Leichtfahrbahnen mit den geschlossenen Hohlkörpern eröffnet somit neue Möglichkeiten zu wirtschaftlichen Lösungen für Großbrücken. Die neue Straßenbrücke über den Rhein bei Köln-Deutz stellt jedenfalls eine wichtige Stufe in der Weiterentwicklung der vollwandigen Balkentragwerke dar. Ihre Mittelstützweite übertrifft mit 184,45 m ganz erheblich die älteren Brücken mit einzelnen Hauptträgern, z. B. die Elbebrücke der Autobahn bei Dessau (Mittelöffnung 125,28 m) oder die während des Baus eingestürzte Rheinbrücke der Autobahn bei Frankenthal.

Die technischen Möglichkeiten im Bau von Vollwandbalkenbrücken sind übrigens auch mit der hier besprochenen Brücke noch lange nicht erschöpft, wie die bekannten Entwürfe für die Hochbrücke über die Schelde in Antwerpen (mit 320 m Stützweite — Wettbewerb 1930) oder für die Köhlbrandbrücke der Autobahn Hamburg (mit Stützweiten bis etwa 260 m — Entwurf 1939) zeigen.

Die Bergung der Trümmer der alten Brücke und — von September 1947 ab — die Montage der neuen Brücke liefen nebeneinander her. Es wurde von beiden Seiten her montiert, der Montagevorgang ist in Abb. 7 schematisch dargestellt.

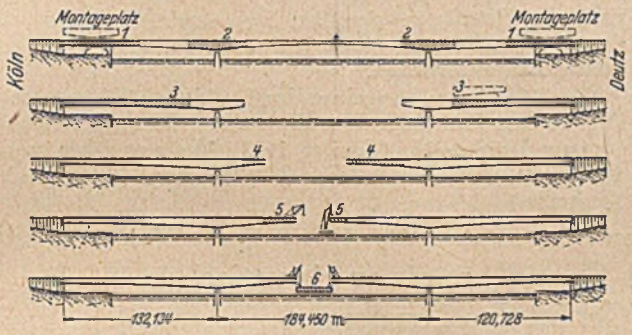


Abb. 7. Schematische Darstellung des Montagevorganges (1 bis 4 mit den fahrbaren Hubportalen eingebaut, 5 Freivorbau, 6 Einschwimmen).

Die Montage des Stahlüberbaus wurde dadurch erleichtert, daß die für die Räumungsarbeiten benutzten fahrbaren Hubportale zur Verfügung standen. Es konnten daher größere Teile des Trägers an Land zusammengebaut und fertig vernietet werden. Die vormontierten Stücke erreichten bis zu 1/10 der Gesamtlänge des Überbaus oder rd. ¼ der Stützweite der Mittelöffnung; das schwerste Stück wog rd. 1/7 des Gesamtgewichtes der ganzen Brücke. Diese Vergleichszahlen zeigen am deutlichsten den außergewöhnlichen Montagevorgang. Die Vormontage erfolgte auf den von den Hubportalen und von Ausladekranen bestrichenen Plätzen über den beiden Endstücken des Brückenträgers.

Die Abb. 8 zeigt als Beispiel den Zusammenbau des rechten Voutenstückes. Das etwa 45 m lange und rd. 800 t schwere Trägerstück wurde am Montageplatz fertig vernietet und mit zwei Hubportalen an seine endgültige Stelle über dem Strompfeiler verfahren und dort abgesetzt. Das Kippen wurde zunächst durch die aus Abb. 9 ersichtlichen Kragarme verhindert. Abb. 9 zeigt diesen Vorgang, daher nur wenige Stunden in Anspruch nahm. Das Bild läßt zugleich die Konstruktion des Hohlträgers mit den Stegblechaussteifungen, Querrahmen und die Stoßanordnung in den Deckblechen gut erkennen.

In den Seitenöffnungen verblieb also zunächst eine etwa 45 m breite Lücke, die erst später geschlossen wurde. Man vgl. den Zustand 2 von Abb. 7. Das Einsetzen des

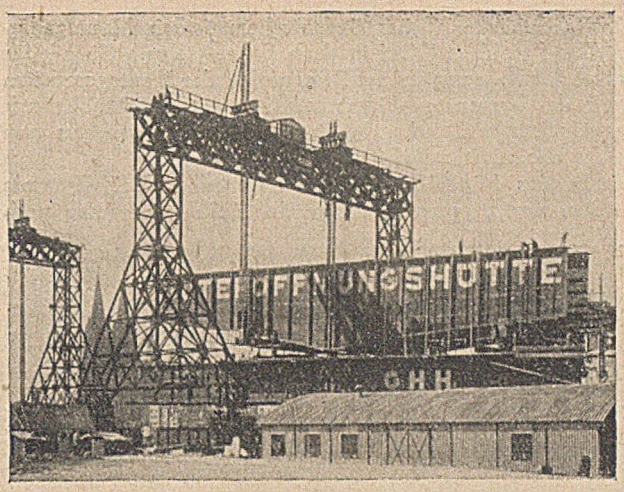


Abb. 8. Zusammenbau des Pfeilerstückes auf dem rechten Montageplatz (am 28. 4. 1948).

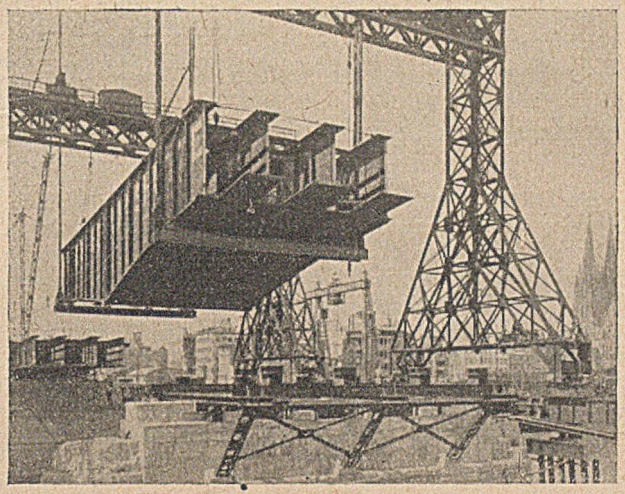


Abb. 9. Einbau des rechten Pfeilerstückes mittels zweier Hubportale (4. 5. 1948).

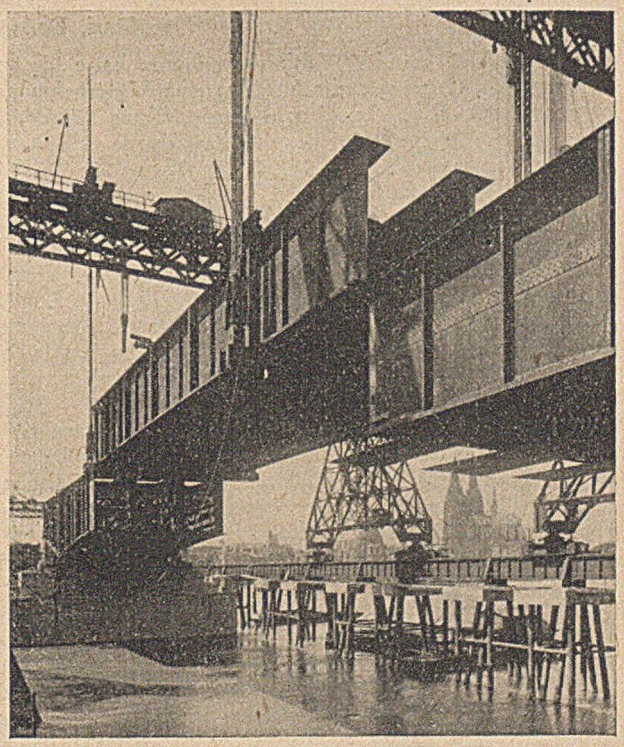


Abb. 10. Einsetzen des Zwischenstückes in der rechten Seitenöffnung (11. 6. 1948).

Zwischenstückes (Stück 3 der schematischen Montagedarstellung in Abb. 7 ist in Abb. 10 zu sehen. Grund für diese Umkehrung in der Reihenfolge der Montagearbeiten war die begrenzte Widerstandsfähigkeit des Hohlträgers gegen örtliche Drücke, die einen weiteren Freivorbau vom Ufer aus nicht zuließ.

In der Mittelöffnung konnte mittels der Hubportale wegen der begrenzten Länge der Laufbahnen nur noch je ein Stück von 15 m bzw. 45 m Länge vorgebaut werden. An der verbliebenen Lücke wurde auf übliche Weise in kleinen Stücken vorgebaut, von der einen Seite mit festem Derrick, auf der anderen Seite mit einem Schwimmkran. Das letzte Trägerstück wurde auf einem Ponton zusammengebaut, eingeschwommen und von den Trägerenden aus hochgehoben. Baugerüste im Strom zur Unterstützung des Überbaues während der Montage waren bei dem beschriebenen Aufstellungsvorgang nicht erforderlich. — Weitere Einzelheiten über den Bauvorgang und die Baustelleneinrichtung sind den beigegebenen Abbildungen zu entnehmen. Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion beträgt 5760 t.

Die Abb. 11 zeigt schließlich noch den fertigen Träger kurz vor der Verkehrsübergabe. Die Hubportale sind bereits abgebaut, die Laufbahnen jedoch noch nicht entfernt. Das Bild läßt die schlanken, kühn geschwungenen Umrißlinien der Brücke bereits gut erkennen.

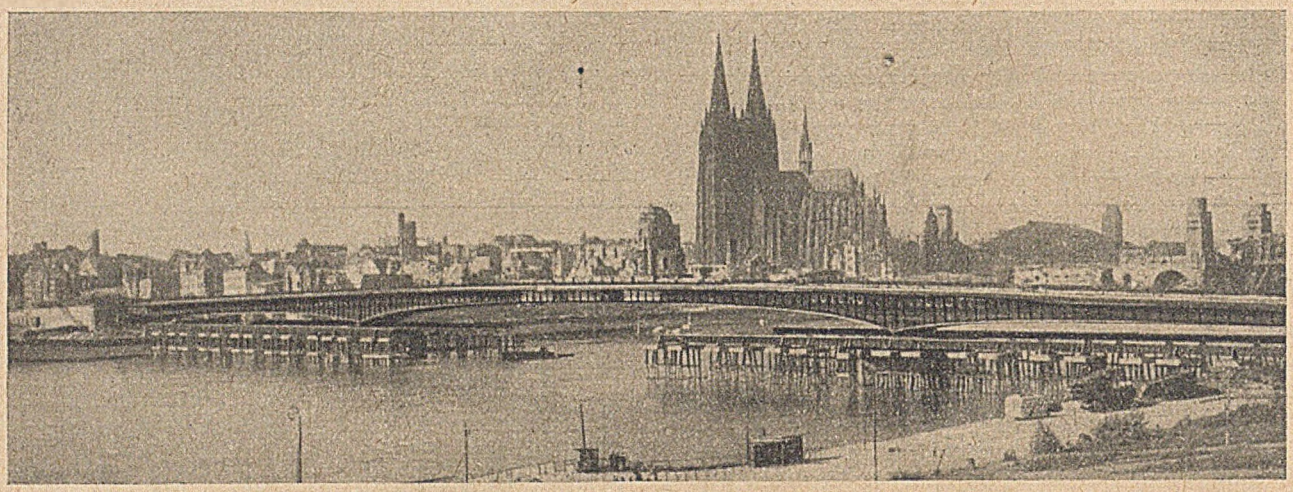


Abb. 11. Der fertige Träger kurz vor der Verkehrsübergabe (29. 9. 1943)

Die Brücke ist am 16. Oktober 1948 mit einer kleinen Feier dem Verkehr übergeben worden. Die Stadt Köln und alle Beteiligten sind zu beglückwünschen, daß es ihnen gelang, dieses große und schöne Bauwerk in so kurzer Zeit zu erstellen.

Die technischen Angaben des Berichtes sind entnommen aus der Festschrift: Zur Einweihung der neuen Köln-Deutzer Brücke. 16. Oktober 1948. Herausgegeben von der Stadt Köln. (Photos: Gutehoffnungshütte, Werk Sterkrade.)

Der Ausbau der Wasserkräfte als Grundlage einer gigantischen Wirtschaftsplanung im Gebiet des Tennessee.

Von Prof. Dr. Georg Garbotz, Berlin.

Im Anschluß an die Weltkraftkonferenz hatte ich im Herbst 1936 Gelegenheit, die Anfänge eines Unternehmens kennenzulernen [1], über dessen Fertigstellung die deutsche Öffentlichkeit erst in jüngster Zeit durch eine Ausstellung der amerikanischen Militärregierung in Berlin näher unterrichtet worden ist. Im Einzugsgebiet des Tennessee ist nämlich im Zusammenwirken von Ingenieuren aller Fachrichtungen, von Wissenschaftlern und Praktikern aus Chemie und Physik, aus Land-, Forst- und anderen Disziplinen der Volkswirtschaft im Lande des ausgeprägtesten Privatkapitalismusses vom Staate ein Projekt so gigantischen Ausmaßes und in so weit vorausschauender Planung verwirklicht worden, daß man es als einmalig bezeichnen kann.

In einem Gebiet von der Größe Englands mit 5,67 Mio. ha Wald, 2,5 Mio. Menschen, mit Bergen bis zu 2000 m Höhe und 1000—2000 mm jährlicher Regenhöhe, dem der Tennessee den Namen gegeben hat, führt dieser in einem nach Norden offenen Halbkreis von 400 km Durchmesser fließend auf einer Länge von mehr als 1000 km über den Ohio dem Mississippi seine Wasser zu. Abb. 1. Ein beispielloser Raubbau in der Forst- und Landwirtschaft und völlig unzureichende Mittel für die Flußregulierung hatten die Ackerkrume durch Erosion verwüstet. Schwankungen in der Wasserführung von 93 bis 13 000 m^3/s und damit auch in der Leistung, z. B. des beim Ende des ersten Weltkrieges in Angriff genommenen Wilson-Staudammes von 30 000 bis 436 000 kW, waren die Folge. Die schiffbare Wassertiefe aber war stellenweise bis 0,3 m heruntergegangen und hatte damit den Schiffsverkehr bei 950 000 t auf den Stand vor der Jahrhundertwende absinken lassen.

In diesem verhältnismäßig schwach besiedelten Gebiete, das sich etwa auf dem Breitengrad von Nordafrika erstreckt und in 7 Staaten der USA hineinreicht, wurde fast nur Baumwolle und Mais angebaut. Die Waldbestände sind durch den schon erwähnten Raubbau um 32 % zurückgegangen. Von dem Rest galten noch einmal 37 % als verloren. Weite Gebiete von 2,5—3 Mio. ha waren von der Versteppung bedroht. An Energiequellen standen Anfang der 30er Jahre im Tennessee-Gebiet der 1914 erstellte Hales-Bar-Staudamm mit 51 000 kW und der 1925 fertiggestellte Wilson-Staudamm mit 184 000 kW sowie eine Reihe der Privatindustrie gehöriger Wasserkraftwerke mit etwa 450 000 kW sowie das Dampfkraftwerk Sheffield mit 50 000 kW, insgesamt also etwa 735 000 kW, zur Verfügung. Sie wurden im wesentlichen zur Herstellung von Stickstoff und Aluminium benutzt. Der Lebensstandard dieses weiten, land- und forstwirtschaftlich schlecht genutzten und verkehrstechnisch unzureichend erschlossenen Gebietes lag erheblich unter dem der übrigen Staaten Nordamerikas, obwohl immer wieder private Initiative versucht hatte, die in den Wasserkräften des Landes noch ungenutzt zur Verfügung stehenden mehr als 2,6 Mio. kW und die Bodenschätze, wie Eisen, Kupfer, Gold, Bauxit, Kaolin, Feldspat, Phosphor, Salz,

Gips, Ocker, Glimmer usw. für eine Industrialisierung des Landes heranzuziehen.

Es war daher nicht nur ingenieurmäßig, sondern auch volkswirtschaftlich gesehen ein ganz großer Entschluß, als zur Überwindung der im Tennessee-Gebiet sich besonders stark bemerkbar machenden Wirtschaftskrise Anfang der 30er Jahre die Regierung Roosevelt am 1. 7. 1933 von den parlamentarischen Körperschaften die beantragte gesetzliche Befugnis erhielt, durch staatswirtschaftliche Maßnahmen der hierfür ins Leben gerufenen Tennessee-Valley-Authority (TVA) dieses riesenhafte Gebiet der Gesundung zuzuführen. Die Kernstücke des Programmes waren dabei:

1. die Schaffung eines Schiffahrtweges mit 2,75 m Tiefe von Paducah bis Knoxville, also auf 1050 km Länge, durch die Anlage entsprechender Staustufen mit Schleusen von 18,3×110 m bis 33,6×183 mm Kammerabmessungen und Hubhöhen von 9,7 bis 27,5 m;

2. der Hochwasserschutz durch die Anlage von zwölf Staubecken (die bereits vorhandenen wurden mit einbezogen) mit Inhalten bis 3 Milliarden m³ und insgesamt etwa 14 Milliarden m³, die gleichzeitig der Niedrigwasser-Anreicherung dienen sollen, und

3. die Ausnutzung der zur Verfügung stehenden Wasserkräfte in Wasserkraftwerken, die im endgültigen Ausbau 2 Mio. kW, im Anfang etwa 1/3 hiervon liefern sollten. [2]

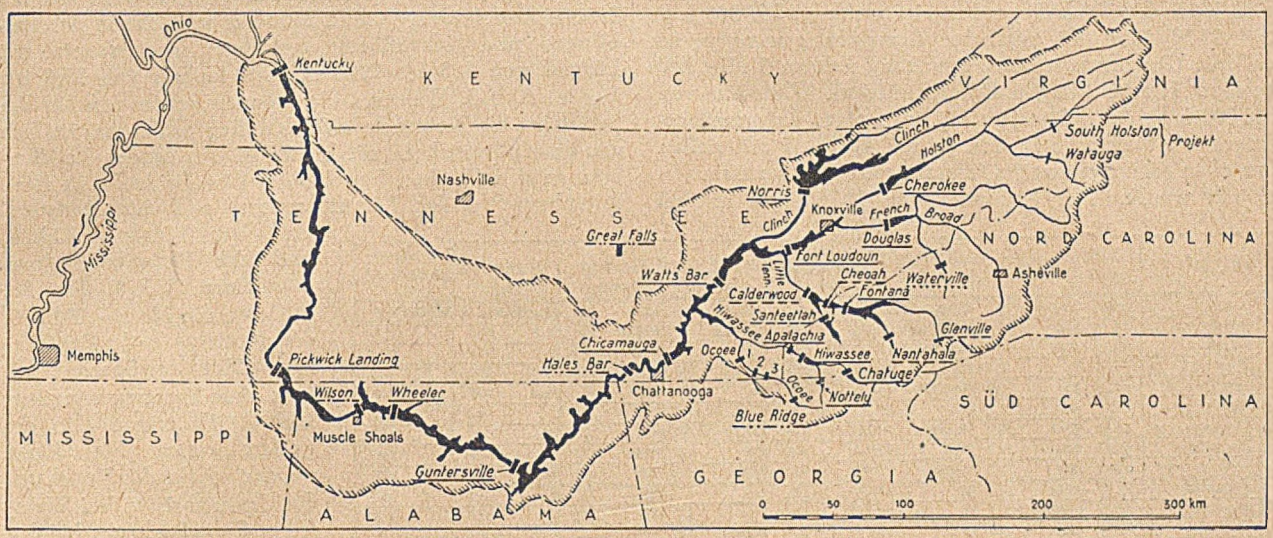


Abb. 1. Übersichtskarte.

Bei Eintritt Amerikas in den Krieg hatte die TVA hiervon 1 Mio. kW installiert. Bei Beendigung des Krieges waren es 2,5 Mio. an Wasser- und etwa ½ Mio. KW an Dampfkraft.

Über die Größe der Gesamtaufgabe erhält man das anschaulichste Bild, wenn man nur den Ausbau der Wasserkräfte einmal verfolgt. Das Gros der Sperren nutzen das Gefälle des Tennessee, das zwischen Paducah und Knoxville etwa 150 m beträgt, aus. Bei Stauhöhen von 22—63 m und Leistungen bis 436 000 kW werden auf diese Weise insgesamt 1,6554 Mio. kW und ein nutzbarer Stauraum von 7,185 Milliarden Kubikmeter gewonnen. Abb. 2.

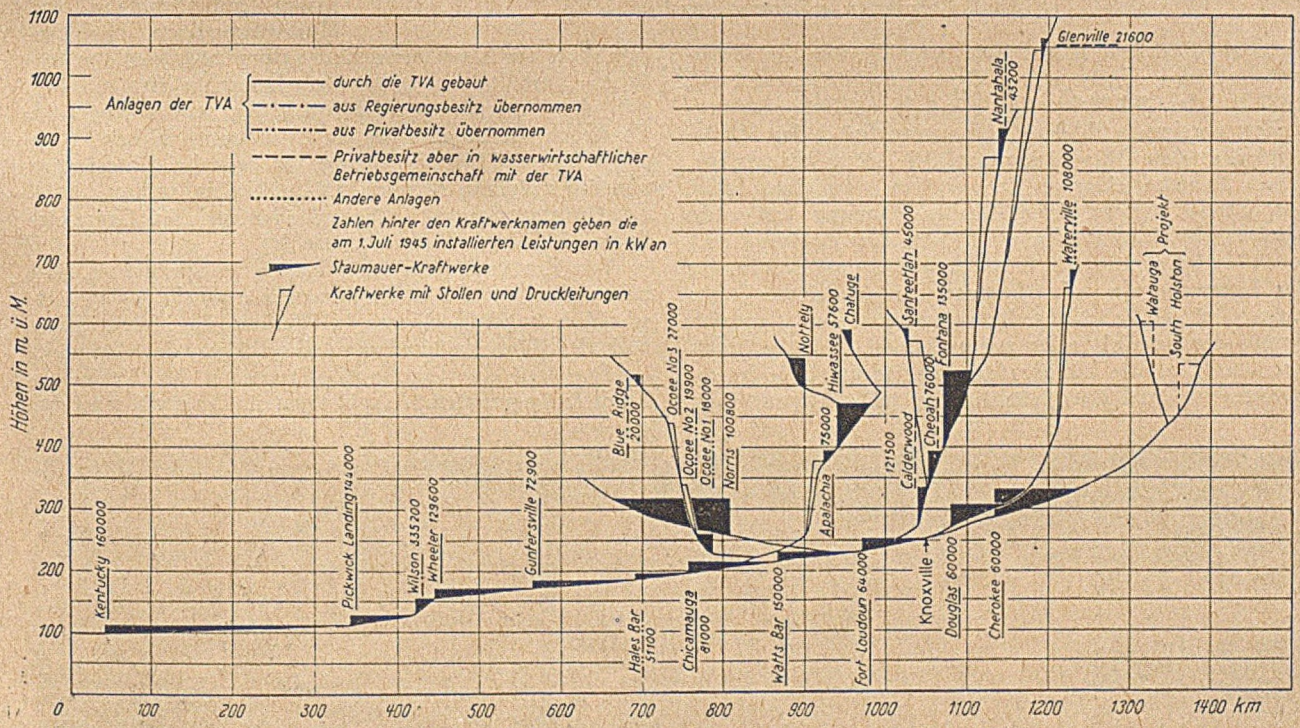


Abb. 2. Längenprofil des Tennessee mit seinen Nebenflüssen.

Zu diesen Staustufen im Hauptstromgebiet treten die Bauwerke in den Zu- und Nebenflüssen des Tennessee,

nämlich im Hiwassee, dem Little Tennessee, dem Clinch-, dem Holston- und French Broad-River. Hier wurden insgesamt 24 Sperrmauern errichtet, die allerdings zum Teil lediglich dem Hochwasserschutz dienten und bis zu 1000 m höher als die Tennessee-Mündung bei Paducah liegen. [3] Bei Gefällen von 33—147 m und Leistungen von 3000—200 000 kW werden hier weitere 1 297 800 kW und 11,58 Mrd. m³ nutzbarer Stauraum gewonnen, so daß die Gesamtwasserkraftausnutzung nahezu 3 Mio. kW beträgt. Hierzu tritt ein Dampfkraftwerk Watts-Bar von 240 000 kW, das schließlich im Zuge eines Kriegsnotprogrammes als Reserve in den Jahren 1942—45 mit sieben der oben schon genannten Wasserkraftanlagen zusammen erstellt wurde. Der Stauraum von 18,76 Mrd. m³ bei mehr als 2800 km² Fläche gestattet nicht nur die Hochwasserschäden so gut wie völlig auszuschließen und auf 1000 km den Schiffahrtsweg mit 2,75 m Tiefe sicherzustellen, sondern auch den Hochwasserscheitel des Mississippi über den Ohio hinweg um 0,6—1,2 m abzusenken.

Im Rahmen einer so großzügigen, von einer Stelle ausgehenden wasserwirtschaftlichen Planung mit nicht weniger als 26 Staustufen mußte sich eine gewisse Einheitlichkeit in der Gestaltung wie der Ausführung der Bauwerke von selbst herausstellen, wobei die Erfahrungen bei der Erstellung der vorhergehenden Staustufen jeweils den nachfolgenden zugute kamen. Nur die jeweilige Aufgabe, wie reiner Hochwasserschutz oder Hochwasserschutz und Energieausnutzung oder Sicherung der Schiffahrt (sog. Vielzweckanlagen) und die damit meist schon zusammenhängenden örtlichen Verhältnisse übten noch einen Einfluß aus.

So kann man im wesentlichen zwei Formen von Bauwerken unterscheiden: die im eigentlichen Tennessee liegenden Staudämme mit Längen von 700 bis 2560 m und Höhen von 22 bis 63 m und die in den Zubringer- und Nebenflüssen errichteten Sperrmauern mit Längen von 188 bis 2060 m und Höhen von 33,6 bis 14,7 m. Abb. 3. Während die ersteren neben den für die Schiffahrt bis Knoxville erforderlichen Schleusen vielfach aus einem Betonkern mit bis zu 1470 m langen Erddämmen an den Flanken bestehen, stellen die letzteren reine Betonbauwerke dar. Für die ersteren sind charakteristisch etwa der Wilson-, Abb. 4, und der Pickwick-Landing-Staudamm, Abb. 5, für die letzteren die Norris-, Abb. 6, die Nottely- evtl. Fontana- und Hiwassee-Sperre mit bzw. ohne Energiegewinnung. Abb. 7. Es zeigen also die beiden ersten Staudämme nebeneinander das Krafthaus, die Grundabrisse, den Wehrteil und die Schleuse; bei den Sperrmauern dagegen fehlt die Schleuse, während die anderen Teile infolge der örtlichen Verhältnisse meist stärker zusammengedrängt sind.

	Projekt	Inbetriebnahme	Staudamm Höhe m	Staudamm Länge m	Staudamm Betonmenge 1000 m³	Staudamm Erddamminhalt 1000 m³	Leistung 1000 kW	Staufläche km²	Nutzbarer Staubeckeninh. Mill m³
Tennessee	Kentucky	1944	63	2560	1015	3050	160	1058	4945
	Pickwick Landing	1938	34,5	2350	472	2220	216	262	515
	Wilson	1925	47,8	1462	945		436	64	64,3
	Wheeler	1936	22	1935	470		258,2	276	432
	Guntersville	1939	28,7	1830	217	611	92,2	286	200
	Hales Bar	1914	25,3	711			99	24,7	14
	Chickamauge	1940	39,4	1770	368	1975	108	159	406
	Watts Bar	1942	34,2	908	360	881	150	174	465
	Fort Loudoun	1943	37,2	1270	432	1338	128	63	135
Nebenflüsse	Apalachia	1943	45,8	402	336		75	4,5	44
	Hiwassee	1940	93,7	394	595	1,1	115,2	25,4	450
	Chatuge	1942	44,0	815	16,4	1761		7,7	282
	Ocoee Nr. 3	1943	33,6	1867	83,3	61,5	27	2,4	11,5
	Blue Ridge	1931	51,0	305		1125	20	13,3	225
	Nottely	1942	56,2	705	13,3	1165		17,3	226
	Norris	1936	80,9	571	750	136	100,8	162	2815
	Calderwood	1930	70,2	274			121,5	21,8	50,4
	Cheoah	1919	70,2	285			106	25,9	87,5
	Fontana	1944	147	727	2100	75	202,5	43	1426
	Santeetlah	1928	61	353			45	11,5	161
	Nantahala	1942	76,3	320		1370	42,2	6,5	154
	Glenville	1941	45,8	274		344	21,6	5,9	82,2
	Douglas	1943	61,6	523	412	468	112	128	1748
	Waterville	1930	61,0	285	93,1		108	1,4	25,3
	Cherokee	1942	53,5	2055	515	2440	120	125,5	1825
	South Holston		88,5	476	679	4470	30	36,8	813
	Watauge		93,0	274	49	2650	50	28,7	772

Abb. 3. Abmessungen der Tennessee-Stauanlagen.

Die Kosten für alle Zwecke der TVA beliefen sich bis Ende 1946 auf 750 Mio. Dollar. Hiervon rechnet man 450 Mio. Dollar auf die Kraftnutzung und 250 Mio. Dollar auf Schiffahr und Hochwasserschutz. Die Einzelkosten der Staudämme sind naturgemäß von den örtlichen Verhältnissen abhängig. Immerhin ist auffällig, daß die Unterschiede verhältnismäßig sehr gering sind. So liegen die Kosten für die Staudämme Wilson, Norris, Wheeler, Pickwick-Landing, Guntersville, Chicamauga sämtlich zwischen 30 und 35 Mio. Dollar, während z. B. die Hiwassee-Sperre 17 Mio. Dollar und die Cherokee-Sperre 30,3 Mio. Dollar kostete. [4]

Von den von der TVA gebauten 16 Stauwerken sind neben den von ihr übernommenen oder ihr wasserwirtschaftlich angeschlossenen 18 Werken die Norris-Sperre und der Wheeler-Staudamm schon 1930, der Pickwick-Landing und der Guntersville-Staudamm bis Kriegsausbruch fertig gewesen. Alle übrigen sind erst während des

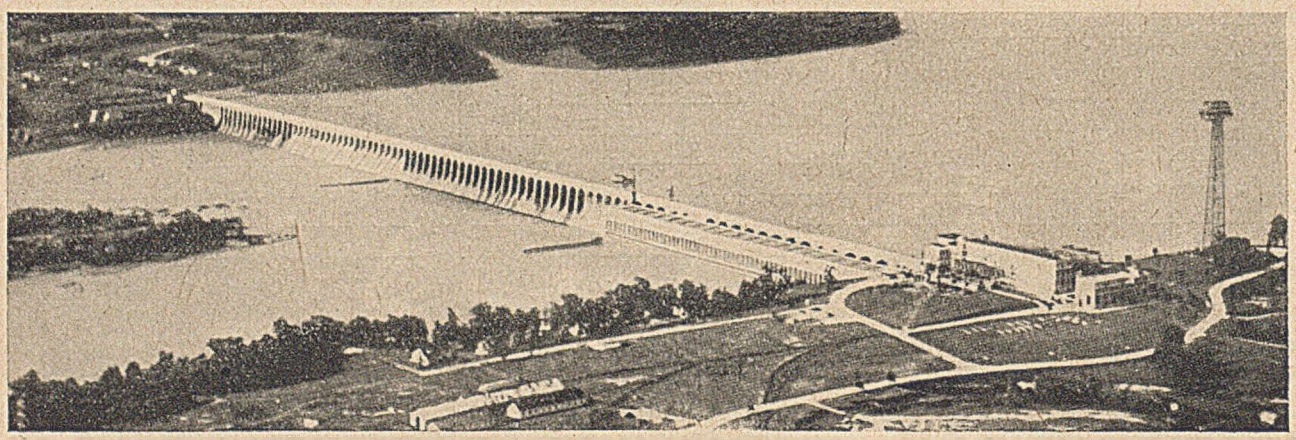


Abb. 4. Kraftwerk Wilson.

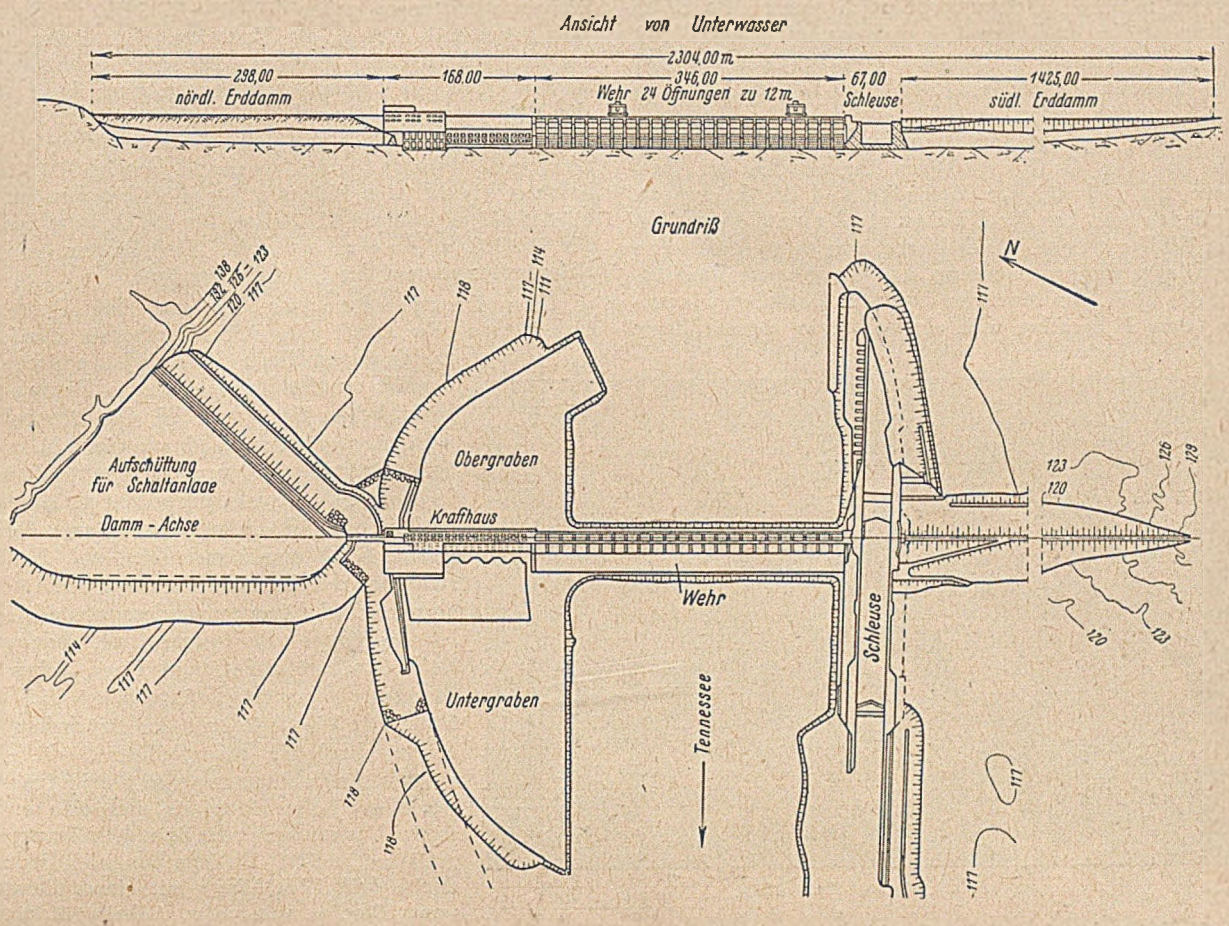


Abb. 5. Pickwick-Landing-Stauanlage.

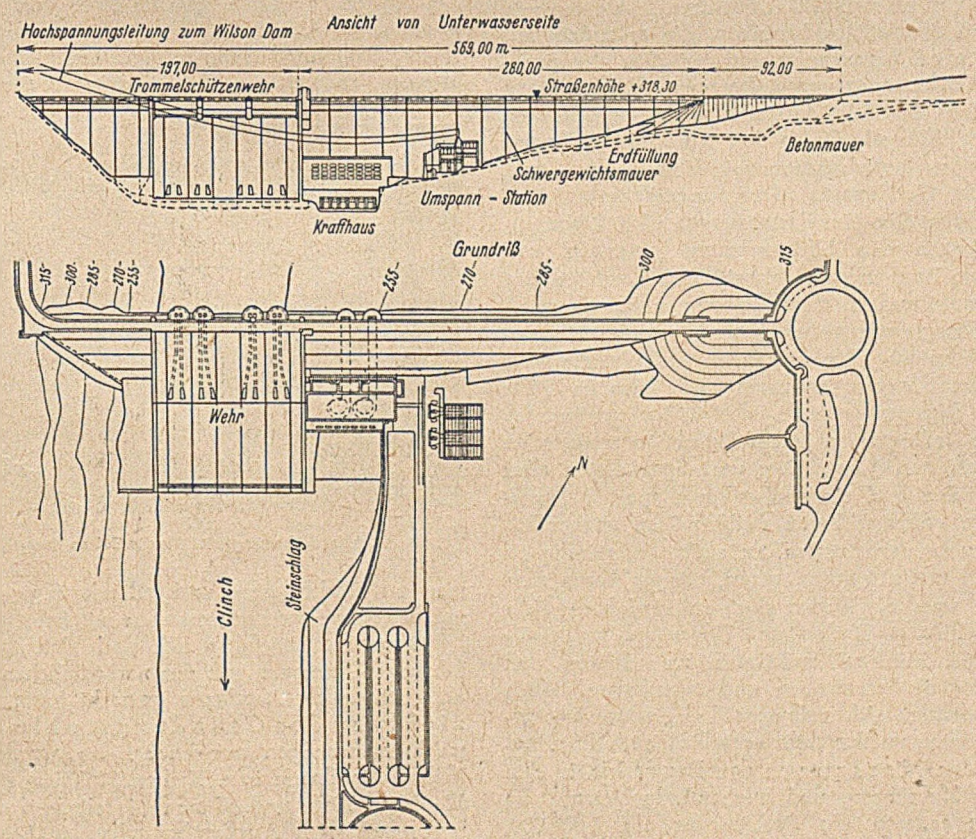


Abb. 6. Norris-Staumauer.

Krieges mit zum Teil ungewöhnlich kurzen Bauzeiten erstellt worden, und zwar Chicamauga und Hiwassee 1940, Watts Bar, Cherokee, Chatuge, Nottely 1942, Douglas, Fort Loudoun, Apalachia, Ocoee No. 3 1943 und Fontana und Kentucky 1944.

Für den Bauingenieur besonders lehrreich sind aber nicht so sehr die konstruktiven Einzelheiten der Bauwerke, als vielmehr die Methoden und die Leistungen, mit denen man bei der Bauausführung ungewöhnliche Erfolge erzielte. Auch hierbei war es zweifellos von ausschlaggebender Bedeutung, daß die gesamte Bautätigkeit der TVA, von einzelnen Bahn- und Straßenverlegungen, dem Holzschlag u. ä. abgesehen, in eigener Regie

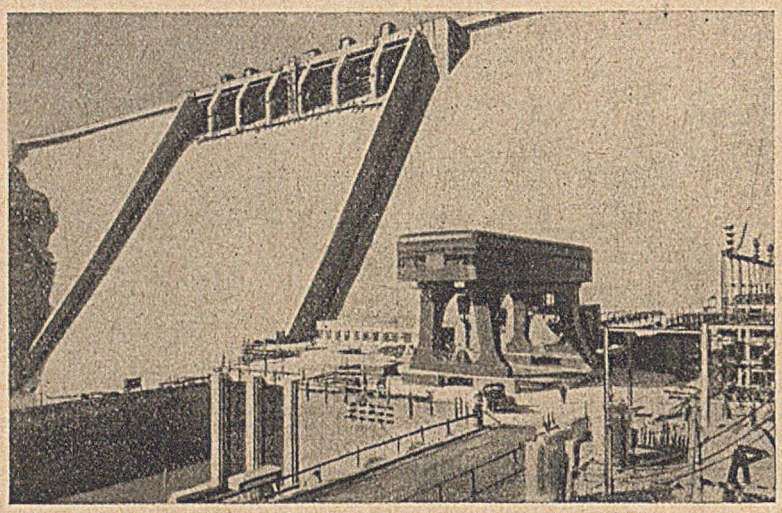


Abb. 7. Hiwassee-Kraftwerk.

durchgeführt wurde. Es ist wohl mit einer gewissen inneren Berechtigung von der privaten Bauunternehmerschaft gegen ein Experiment Sturm gelaufen worden, bei dem der Staat sich ein großes Bauinventar und einen erheblichen Stab von bis zu 40000 technischen Fachleuten und handwerklichen Spezialisten heranzog, die er zudem aus der Privatwirtschaft herausholte und bei dem der preisregulierende Wettbewerb ausgeschaltet war. Aber es bedarf doch kaum eines Zweifels, daß eine solche Organisation die technischen Mängel, die in dem verzettelten Einsatz einer Vielzahl von Unternehmern mit kleineren und evtl. unzureichenden Geräteparks, der mangelhafteren Ausnutzung der Baustellen-Einzelerfahrungen, den Reibungsverlusten zwischen den Unternehmern einerseits und diesen und dem Bauherrn andererseits liegen, weitgehend vermeiden konnte und zu Höchstleistungen vor allem im Rahmen des Kriegsnotprogrammes fähig war. Daß autoritäre Staaten ähnliche Wege gegangen sind, spricht nicht von vornherein dagegen, wenn es auch hier im Falle Amerika den Satz zu beweisen scheint: les extrêmes se touchent. Die Bedingungen jedenfalls, um so erstklassige Bauleiter, Bauführer, Vorarbeiter und Spezialisten aller Art heranzubilden und ein großes, evtl. speziell herzustellendes, den voraussehbaren Bedürfnissen angepaßtes Bauinventar zusammenzustellen, zu ergänzen, ständig zu verbessern und intensiv auszunutzen, können kaum günstiger gedacht werden. Waren doch in 11 Jahren nicht weniger als 13 Mio. m³ Boden- und Felsaushub zu bewältigen, etwa 26,2 Mio. m³ Erddämme zu schütten und 9,4 Mio. m³ Beton herzustellen und einzubauen. Auch hierbei unterscheiden sich naturgemäß die talabwärts gelegenen Staudämme wieder recht erheblich nach dem Baumaterial und den Massen von den Bauwerken in den hochliegenden Zubringer- und Nebenflußgebieten. So liegen für die ersteren die Betonmassen um 1 000 000, 500 000 und etwa 300 000 m³, zu denen 1 bzw. 2 Mio. m³ Erddammschüttungen neben 400 000—2,7 Mio. m³ Boden- und Felsaushub treten; die Bauzeiten aber liegen teils um 40, teils um 50 Monate. Bei den Gebirgssperrmauern fallen die Erddammschüttungen weg; dafür sind die Betonmassen mit rund ³/₄ Mio. m³ bei der Norris-Sperre verhältnismäßig groß, die Bauzeiten aber gingen hier von 52 Monaten für die Hiwassee-Sperre bei 500 000 m³ herunter bis zu 20½ Monaten für die Cherokee-Sperre bei 515 000 m³ und auf 12 Monate für die Douglas-Sperre mit 412 000 m³, als es galt, die TVA-Bauten in das Kriegsnotprogramm der USA einzuordnen.

Beim Baugrubenaushub und den Dammschüttungen sind die Arbeitsmethoden zunächst in der ersten Hälfte der 30er Jahre nicht wesentlich verschieden von den in Europa gebräuchlichen Verfahren. [5] Die Baugruben wurden abgeschlossen durch die z. B. auch beim Dnjeprostroi verwendeten Steinkisten. In ihrem Schutze erfolgte, soweit als möglich, das Lösen und Laden durch Raupenlöffelbagger in 900-mm-Spur-Rollmaterial. Bei Erreichung der Felssohle werden nur selten einzelne Bohrhämmer, sondern vielfach sehr leistungsfähige Bohrwagen mit schweren Bohrmaschinen auf Grund eines Bohrwettbewerbes eingesetzt. Später änderte sich das Bild. Die Umschließung der Baugruben erfolgte durch Zellenfangedämme, die eine ausgezeichnete Anpassung an die Flußschale, besonders hohe Listungen und eine mehrmalige Verwendung des Spundwandmaterials gestatten. 4100 t Flachprofile von 380 mm Breite und 17 m Länge mit einem Gewicht von 58 kg/m wurden z. B. beim Pickwick-Landing-Staudamm von zwei Schwimm-Derricks an Führungsgerüsten in Zylindern von 18 m ⌀ abgerammt und dabei 143 t/Tag verarbeitet. Zum Ziehen wurden Pfahlzieher benutzt, die für eine Zelle 35 Stunden benötigten. Die Kosten betrugen hierfür 15 % von neuen Spundwänden. [6] Abb. 8.

Die Bodenbewegung erfolgte unter Einsatz von Spülbaggern. Soweit im Trocknen gearbeitet wurde, ging

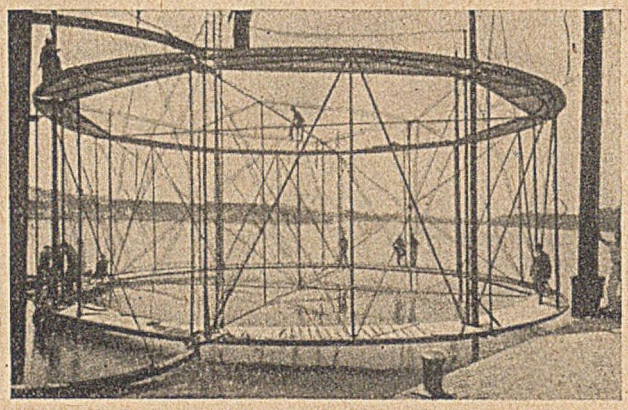


Abb. 8. Rammgerüst für die Zellen-Fangedämme.

man zu Flachbaggern und geländegängigen Fahrzeugen, auf der Kippe zu Planierraupen mit Schaffußwalzen über.

Besondere Sorgfalt wurde nach den kostspieligen Erfahrungen, die man mit der nachträglichen Dichtung des alten Hales-Bar-Staudamm gemacht hatte, auf die Abdichtung der Gründungssohle durch Zementmilcheinpressungen verwendet. So wurden z. B. beim Wilson-Staudamm in 4 Reihen 10 700 m Bohrlöcher von 12—16 m Tiefe und 63 mm ⌀ mit 3—6 m Abstand gebohrt und nach Auswaschen aller Spalten bei 13,5 atü mit mehr als 10 000 m³ Beton ausgepreßt. Bei der Nor-

ris-Sperre ging man noch weiter, indem man neben 12 000 Löchern von 9—15 m Tiefe noch oberstromseitig 30 und 60 m tiefe Löcher und vom Besichtigungsstollen aus in 3 m Abstand weitere 76- und 140-mm-Löcher bohrte und bei 13,5 atü auspreßte. Hier wurden z. B. beinahe 3000 t Zement verarbeitet. Die Gründungssohle wurde dabei vorher durch Leuchtperiskope mit Fühlhebeln oder über Einsteigschächte von 910 mm ⌀, die man mit Schrotkernbohrmaschinen abgeteuft hatte, genauestens untersucht.

Besonders eindrucksvoll erscheint für den deutschen Baustellen-Praktiker die Lösung der Betonherstellung und -verarbeitung sowie der Gewinnung und Lagerung der Zuschlagstoffe. Immer wurden die letzteren im Steinbruch auf der Baustelle oder wie bei Flußgewinnung in ihrer unmittelbaren Nähe gewonnen.

Beim Wilson-, Wheeler-, Pickwick-Landing- und Guntersville-Staudamm wurde Flußkies mit Eimerketten- oder Pumpenbaggern aus dem Wasser geholt und sortiert. Bei anderen Baustellen dagegen wurden Steinbrüche erschlossen und der Felsaushub der Baugrube, soweit geeignet, in großen Aufbereitungsanlagen zerkleinert und sortiert, um dann in riesigen Halden gelagert zu werden. Abb. 9. Während wir in Deutschland gewohnt sind, bei der Aufbereitung den größten Teil der Reserven in die Maschinenanlage zu verlegen, bevorzugte hier der Amerikaner die Stapelung von Splitt-Vorräten bis zu 200 000 m³, was Leistungsreserven von 70—130 Tagen entspricht.

Die Unterbringung derartig großer Vorräte und vor allem eine rationelle Lösung ihrer Zu- und Abfuhr ließ sich nicht mehr in den sonst üblichen Formen bewältigen. Bunker und Silos kann man bei diesen Leistungen wohl für einige Stunden-Vorräte bemessen, für Tage- und Wochen-Reserven aber muß zu offenen Halden übergegangen werden. So finden sich denn im wesentlichen zwei Formen der Lagerung, und zwar einmal bei kleinerer Reservebildung (etwa bis 70 000 m³) die langgestreckte und bei größerer gewissermaßen die Kreis-Halde. Für die erste erfolgt die Zufuhr unmittelbar von der Sortieranlage über ebensoviel Einzelbänder und Siebe, wie Korngrößen gelagert werden sollen. Das Abziehen der 200 m langen Halden geschieht durch Untertunnelung und dort laufende Abziehbänder. Anders ist die Lösung bei Kreishalden. Auch hier erfolgt die Zufuhr der einzelnen Korngrößen, allerdings nur durch ein Band, über das diese dann nacheinander zu einem in der Mitte eines Kreises oder Ovales liegenden Verteilerturm geführt und mittels 360° schwenkbaren Bandes oder Schrappers verteilt werden. Die Wiederaufnahme von den Kreissektor-Halden geschieht im ersten Falle unter Zwischenschaltung eines Greifbaggers mit einem versetzbaren Aufgabebunker, im zweiten Falle unmittelbar durch den Schrapper. Zwischen Halden und Mischanlage sind dann vielfach achteckige Turmsilos aus flachen Brettern angeordnet, die noch einmal eine 10-Stunden-Reserve darstellen.

Die Betonzusammensetzung ist der Herkunft der Zuschlagstoffe entsprechend nicht einheitlich gewesen. Man hat bald mit vier, bald mit fünf Körnungen gearbeitet und ist auch mit der Korngröße teils bis 90, teils bis 165 mm heraufgegangen. Hierzu mußte das gewonnene Rohmaterial, soweit nicht, wie bei der Flußgewinnung, die einfache Sortierung am Naßbagger genügte, vor- und nachzerkleinert sowie Sand gemahlen werden. Charakteristisch hierfür war die weitgehende Verwendung von rotierenden Brechern; während noch beim Wilson-Staudamm das aus dem Baugrubenaushub gewonnene Material zunächst einen Backen-Vorbrecher von 1200 × 1500 mm Maulweite, wie beim Dnjeprostoi, zugeführt wurde, zeigten z. B. die späteren Aufbereitungsanlagen bei der Norris-Sperre und beim Chicamauga-Staudamm bereits als Vorbrecher Großkreiselbrecher mit 3000 mm Brechdurchmesser und 1000 mm Brechweite, die unmittelbar von der Bruchsohle aus mit geländegängigen Wagen von 7,6—9,2 m³ Inhalt beschickt wurden. Auch als Nachbrecher wurden teils Kreisel- teils Symonsbrecher verwendet, während für das Sandmahlen Hammermühlen eingesetzt wurden. Zur Sortierung dienten Schwingsiebe, wobei durch Zwischenabsortierung nach jeder Zerkleinerungsstufe für eine Entlastung der folgenden Brecher gesorgt wurde.

Auch bei der Mischanlage ist der Amerikaner andere Wege gegangen als sie in Europa üblich sind. Während noch beim Wilson-Staudamm der Aufbau sich nur durch die Größe der verwendeten 4 Stück 1,5-m³ und 2 Stück 3-m³-Mischer von ähnlichen deutschen Anlagen unterscheidet, sind später einheitlich folgende Gedanken verwirklicht worden:

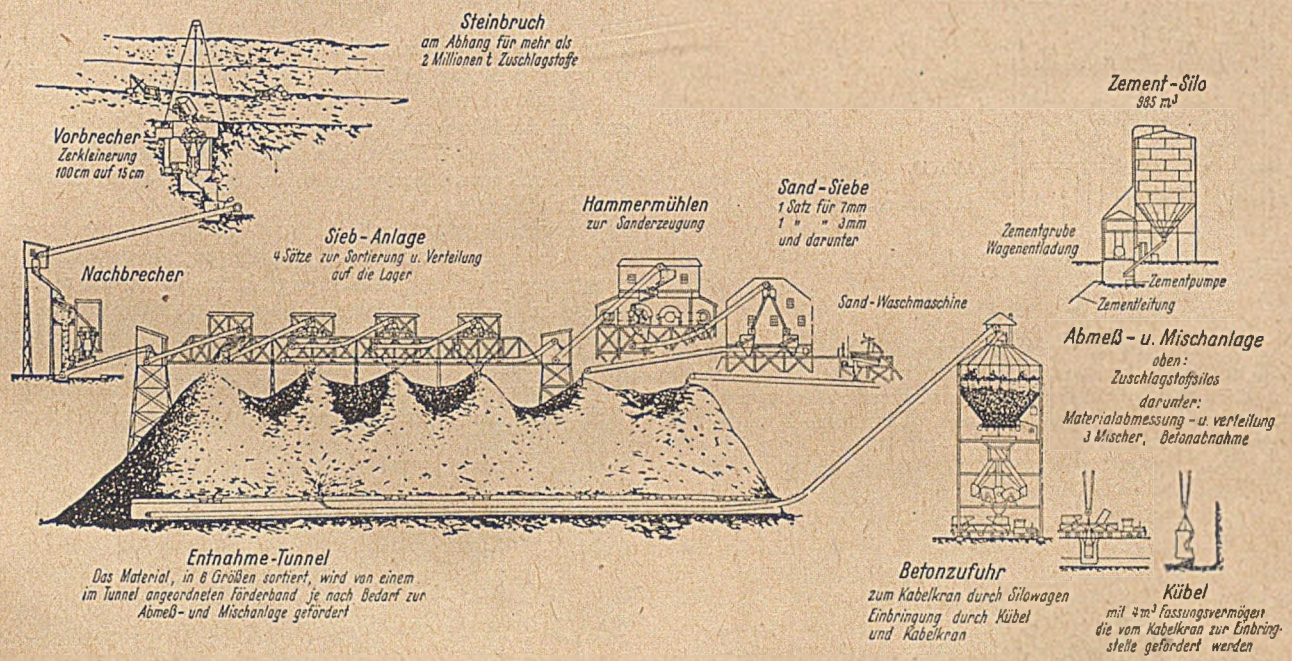


Abb. 9. Materialgewinnung und -aufbereitung bei der Norris-Staumauer.

1. Stundensilos für etwa 5-stündigen Betrieb. Abmeßeinrichtung (meist automatische Waagen mit Licht-Signalen) und -verteilung, Mischer und Beton-Entnahme werden in vierstöckigen Türmen übereinander gebaut. Abb. 10.

2. Der Zement wird lose anbefördert und mittels Fullerpumpen in zylindrischen Stahlblechsilos von 650 bis 1000 m³ Inhalt gestapelt und von dort ebenso pneumatisch den Stundensilos der Mischanlage zugeführt.

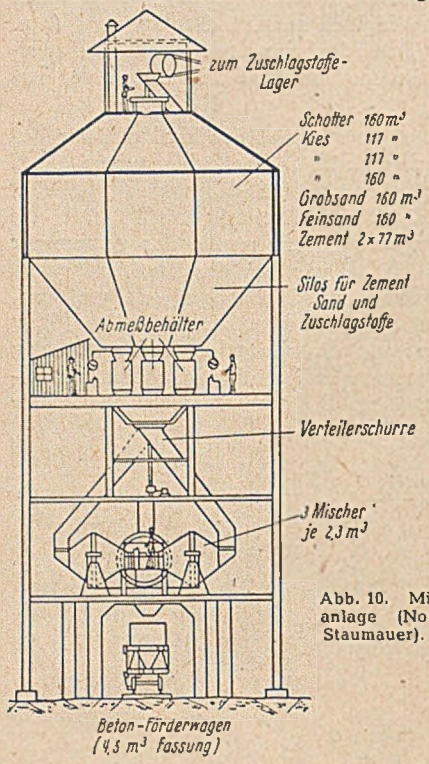


Abb. 10. Mischanlage (Norris-Staumauer).

3. Als Mischer werden Freifallmischer mit 1,5 bzw. 2,3 m³ Inhalt verwendet, die als kippbare Doppelkegelmischer zu zweien, dreien oder vieren in Kreuzform aufgestellt in einen gemeinsamen Entnahme-Bunker entleeren.

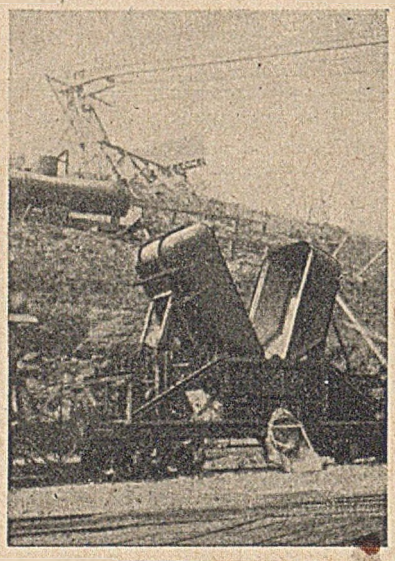


Abb. 11. Doppelkippwagen zum Betontransport (Hiwassee-Staumauer).

Ganz ähnlich waren die schwimmenden Mischanlagen, die beim Wheeler-Staudamm verwendet wurden, ausgebildet. Nur war hier der mit nur einem Mischer von 1,5 m³ Inhalt ausgestattete Turm noch mit einem Drehkran von 7 t Tragkraft zusammen auf einem Prahm von 12×27,5 m aufgebaut. [7]

Die Einbringung des Betons weist zwei grundsätzlich voneinander verschiedene Formen auf. Wo es die Geländeverhältnisse nur immer ermöglichten, wurden Voll-Portalkrane mit 30—35 m Ausladung und 4 bzw. 8 t (1,5/3 m³) Tragkraft verwendet (s. Abb. 14), denen der Beton in Bodenentleerkübeln mit Gummiband-Rollverschluß auf Plattform- oder Spezialwagen zugeführt wurde. Abb. 11. Ihre Beladung erfolgte von Zwischensilos, denen der Beton über Bandstraßen von der zentralen Mischanlage Abb. 13 zulief. Bei stärker eingeschnittenen Tälern dagegen wurde, um Betonierbrücken möglichst zu vermeiden, der Kabel-

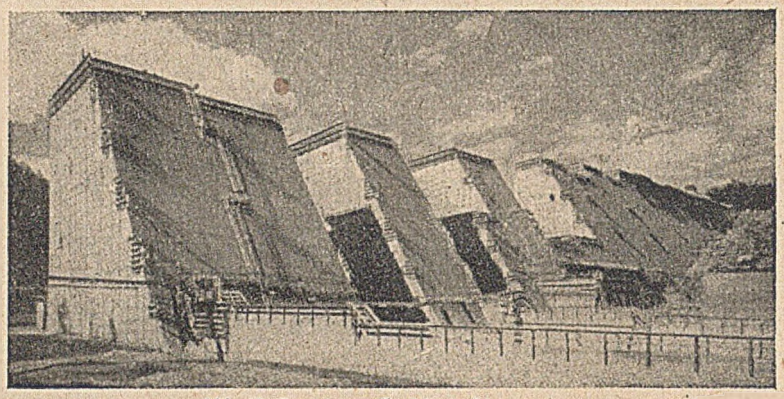


Abb. 12. Betonierung der Norris-Staumauer.

kran eingesetzt, so z. B. bei der Norris-Sperre, Abb. 12, wo zwei derartige beiderseits verfahrbare Geräte [8] mit 18 t Tragkraft und 4,6-m³-Kübeln bei 575 m Spannweite und bei der Hiwassee-Sperre, wo ein fahrbarer 18-t-Kabelkran mit 5,6-m³-Kübeln, die eine pneumatisch betätigte Boden-Entleerung hatten, mit bis zu 20 Spielen in der Stunde arbeitete.

Bauausführungen mit so großen Massen und vor allem so kurzen Terminen, wie sie gerade das Kriegsprogramm erforderte, waren angesichts des hohen amerikanischen Lebensniveaus und der ungewöhnlichen Leistungen auch nur mit einem ungewöhnlich hohen Einsatz an Geräten zu bewältigen.

Wenn man feststellt, daß z. B. beim Pickwick-Landing-Staudamm, der Norris-, Hiwassee- und Cherokee-Sperre

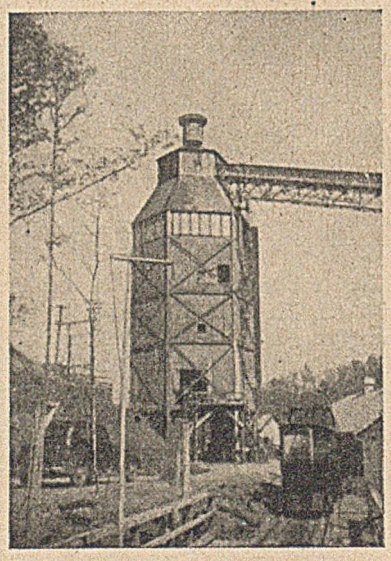


Abb. 13. Betonier-Anlage (Hiwassee-Staumauer).

Geräte mit einem Wert von 1.442/1.046/0.998 und 3.753 Mio. Dollar eingesetzt waren, so dürfte der Gesamt-Gerätepark der TVA mit 25 Mio. Dollar kaum zu hoch gegriffen sein. Das Verhältnis von Gerätewert/Bausumme liegt dann mit 3,5/6/12 % bei den obigen Bauwerken nicht übermäßig hoch, zeigt allerdings auch deutlich die Intensivierung des Bauvorganges während des Krieges. Verglichen mit den Geräteparks unserer deutschen Bauindustrie dürfte die TVA etwa das zwei- bis fünffache der

größten deutschen Baufirmen in ihrer Hand vereinigt haben. Trotzdem war auch hier der Arbeiter-Einsatz von 3000—5000 Mann auf den großen Baustellen noch recht erheblich; allerdings wurde meist auch in drei oder vier Schichten gearbeitet. Dabei ging die TVA auch bezüglich der Unterbringung und der Bequemlichkeiten für ihr Personal ganz neue Wege, die offenbar sogar weit über das in autoritären Staaten als Muster gepriesene hinausgingen. Klubhäuser, Kinos, Bibliotheken, Sportgelegenheiten u. a. m. sollten die Abgeschiedenheit des Baustellenlebens erleichtern. Fabrikmäßig hergestellte Einfamilienhäuser, Schulen, Krankenhäuser dienten der Erhaltung eines Stammes verheirateter Arbeiter und Fachleute. Verbilligt wurden diese Sozial-Einrichtungen durch die Tatsache, daß ihre mehrfache Verwendung gesichert war, und bezahlt gemacht haben sie sich wohl dadurch, daß dank der Wohlfahrts- und Sicherheitseinrichtungen auf den Baustellen der TVA immer ein sehr hochqualifiziertes Arbeitspersonal zur Verfügung stand und die Unfallhäufigkeit auf ein früher als unerreichbar geltendes Maß zurückging.

Die Leistungen, die mit einer derartigen Mechanisierung und einem solchen Organisations-Apparat erzielt werden konnten, waren denn auch teilweise ungewöhnlich. Während man noch beim Wilson-Staudamm bei 57 Monaten Bauzeit mit der Beton-Tagesleistung nicht über 1000 m³ herauskam, lagen diese Leistungen beim Guntersville- und Chicamauga-Staudamm mit 37/45 Monaten bereits bei 1530 m³ und bei der Norris-Sperre gingen sie bei 34 Monaten bis zu 3000 m³. Die Kriegsbauten zeigten dann eine weitere Steigerung, denn z. B. bei der Cherokee-Sperre wurden bei 20½ Monaten Bauzeit Tagesleistungen von 3800 m³ erzielt, die allerdings ohne Nachtarbeit nicht zu erreichen waren. Abb. 14.

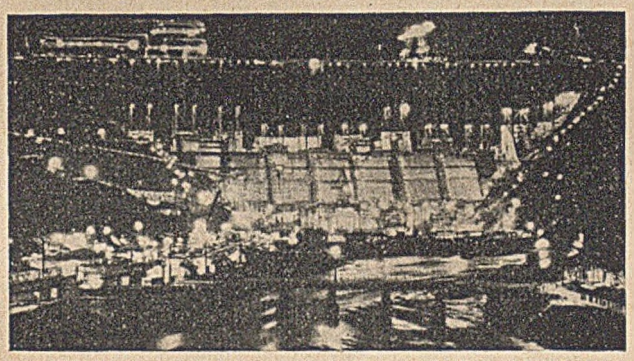


Abb. 14. Fontana-Staumauer. Nachtarbeit mit der Betonierbrücke.

Ein Jahr vor Kriegsende waren die durch TVA-Gesetz gesteckten Ziele im wesentlichen erreicht. Der Tennessee ist von der Mündung in den Ohio bis Knoxville für Schiffe mit 2,7 m Tiefgang befahrbar. Es entspricht das etwa dem Rhein bis Worms. Die Hochwassergefahr ist gebannt. Der Verkehr auf dem Tennessee wuchs von 47 Mio. tkm im Jahre 1933 auf 234 Mio. tkm im Jahre 1942. Im letzten Kriegsjahr wurden 11,5 Mrd. kWh erzeugt, das sind pro Kopf der Bevölkerung 2500 kWh, gegen 400 kWh 1933 und 32 kWh, allerdings ohne Industrie, zur Zeit in Berlin. Von 60 % des Landesdurchschnittes ist das Tennessee-Gebiet damit auf 155 % gestiegen, wobei trotz des während des Krieges eingestellten Baues des Verteilungsnetzes von etwa 9600 km die Landwirtschaft an der Steigerung mit 4 auf 20 % der Anschlüsse beteiligt war. Einen starken Anreiz für den gesteigerten Energieverbrauch bietet dabei nicht zuletzt der Preis, der mit 0,0185 Dollar/kWh weit unter dem Landesdurchschnittspreis liegt. [9]

Die Verbesserung der Wasserwirtschaft und der Energieerzeugung sind aber nur zwei, wenn auch vielleicht die am stärksten nach außen in Erscheinung tretenden Erfolge der TVA. Zu ihnen tritt die Hebung der Land- und Forstwirtschaft durch Beseitigung der Ursachen der Erosionen, durch die Erzeugung von hochwertigem Kunstdünger in Muscle-Shoals, durch die Anlage von 43 000 landwirtschaftlichen Musterbetrieben mit 2 580 000 Hektar Land. Eine ständige von Chemikern und praktischen Landwirten durchgeführte Beratung brachte diese Betriebe zu 30 % erhöhten Ernte-Ergebnissen.

Aber auch die industrielle Verwertung der Bodenschätze konnte gewaltig gesteigert werden. Und hier hat sich der TVA-Gedanke vor allem im Kriege besonders fruchtbar erwiesen. 30—40 % der gesamten Erzeugung betrug allein die Herstellung von Aluminium im Tennessee-Gebiet. Die Kunstdünger-Erzeugung bildete die Grundlage für die Umstellung auf Sprengstoffe, Walzwerke, Schiffswerften, Flugzeug-, Geschütz-Fabriken u. a. m. entstanden. Kalzium-Karbid für die Herstellung synthetischen Gummis, Sauerstoff, Wasserstoff, Seife, Methyl-Alkohol, Essigsäure u. a. m. lieferte das Tennessee-Gebiet. Von dort kam auch die Atombombe. Eine ganze Stadt von 70 000 Menschen, vom ungelernten Arbeiter bis zum hochqualifiziertesten Wissenschaftler, entstand hier. Hunderte von Hektar wurden von einer 1,8 km langen Mauer umschlossen, in deren Bereich riesenhafte turmartige Fabrikanlagen aus dem Boden wuchsen. Das ungewöhnliche Tempo, mit dem die Cherokee- und die Douglas-Sperre gebaut wurde, auch Fontana und Kentucky gehörten hierzu, deutete darauf hin, daß dem Tennessee-Gebiet in der Erzwingung der Kriegsentscheidung eine besondere Rolle zugedacht war. Hiroshima gab auf die Fragen, die mit der Absperrung dieses Gebietes verbunden waren, die Antwort.

Diese ganze große technische und volkswirtschaftliche Aufgabe aber wurde sozial untermauert durch das unermüdliche Streben der TVA, die soziale Lage der Bevölkerung weitgehend zu heben und die Arbeitskräfte möglichst aus dem Tennessee-Gebiet zu gewinnen oder dort seßhaft zu machen. [10] Was auf der Baustelle im Kleinen versucht wurde, erprobte man im Lande im Großen. Immer wieder wurden neue Elementar-, Fortbildungs- und Berufsschulen, Buchstuben, Sportfelder u. a. Bildungsstätten ins Leben gerufen. Der Fremdenverkehr wurde ins Land gezogen. Eine großzügige Insektenbekämpfung mittels Flugzeugen sorgte für die Ausrottung der Malaria und anderes mehr. Wenn es die Aufgabe des Staates ist, durch seine Initiative und seine Machtmittel das Wohl des Landes und seiner Bewohner zu fördern, so ist hier im Tennessee-Tal der Beweis offenbar erbracht, daß vom Staate richtig angewendete Technik in Verbindung mit einem weisen Staatskapitalismus und -sozialismus der Menschheit zum Segen gereichen kann.

Literatur.

1. G. Garbotz: Die Sperrmauer- und Staudammbauten der Tennessee-Regulierung. Bautechn. 16 (1938) S. 134.
2. A. E. Morgan: Purpose and methods of the TVA Annals of the American Academy of Political and Sozial Science, 172 (1934) S. 50.
3. P. Gisiger: Die Tennessee Valley Authority. Schweiz. Bauztg. 66 (1948) S. 159 und 613.
4. Technische Berichte der TVA über die einzelnen Staudammbauten.
5. Building Wilson Dam at Muscle Shoals of the Tennessee. Engng. News Rec., 104 (1925) S. 670 und 724.
6. Third TVA Dam anderway at Pickwick-Landing Engng. News Rec., 115 (1935) S. 636.
7. L. H. Huntley: Floating mixing plants will concrete Wheelerdam; Engng. News Rec., 113 (1934) S. 431.
8. Demontable cableways place concrete at Norrisdam; Constructions-Methods, 16 (1934) S. 46.
9. R. L. Duffes: Tennessee-Valley-Authority, The Valley and Its People.
10. I. Lilienthal: TVA Tennessee-Stromtalverwaltung, 1. Beispiele lebendiger Demokratie; Overseas Editions Incorperated, New York 1944.

Quellennachweis für die Abbildungen:

Abb. 5, 6, 8, 9, 10, 12 aus Garbotz [1].
Abb. 1, 2, 4, 7, 11, 13 aus Gisiger [3].

Kurze Technische Berichte.

Der heutige Stand des Brückenbaus in Amerika.

In einem grundlegenden Vortrag gab Ing. Dr. h. c. O. H. Ammann, New York, eine umfassende Übersicht über die Leistungen und Entwicklungstendenzen des amerikanischen Brückenbaus. Nach dem mit zahlreichen Kunstdruckbildern versehenen Bericht in der Schweizerischen Bauzeitung vom 25. September 1948, dessen Studium im Original warm empfohlen sei, werden im folgenden einige Ausführungen wiedergegeben, die sich auf den Bau von Stahlbrücken beziehen.

Ammann stellt eine vermehrte Zusammenarbeit zwischen Ingenieur und Architekt fest, und weiter, daß hinsichtlich mancher Konstruktionsformen europäische Ideen befolgt wurden. Anderseits ist Amerika hinsichtlich der Größe und des Umfanges neuer Bauten weiter vorangeschritten, und wohl auch in den Herstellungs- und Baumethoden sowie in den Baumaschinen.

Die Entwicklung des amerikanischen Stahlbrückenbaus zwischen den beiden Weltkriegen ist in erster Linie durch den Ausbau des Straßennetzes bedingt. Der Bau unzähliger kleiner Überführungen zum Vermeiden von Niveaukreuzungen bot dem amerikanischen Brückenbau ein umfangreiches Arbeitsfeld, das neben den Großbrücken meist übersehen wird.

Die Entwurfsvorschriften wurden vereinheitlicht und vervollkommnet. In diesem Zusammenhang sind vor allem die Windwirkungen von besonderem Interesse, denen zwei große amerikanische Brücken zum Opfer gefallen sind. Außer der Hängebrücke bei Tacoma (Abb. 6), die 1940 durch Wind zerstört wurde, erwähnt A. noch die Mississippibrücke bei Chester, deren 410 m langer durchlaufender Fachwerkbalken 1944 durch einen Zyklon von den Pfeilern abgehoben und in den Fluß gestürzt wurde.

Baustähle. Der gewöhnliche Baustahl mit 4,2 t/cm² Mindestfestigkeit überwiegt noch immer. Die dafür zulässige Spannung ist erst in den letzten Jahren auf 1,4 t/cm² herabgesetzt worden.

Silizium-Stahl (Silicon steel) mit um 35 % höherer Festigkeit wird bei mittleren und größeren Brücken verwendet. Er eignet sich jedoch nicht für geschweißte Verbindungen. A. erwähnt, daß die Anwendung des Schweißens bei Brückenneubauten noch sehr bescheiden ist. Bisher wurden in Amerika neben Schiffen usw. hauptsächlich weniger bedeutende Baukonstruktionen sowie Brückenverstärkungen geschweißt.

Nickelstahl wurde in den letzten Jahren nur noch in verhältnismäßig wenig Fällen angewendet, so z. B. bei dem Gerberbalken über die Bucht von San Francisco.

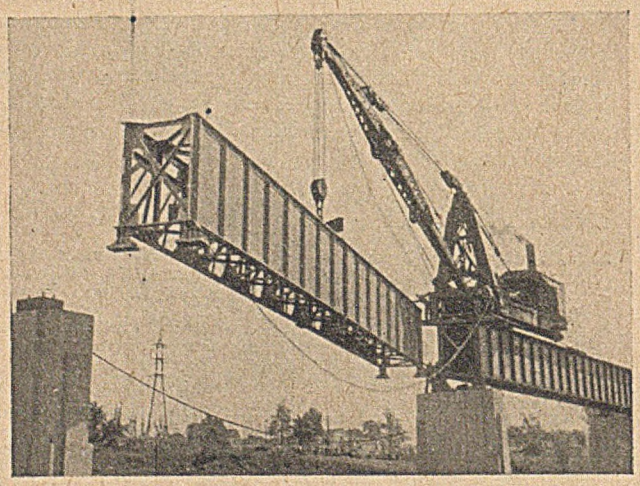


Abb. 1. Eisenbahnbrücke aus Aluminium (1946, Stützweite 30 m).

Manganstahl, der wie der Nickelstahl etwa 50 % höhere Festigkeit als der gewöhnliche Baustahl hat, fand ebenfalls nur noch geringe Verwendung so z. B. für die 504 m weitgespannte Bayonne-Brücke bei New York.

Leichtmetalle. Über die erste Anwendung von Aluminiumlegierungen bei der alten Smithfield-Brücke in Pittsburgh vgl. man Bauing. 15 (1934) S. 476. Die Konstruktion hat sich bisher gut bewährt.

Die Eigenschaften der Aluminiumlegierungen wurden seitdem weiter verbessert; es sind auch bereits eingehende Vorschriften für den Entwurf von Brücken aus Aluminium aufgestellt. Heute stehen große gewalzte oder getriebene Profile zur Verfügung. 1946 wurde eine vollwandige Eisenbahnbrücke aus Aluminium erbaut (vgl. Abb. 1). Das Gewicht des fertigen Überbaus beträgt nur 25 t, während die entsprechende Stahlkonstruktion etwa 60 t wiegt. A. hat baureife Entwürfe für größere Aluminiumbrücken aufgestellt, u. a. für eine 110 m weite Hubbrücke und für einen Vollwandbogen von 185 m Spannweite.

Zusatz des Referenten: In einem späteren Heft der Schweiz. Bauzeitung 66 (1948) S. 591 berichtet D. Bärfuß über den Bau einer weiteren größeren Leichtmetallbrücke. Diese Straßenbrücke bei Arvida (Canada) hat in der Hauptöffnung eingespannte Bogen mit 90 m Stützweite und 14,5 m Pfeil, die Bogenträger besitzen geschlossenen Kastenquerschnitt. Werkstoff der Brücke ist die vergütete Aluminiumlegierung 26-S, mit 4,6 t/cm² Zugfestigkeit und 3,4 t/cm² Fließgrenze.

Die Entwicklung der Fahrbahntafeln von amerikanischen Straßenbrücken kann übergangen werden, weil darüber in deutschen Zeitschriften mehrfach berichtet wurde.

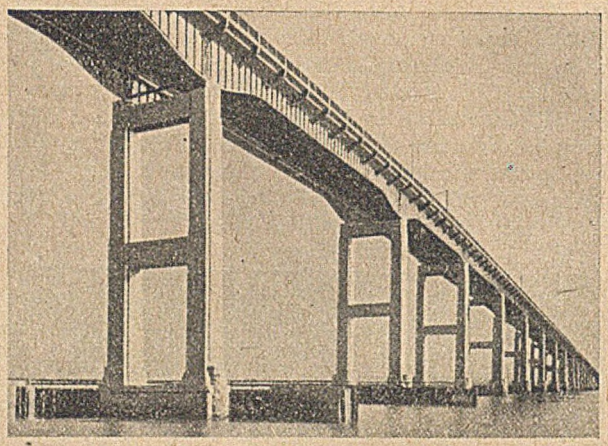


Abb. 2. Durchlaufender Vollwandbalken über den Raritan-River in New Jersey.

Haupttragwerke. Während früher bei den Haupttragsystemen das Bestreben vorherrschte, die Brückenform wenigstens für kleinere Öffnungen zu normalisieren, ist heute größere Individualität und Originalität festzustellen. Es finden jetzt auch die statisch unbestimmten Tragwerke im großen Umfange Anwendung, bemerkenswert ist weiter eine deutliche Tendenz, wenn möglich vollwandige Tragwerke anzuwenden. Der Anwendungsbereich der Fachwerke ist merklich kleiner geworden.

Für die Kreuzungen im Straßensystem hat man in großer Zahl vollwandige Rahmenträger eingebaut. Walzprofile (I-Träger mit breiten Flanschen und bis 1 m hoch) werden bis etwa 25 m Weite benutzt, genietete voll-

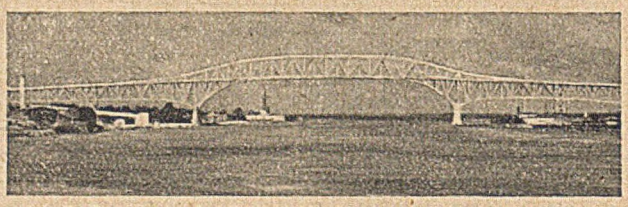


Abb. 3. Durchlaufender Fachwerkbalken über den St. Clair River bei Port Huron, Michigan. (Mittelöffnung 287 m).

wandige Brückenbalken bis etwa 100 m. Bemerkenswert sind die vollwandigen Tragwerke für Bogenbrücken und als Versteifungsbalken in Hängebrücken.

Die Fachwerkbalken, deren Konstruktion stark vereinfacht worden ist, beherrschen die mittleren Spann-

weiten zwischen 100 und 250 m. Die Gelenkbolzen-Verbindungen sind verschwunden, und mit ihnen auch die Augenstäbe für Zugglieder. Die Fachwerkstäbe erhalten jetzt möglichst einfachen Querschnitt, sie bestehen in vielen Fällen aus einfachen Walzprofilen. Größere Stäbe

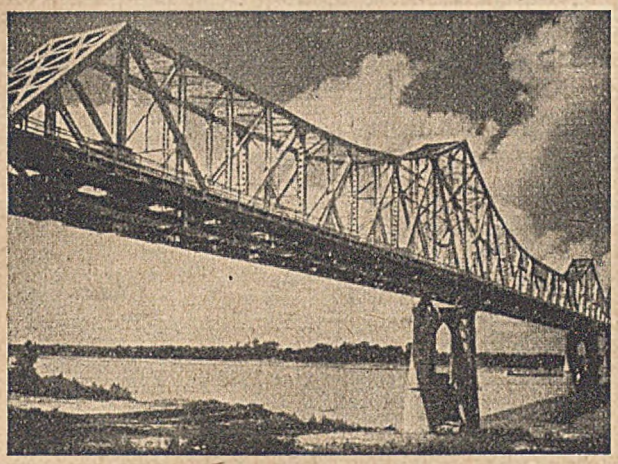


Abb. 4. Gerberbalken über den Mississippi bei Baton Rouge (1941, Mittelöffnung 260 m).

haben fast ausschließlich vollwandige Kastenquerschnitte statt der früher üblichen mehrteiligen Querschnitte und Vergitterung (man vgl. Abb. 4).

Der durchlaufende Fachwerkbalken hat heute auch in Amerika die ihm gebührende Stellung eingenommen, ein typisches Beispiel ist in Abb. 3 dargestellt.

Die Gerberbalken spielen für die mittelgroßen Stützweiten noch immer eine wichtige Rolle. Abb. 4 zeigt die

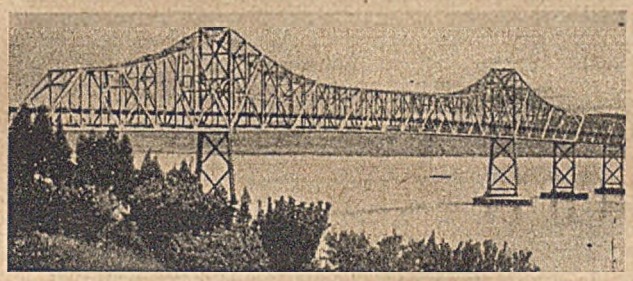


Abb. 5. Gerberbalken über die Bucht von San Francisco (Mittelöffnung 427 m).

Mississippi-Brücke bei Baton Rouge. Der Stahlüberbau wurde, ähnlich wie bei der Brücke über den Kleinen Belt, in den Stromöffnungen ohne Baugerüste durch beiderseitiges Auskragen von den Pfeilern aus montiert.

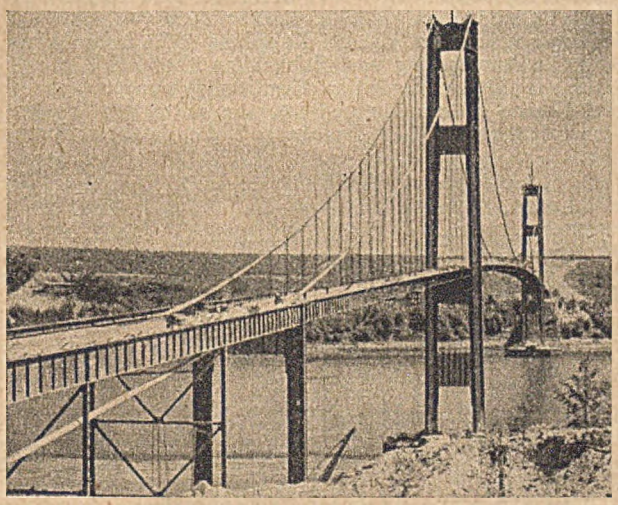


Abb. 6. Hängebrücke bei Tacoma (1940, l = 853 m).

Die größte Gerberbalkenbrücke der letzten Zeit ist die über die Bucht von San Francisco, vgl. Bauing. 18 (1937) S. 452.

Die Bogenbrücken haben sich für alle Stützweiten eingebürgert. Ein Beispiel eines vollwandigen Bogens ohne Gelenke ist die neue Regenbogenbrücke unterhalb der Niagara-Fälle (1941, Spannweite 290 m). Auch der Bogen mit Zugband findet jetzt Anwendung, nachdem er lange Zeit abgelehnt worden war. Die größte Bogenbrücke ist seit 1931 die Bayonne-Brücke über den Kill van Kull bei New York mit 504 m Stützweite.

Die Hängebrücken beherrschen die großen Stützweiten. Die George Washington-Brücke, New York — 1931, l = 1067 m, Näheres vgl. Bauing. 10 (1929) S. 860 und 13 (1932) S. 257 — ist noch immer ohne Versteifungsbalken in Betrieb. 1936 folgte die Doppelhängebrücke über die Bucht von San Francisco mit l = 704 m, s. Bauing. 14 (1933) S. 330, ferner 17 (1936) S. 102 u. 423, 18 (1937) S. 92 und 20 (1939) S. 161. Die im gleichen Jahre fertiggestellte Triborough-Brücke, New York, hat 420 m Spannweite, vgl. Bauing. 17 (1936) S. 144. 1937 wurde die Hängebrücke über das Goldene Tor San Francisco mit l = 1280 m in Betrieb genommen — vgl. Bauing. 14 (1933) S. 330 sowie 17 (1936) S. 99 u. 423 — und im Jahre 1939 die Whitestone-Brücke, New York, mit l = 701 m — vgl. Bauing. 20 (1939) S. 512 —. Die vier Monate nach ihrer Fertigstellung eingestürzte Brücke bei Tacoma hatte 853 m Spannweite. (Nach Schweiz. Bauzeitung 66 (1948) S. 535—540, dazu die Tafeln 25 bis 32).

F. Schleicher, Berlin.

Tide-Kraftwerke.

Inhaltsübersicht: Einige aktuelle Projekte zur Nutzbarmachung der Gezeitenbewegung für Kraftgewinnung werden umrissen und dabei die für solche Projekte grundlegenden Fragen erläutert.

Wer immer dessen inne wird, welch unermeßliche Kräfte in der Gezeitenbewegung an den Küsten der Meere von der Natur zu jeder Stunde verschwendet werden, dem drängt sich die Frage auf, ob es denn nicht möglich sei, einen Teil dieser Kräfte für den Bedarf der Menschen nutzbar zu machen. Tatsächlich sind schon in alter Zeit und später immer wieder Ansätze dazu gemacht worden. Doch konnte bis zur Gegenwart nicht ein Projekt zufriedenstellend verwirklicht werden. Aber die Kraftverschwendung und damit die Herausforderung der Natur besteht weiter wie sie von Ewigkeit her bestand. Die vorgeschrittene Technik gibt nun anscheinend endlich dem Menschen das Werkzeug in die Hand, das ihn befähigt, die Herausforderung anzunehmen.

Auch jetzt sind es nur wenige, durch die Gunst ihrer Lage besonders ausgezeichnete Stellen der Erde, an denen der Bau eines Tidekraftwerkes lohnend erscheint. Selbst an diesen Stellen würde ein Bau nicht in Frage kommen, wenn nicht Kohle knapp geworden wäre und ihr Preis stark angezogen hätte. Damit nämlich haben die gewaltigen Investitionen, die ein Tidekraftwerk erfordert — vergleichsweise! — an Gewicht verloren. Mehrere Projekte haben alle Siebe der Sachverständigengremien technischer und wirtschaftlicher Art durchlaufen und stehen vor der Verwirklichung.

1. Severn-Projekt von 1944, England.

Der Tidehub schwankt zwischen 6,75 m bei Nipptide und 14,45 m bei Springtide. 32 Kaplan-Turbinen von je 25 000 kw ergeben 800 000 kw. Veranschlagte Baukosten £ 40 Mio, Annuität 4,74 %. Bauzeit 8 Jahre. Leistung 2 294 Mio. kwh jährlich bei unregelmäßigem Anfall. Unkosten je kwh 0,20 d = 1,12 Pfg.

Die Mündungsbucht des Severn wird durch eine Sperre bei English Stones abgeriegelt. In den dadurch geschaffenen Stausee wird die Flutwelle durch weite Schleusen eingelassen, die unmittelbar nach Auffüllung des Stausees bei Hochwasser geschlossen werden. Nachdem bei Ebbe das Außenwasser soweit abgefallen ist, daß ein nutzbares Gefälle entstanden ist, läßt man die Turbinen laufen. Das Gefälle ändert sich im Verlaufe des Vorganges. Es nimmt zunächst zu, weil der Wasserstand im Stausee langsamer absinkt als der Außenwasserstand. Ungefähr ab Niedrigwasser nimmt er dann durch weiteres Fallen des Oberwassers und gleichzeitiges Ansteigen des Unterwassers rasch ab. Mit Rücksicht auf die Gefälleänderung sind Turbinen mit veränderlicher Schaufelstellung vorgesehen.

Eingehende Untersuchungen wurden darüber angestellt, wie folgende Variablen am günstigsten aufeinander abzu-

stimmen sind: Kapazität der Turbinen, Mindestgefälle unter dem sie wirksam arbeiten, Verzögerung ihres Einsatzes. Läßt man bei dem Mindestgefälle von 1,95 m anlaufen, so erzielt man bei einer durchschnittlichen Tide eine Laufzeit von 4 Std. 50 Min. Wartet man bis das Gefälle auf 3,35 m gestiegen ist, so erhält man eine Laufzeit von 4 Std. 20 Min., benötigt dann allerdings Turbinen von größerer Kapazität, erzielt aber gegenüber dem ersten Falle eine um 16 % größere Gesamtleistung.

In jedem Falle richtet sich der Zeitpunkt der Kraftgewinnung nach dem Tidekalender, also nicht nach der Nachfrage. Alle Vorschläge zur Kraftspeicherung, z. B. durch Pumpen in Vorratsbecken, haben sich bei dem Severn-Projekt als unwirtschaftlich erwiesen. Die Anlagekosten sind zu hoch, der Wirkungsgrad zu gering. Bei dem zur Ausführung kommenden Projekt kann aber die unregelmäßig anfallende Energie vorteilhaft dem großen Stromverteilungsnetz des britischen Industriegebietes zugeführt werden. Es braucht dadurch entsprechend weniger Strom durch Dampf gewonnen zu werden und man erzielt eine Einsparung von 1 Mio. t Kohle jährlich.

2. Bay of Fundy-Projekt von 1945, Canada.

Der Tidehub schwankt zwischen 6,40 m bei Nipptide und 16 m bei Springtide. 30 Turbinen mit unveränderlicher Schaufelstellung liefern je 9000 kw bei einem Wirkungsgrad von 0,8 also zusammen 216 000 kw. Veranschlagte Baukosten $ 156 Mio. Annuität 10,23 %. Bauzeit 6 Jahre. Leistung 1310 Mio. kwh jährlich bei ungeregeltem Anfall oder 291 Mio. kwh bei ausgeglichenem Anfall. Kosten je kwh $ 0,0122 bzw. 0,0547, also 4,1 bzw. 18,5 Pfg.

In der Bay of Fundy treffen bei der Shepody Bay die Mündungsbuchten zweier Flüsse, des Petitcodiac und des Memramcook zusammen. Die beiden Mündungsbuchten sind in ihrem letzten Teil vor der Vereinigung zur Shepody Bay nur durch eine schmale Felsbarre voneinander getrennt. Es soll nun die Shepody Bay durch einen Damm abgeriegelt werden, der durch einen Querdamm mit jener Felsbarre verbunden wird. Dadurch entstehen 2 Becken. Das Petitcodiac-Becken wird mit Schleusen zum Einlassen des Hochwassers versehen, das Memramcook-Becken mit Schleusen, die zur Entleerung bei Niedrigwasser dienen, also in der entgegengesetzten Richtung arbeiten. In dem Querdamm zwischen den beiden Becken werden die Turbinen untergebracht. Sie können ohne Unterbrechung laufen, wenn auch das Gefälle sich periodisch ändert.

Läßt man zu den Zeiten des Hochwassers und Niedrigwassers — in denen beiden das Gefälle besonders groß ist — viel Wasser durchströmen, so wird zwar insgesamt eine größere Kraftausbeute erzielt, aber in den Zwischenzeiten ist die Krafterzeugung dann um so geringer. Man kann für die Zwischenzeiten Gefälle „sparen" und dadurch einen ausgeglichenen, d. h. fast gleichmäßigen Kraftanfall erzielen. Hierfür muß man jedoch den größeren Teil der möglichen Gesamtleistung opfern, wie die oben genannten Zahlen ausweisen.

Wichtig ist beim Zweibeckensystem daß die Becken möglichst gleich groß sind. Im Falle des Fundy Bay-Projektes muß trotz umfangreicher Baggerungen das Petitcodiac-Becken 2,2 mal so groß bleiben wie das Memramcook-Becken.

3. Passamaquoddy-Projekt von 1941, Maine, USA.

Der Tidehub schwankt zwischen 3,35 und 7,80 m. Für seine Ausnutzung sind 3 verschiedene Projekte durchgearbeitet worden, und zwar a) mit nur einem Becken, b) mit 2 Becken und c) mit 2 Becken und dazu Regulierung durch Pumpen in ein Vorratsbecken. Angesetzt werden jeweils 10 Turbinen von je 12 500 kw, bzw. 11 000 kw, bzw. 11 000 kw. Veranschlagte Kosten $ 41, bzw. 68, bzw. 89 Mio. Annuität 4,3 %. Bauzeit 2½, bzw. 3½, bzw. 3½ Jahre. Jahresleistung 340, bzw. 625, bzw. 578 Mio. kwh. Kosten je kwh $ 0,00544, bzw. 0,00468, bzw. 0,00665, d. h. 1,9 bzw. 1,6, bzw. 2,3 Pfg.

Der Entwurf sah eine Reihe von Dämmen vor zur Absperrung der Cobscook Bucht und, im Falle des Zweibeckensystems einen Querdamm. Der Entwurf ist jedoch nicht für ausführungswürdig erachtet worden, da noch andere Wasserkräfte vorhanden sind, die billiger ausbaubar sind, und da das Tidekraftwerk hier selbst gegenüber Dampfkraftwerken gleicher Größenordnung nicht wettbewerbsfähig erscheint.

4. Französische Projekte von 1946 für Rance und Mont St. Michel.

Der Tidehub beträgt hier 3,3 bis 11,2 m bzw. 3,6 bis 12,6 m. Obwohl die Natur auch hier für Tidekraftwerke besonders günstige Gelegenheiten darbietet, erscheinen die bisher ausgearbeiteten Projekte nicht wettbewerbsfähig mit anderen Wasserkraftprojekten. Die Projekte liegen in der gleichen Größenordnung wie die vorerwähnten. Es liegen jedoch nicht die gleichen Einzelheiten darüber vor. Anscheinend öffnen sie auch keine grundsätzlich neuen Gesichtspunkte. Darum soll hier nicht näher auf sie eingegangen werden.

Die aufgeführten Projekte verdeutlichen die hauptsächlichen Probleme bei Tidekraftwerken: Hohe Bausummen, Risiko großer Seebauten, Unregelmäßiger Kraftanfall, Ausgleich des Kraftanfalls nur mit großem Opfer an Gesamtleistung erreichbar, zweifelhafte Wettbewerbsfähigkeit mit anderen Energiequellen. Wir dürfen erwartungsvoll dem Augenblick entgegensehen, an dem das erste neuzeitliche Tidekraftwerk vollendet sein wird, und wir dürfen neugierig sein auf den Vergleich seiner wirklichen Bau- und Betriebskosten mit den veranschlagten.

(Nach B. D. Richards, Tidal Power: Its Development and Utilisation, in Journal Institution Civil Engineers, No. 6, 1947—48, April 1948, London. Dort auch ausführliche Biographie.)

Dr.-Ing. Hermann G. Schütte, Oberbaurat a. D. der Stadt Hamburg, z. Z. Kapstadt.

450 t-Laufkran.

Eine ungewöhnlich schwere Krananlage wurde auf der Marinewerft in Hunter's Point (San Francisco) gebaut, deren Hauptabmessungen aus der Abb. 1 zu entnehmen sind. Es sind zwei einzelne Kranbrücken von je 249 t Tragkraft vorhanden, die bei Kupplung 457 t heben können. Die Anwendung von Hubkräften über 249 t ist natürlich verhältnismäßig selten. Gewöhnlich werden deshalb zwei Schiffe gleichzeitig bedient, die unter den beiden Kranenden liegen. Die Anlage soll die Ausbesserungs-

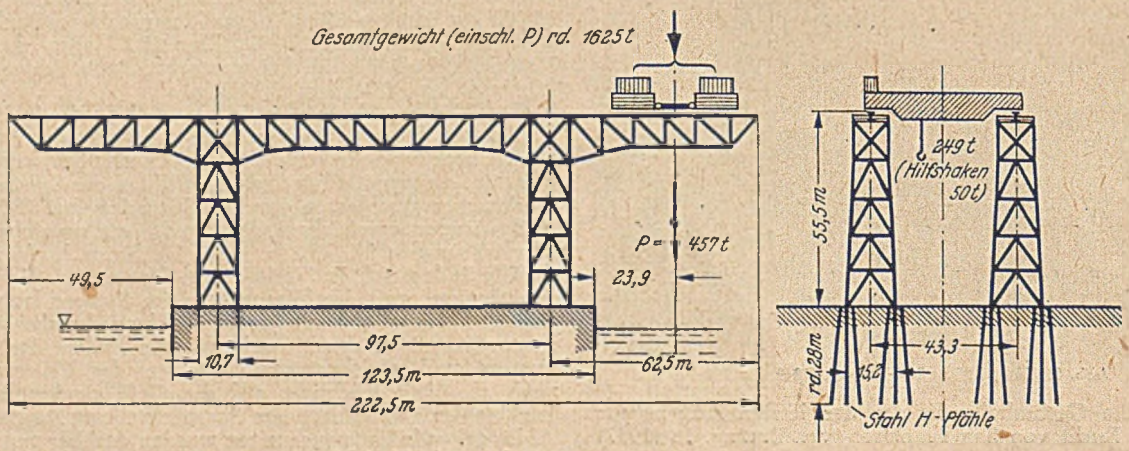


Abb. 1 (schematisch).

arbeiten an großen Schiffskesseln und dergl. erleichtern und beschleunigen.

Der feste Baugrund (sandiger Lehm) liegt an der Baustelle etwa 30 m tief unter NW, darunter ist bei —60 m NW Felsboden vorhanden.

Die Piers wurden für die Anlagen besonders gebaut. Für ihren Bau wurde ringsherum ein 24 m breiter Schlitz ausgebaggert und aller Schlamm bis auf den festen Lehmboden beseitigt. Der Schlitz wurde bis auf eine Tiefe von —15 NW mit Sand aufgefüllt. Hierauf wurde ein stählerner Fangedamm mit kreisförmigen Zellen geschlagen. Der Innenraum wurde ausgefüllt, während außen genügende Wassertiefe verblieb.

Das Gewicht der ganzen Anlage und der Belastung wird von vier Türmen getragen. Diese stützen sich auf insgesamt 540 stählerne Rammpfähle von H-Querschnitt. Die Pfähle sind bis 75 t belastet, in einigen Pfahlgruppen wurden Probebelastungen bis zu 150 t vorgenommen.

Die Pfähle sind 28 m lang und reichen also nicht bis auf den festen Baugrund. Diese Bauausführung wurde gewählt, weil die Gründung auf dem festen Lehmboden erheblich teurer geworden wäre und vor allem wesentlich längere Bauzeit erfordert hätte. Mit einer gewissen Setzung der Türme wurde gerechnet. An den Türmen sind deshalb Vorkehrungen getroffen, um sie später anheben zu können und ungleichmäßige Setzungen auszugleichen. Auch zur Beseitigung von Bewegungen in waagrechter Richtung sind entsprechende Maßnahmen vorbereitet.

Der Unterschied zwischen 2 × 249 = 498 t und 457 t ist im Gewicht des Ausgleichsbalkens und des Haupthakens begründet, die zusammen 41 t wiegen. Eine Kranbrücke mit Hubwerk und 249 t Belastung wiegt rd. 780 t, beide Kranbrücken gekuppelt und mit 457 t Nutzlast etwa 1625 t. Die Räder des Laufkrans sind dabei mit je 79 t belastet.

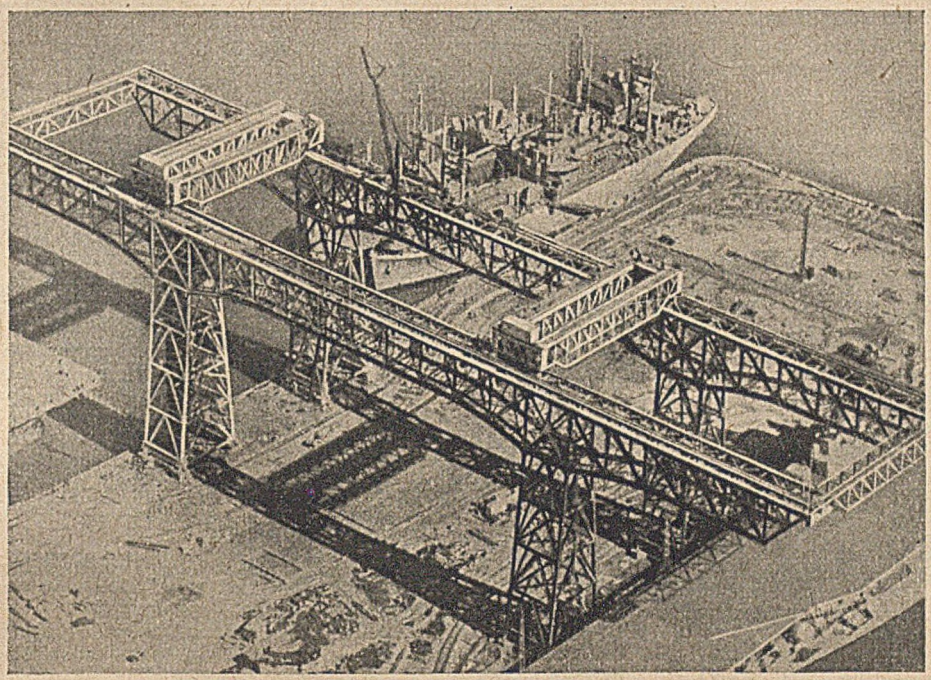


Abb. 2.

Auch wenn beide Kranbrücken gekuppelt sind, werden Laufkatzen und Hubbewegungen noch einzeln von den beiden Führerständen aus geschaltet. Zur Kontrolle des gleichmäßigen Hebens sind im Ausgleichbalken elektrische Kontakte eingebaut, die bei einer Schiefstellungl von 5° Glühlampen zum Aufleuchten bringen.

Zur Verminderung der beweglichen Belastung wurden im Tragwerk der Kranbrücken in großem Umfange Aluminiumlegierungen verwendet. Manche Glieder bestehen ganz aus Aluminium, andere haben gemischte Konstruktion. Letztere sind mit Cadmium-plattierten Bolzen verbunden. Verbindungen zwischen Aluminium und Stahl haben eine Zwischenlage aus isolierendem Material erhalten. Auf diese Weise konnte an jeder der beiden Kranbrücken ein Gewicht von etwa 50 t eingespart werden.

Wegen Einzelheiten über die mechanische und elektrische Ausrüstung, die Hubgeschwindigkeiten usw. vgl. man die nebengenannte Quelle. (Nach „Engineering" 165 [1948] S. 489). Ferd. Schleicher, Berlin.

Buchbesprechungen.

Garbotz, Prof. Dr.-Ing.: Baumaschinen und Baubetrieb. 266 Seiten mit 324 Abbildungen und Tabellen. Carl Hanser Verlag, München 1948, Preis geb. DM 18,—.

Ein ausgezeichnetes Buch, das dem Verfasser wie dem Verleger alle Ehre macht. In einer Zeit, die uns im Bauwesen vor Aufgaben unerhörten Ausmaßes stellt, ist die Baumaschine und der mechanisierte Baubetrieb von höchster Wichtigkeit. Garbotz als bester Kenner dieses Gebietes hat, nachdem sich die Herausgabe seines vierbändigen „Handbuches des Maschinenwesens beim Baubetrieb" nach dem Zusammenbruch zunächst als unmöglich erwies, dieses Taschenbuch sozusagen als kurzgefaßten Ersatz herausgebracht, und zwar gerade zur rechten Zeit.

Folgende fünf Hauptkapitel: Mensch und Maschine im Baubetrieb; die Geräte für Erd- und Felsbewegungen; Aufbereitung, Transport, Verarbeitung und Lagerung der Baustoffe im Ingenieur-Hoch- und Straßenbau; Geräte für den Tunnel- und Stollenbau; Geräte für den Grundbau werden auf 200 Seiten mit zahlreichen Untertiteln in straffgefaßtem Stil entwickelt. Zur Verdeutlichung erhielt das Buch 324 Abbildungen, Schaulinien und Tabellen. Es ist nichts vergessen worden, wer aber sich noch weiter unterrichten will, dem steht ein Schrifttumsnachweis von nicht weniger als 300 Nummern zur Verfügung. Neu in diesem Umfange und besonders wertvoll für den Leser ist das angefügte Lieferantenverzeichnis, das in 22 Gruppen über 400 Nachweise enthält, die nach Firmen und Gewerben geordnet sind. Bei der weitgehenden Veränderung, die im Laufe der letzten Jahre bei Firmenanschriften und Produktionsprogrammen stattgefunden hat, ist dieses Verzeichnis für die Bauvorhabenden von unschätzbarem Wert. Papier, Druck und Ausstattung dieses Buches sind angesichts der noch immer vorhandenen Schwierigkeiten im Buchgewerbe als sehr gut zu bezeichnen.

Garbotz hat mit diesem begehrenswerten Buch einem fühlbaren Mangel an Veröffentlichungen auf diesem Gebiet abgeholfen. O. Wundram, Hamburg.

Abteilung für Bauingenieurwesen. Technische Hochschule Fridericiana Karlsruhe: **Aus Lehre und Forschung.** Abhandlungen und Berichte. Herausgegeben unter dem Dekanat des o. Prof. für Praktische Geometrie und Geodäsie **Dr.-Ing. Adolf Schlötzer** aus Anlaß der 100. Wiederkehr des Geburtstages von Geh. Oberbaurat Professor Dr.-Ing. e. h. Friedrich Engesser. 84 Seiten DIN A 5, Schwerdtfeger-Verlag. Karlsruhe 1948. Preis geh. DM 6,—.

Fr. Engesser, der zu den größten Männern der Geschichte des Bauingenieurwesens zählt, wurde am 12. 2. 1848 in Weinheim/Baden geboren, er verstarb am 29. 8. 1931. Die Festschrift, erschienen zur „Engesserfeier" der Technischen Hochschule Karlsruhe, enthält neben einer Würdigung und einem Bildnis Engessers 10 kurze Abhandlungen aus den Arbeitsgebieten der Fachprofesso-

ren, sowie 8 Berichte über Institute und Laboratorien der Abteilung für Bauingenieurwesen.

Die kurze Würdigung erinnert an einige der bahnbrechenden Leistungen Engessers, wie die stufenweise Berechnung von hochgradig statisch unbestimmten Systemen, den veränderlichen Knickmodul und die Ergänzungsarbeit, sowie das Iterationsverfahren zur Bestimmung von Stabilitätsgrenzen. Diese Stichworte geben nur einen engen Ausschnitt; Vielseitigkeit und Umfang des Lebenswerkes von Fr. Engesser überraschen auch den Fachmann immer wieder aufs neue. Es ist deshalb schade, daß es die Umstände nicht zuließen, eine umfassendere Darstellung der Leistungen Engessers zu geben.

Ferd. Schleicher, Berlin.

Johannson, Dr. - Ing., Johannes: Das Cross - Verfahren. Die Berechnung biegefester Tragwerke nach der Methode des Momentenausgleiches. Mit 18 Zahlenbeispielen und 137 Abb., VI + 123 Seiten. Gr. 8°. Springer-Verlag Berlin/Göttingen/Heidelberg 1948. Preis geheftet DM 14.40.

Die statische Berechnung von biegefesten Stabwerken nach der Methode des Momentenausgleiches von H. Cross, mit der Vorzeichenregel von Grinter, hat in wenigen Jahren eine weite Verbreitung gefunden, wie keine andere Methode der Baustatik je zuvor. Wohl als erste Veröffentlichung der europäischen Litertaur erschien ein Bericht von M. Fornerod in der Schweiz. Bauzeitung 51 (1933). Es folgten H. Klose: Z. österr. Ing.-Arch. Verein 86 (1934) S. 263 und dann, vom Referenten veranlaßt, die beiden Aufsätze von W. Dernedde: Lösung linearer Gleichungen durch Iteration, Bauing. 19 (1938) S. 5, sowie W. Dernedde: Näherungsweise Berechnung von durchlaufenden Trägern und Rahmen, Bauing. 19 (1938) S. 45. Zahlreiche weitere Aufsätze dienten der Weiterbildung der Methode. Von Darstellungen im Rahmen von Lehrbüchern usw. wären zu nennen: R. Guldan: Rahmentragwerke und Durchlaufträger, 2. Aufl., Wien 1943, S. 154, F. Dischinger in seinem Beitrag Massivbau zu Schleicher: Taschenbuch für Bauingenieure, Berlin 1943, S. 1403 und 1424, sowie E. Mörsch in einer Ergänzung zu seinem Buche: Der durchlaufende Träger, Stuttgart 1947.

Ein besonderes Lehrbuch fehlte dagegen bis vor kurzen. Neben eine 1947 erschienene, nachgelassene Schrift von W. Dernedde, die A. Müllenhoff herausgegeben hat, tritt nunmehr das Buch von J. Johannson.

Johannson gibt eine ausführliche Darstellung der Methode des Momentenausgleiches für Tragwerke mit unverschieblichen Knotenpunkten, sowie für solche mit verschieblichen Knoten und Temperaturänderungen, die Berechnung in Tabellenform und den Momentenausgleich in zwei Stufen nach Dašek. Er zeigt die Bestimmung von Einflußlinien, während der letzte Abschnitt den Tragwerken mit veränderlichen Biegesteifigkeiten gewidmet ist. Ein Anhang vereinigt Tabellen mit oft gebrauchten Größen.

Nicht einverstanden ist der Referent mit der Art der Schrifttumsangaben. Es ist z. B. keine der vielen deutschen Zeitschriftenveröffentlichungen zitiert. Eine derartige Monographie dürfte aber die wichtigsten Arbeiten in deutscher Sprache nicht unerwähnt lassen. Auch sonst sind kleine Schönheitsfehler vorhanden (z. B. to statt t), die bei einer Neuauflage beseitigt werden sollten. Für Zeitschriftenzitate ist die Angabe von Bandnummer und Jahrgang dringend zu empfehlen.

Das Buch ist gut lesbar und auch ohne Vorkenntnisse zur Einführung und für die Vertiefung geeignet. Die Beispiele sind gut ausgewählt und erläutern alles wesentliche. Der Leser wird es als angenehm empfinden, daß der Verfasser der Versuchung widerstanden hat, zuviele Beispiele aufzunehmen. Die Schrift von Johannson ist daher geeignet, zur weiteren Verbreitung der Methode des Momentenausgleiches beizutragen, sie sei (trotz der erwähnten Schönheitsfehler) warm empfohlen.

F. Schleicher, Berlin.

Dernedde, Dr. - Ing. Wolfgang †, nach seinem Ableben im November 1945 herausgegeben von Prof. A. Müllenhoff, Lübeck: **Das Cross'sche Verfahren zur schrittweisen Berechnung durchlaufender Träger und Rahmen.** Mit 85 Textabbildungen und 30 Tafeln. VII + 107 Seiten, Gr. 8°. Zweite unveränderte Auflage. Berlin 1948, Verlag von Wilh. Ernst & Sohn. Preis geb. DM 12.—.

Die neue Auflage des 1947 erstmals erschienenen Buches beweist das große Interesse, das für die Methode des Momentenausgleiches vorhanden ist. Das Buch ist in folgende Abschnitte gegliedert: Erläuterung der Grundbegriffe, Beispiele zur Berechnung von Trägern und einfachen Rahmen bei feldweisen konstanten Trägheitsmomenten, Berücksichtigung der Veränderlichkeit des Trägheitsmomentes, Berücksichtigung der Knotenpunktverschiebungen, Abgekürztes Näherungsverfahren, Einflußlinien, Mathematischer Nachweis für die Konvergenz des Verfahrens.

Sehr zu begrüßen ist die Nebeneinanderstellung von Momentenausgleich und Winkelausgleich. Während bei dem Verfahren nach Cross die auf die Knotenpunkte wirkenden Einspannmomente auf die angeschlossenen Stäbe verteilt werden, geht das von Grinter angegebene Verfahren der Winkelausgleichung von gelenkig gestützten Feldern aus, wobei der Zusammenhang in den steifen Knoten durch eine Folge von Winkeldrehungen der einzelnen Stabenden wiederhergestellt wird. Der Gang der Rechnung bei der Winkelausgleichung entspricht im übrigen dem bei der Momentenausgleichung, nur daß eben die sog. Rückdrehwinkel übertragen werden statt der Ausgleichsmomente. Der Winkelausgleich bietet z. B. Vorteile, wenn auch die Formänderungen interessieren, oder wenn Einflußlinien zu ermitteln sind. Das Verfahren würde verdienen, ebenfalls noch mehr bekannt zu werden. Ihm gelten von neueren Aufsätzen z. B. O. Rakosnik: Das Drehwinkelausgleichsverfahren, Österr. Bauzeitschrift 3 (1948) S. 59—62. Man vgl. auch den Vorschlag von E. Melan: Eine Vereinfachung der Methode von Cross. Österr. Bauzeitschrift 2 (1947) S. 1—6.

Zur Berechnung von Trägern mit veränderlicher Biegesteifigkeit sind Tabellen gegeben. Für vielstöckige Stockwerksrahmen wird gezeigt, wie die Rechnung unter Zuhilfenahme des Verfahrens von Takabeya erleichtert und vereinfacht werden kann. Der Momentenausgleich in zwei Stufen (nach Dašek) ist dagegen nicht behandelt. Im Schrifttumsverzeichnis vermißte ich Hinweise auf die zusammenfassenden Arbeiten von Dischinger, Guldan und Mörsch. Die Ergänzung der Zeitschriftenzitate auf die Normalform (mit Bandnummer und Jahrgang) wäre für eine verbesserte Neuauflage zu wünschen, weil es bei den heutigen Schwierigkeiten der Literaturbeschaffung noch viel mehr als früher darauf ankommt, den Lesern überflüssiges Suchen in Zeitschriftenreihen zu ersparen. Die Bezeichnung der Methode des Momentenausgleichs als „Näherungsverfahren" ist nicht glücklich und sollte m. E. vermieden werden.

Das Buch von Dernedde/Müllenhoff wird zur weiteren Verbreitung sowie zur bequemen Anwendung der Methode beitragen. Der Neudruck ist daher sehr zu begrüßen.

Ferd. Schleicher, Berlin.

Pedro B. J. Gravina: Teoria das pontes pênseis. (Portugiesisch.) **Theorie der Hängebrücken.** Veröffentlichungen der Ingenieur-Schule an der Universität von São Paulo. Format 16×23 cm, 113 Seiten mit 39 Abbildungen und 14 Tabellen. São Paulo 1948.

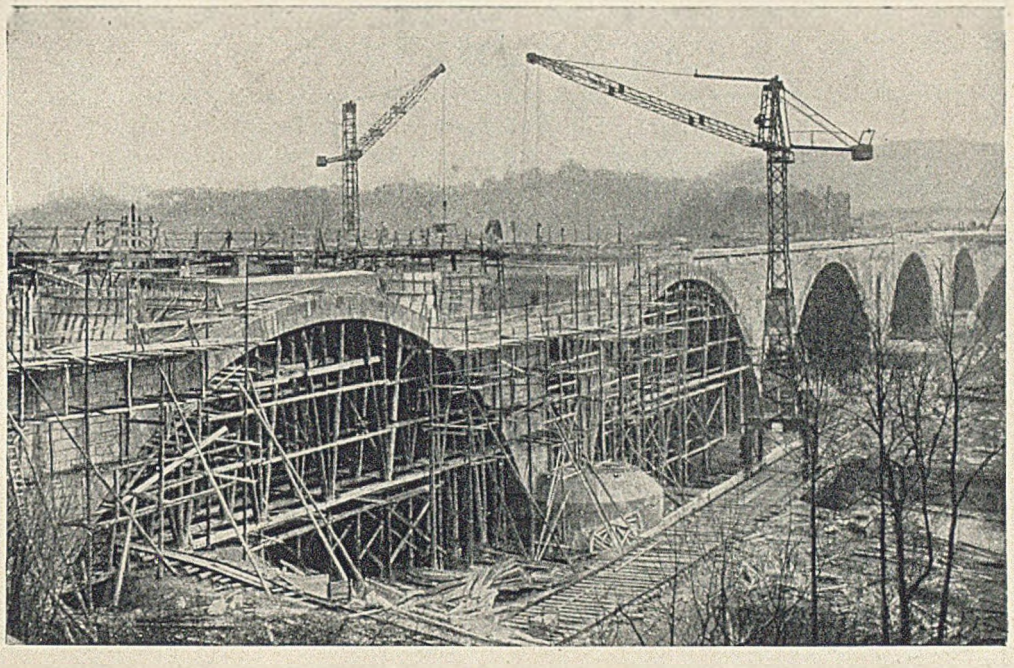
Die Schrift enthält eine schöne Übersicht der Grundlagen und Hilfsmittel für die Berechnung von Hängebrücken, und zwar für den isolierten Hängegurt, die Hängebrücke ohne Versteifungsbalken und die Hängebrücke mit Versteifungsbalken. Bemerkenswert sind die Untersuchungen über den Einfluß der üblichen Berechnungsannahmen auf die Genauigkeit der Rechnung. Die neueren deutschen Arbeiten zur Verformungstheorie der Hängebrücken konnten noch nicht berücksichtigt werden. Die Schrift enthält viele wertvolle Tabellen, Zusammenstellungen sowie Zahlenbeispiele, und wird deshalb für viele Zwecke mit Nutzen herangezogen werden können.

F. Schleicher, Berlin.

Für den Inhalt verantwortlich: Professor Dr.-Ing. F. Schleicher, Berlin; Druck: Hempel & Co., Deutsche Zentraldruckerei A. G., Berlin SW 11, Dessauer Straße 6—8. — Springer-Verlag Berlin — Göttingen — Heidelberg.

GOTTLIEB TESCH G•M•B•H
BAUUNTERNEHMUNG

FÜR BETON- UND STAHLBETON-AUSFÜHRUNGEN DES HOCH- UND TIEFBAUES / GRÜNDUNGEN / ERD- UND RAMMARBEITEN
Berlin-Grunewald, Bettinastraße 4 Fernruf: 87 46 71-72



H. Rietschels

Lehrbuch der Heiz- und Lüftungstechnik

Zwölfte, verbesserte Auflage

Von

Prof. Dr.-Ing. Heinrich Gröber
Vorsteher der Versuchsanstalt für Heizungs- und Lüftungswesen an der Technischen Hochschule Berlin

Unter Mitarbeit von
Dr. habil. F. Bradtke

Mit 317 Abbildungen, 17 Zahlentafeln und den Hilfstafeln I — VII

X, 399 Seiten. 1948. DM 45.—

SPRINGER-VERLAG
Berlin · Göttingen · Heidelberg

Lichtpausanlagen und Reparaturen, Ersatzteile
Zeichentische, Zeichenmaschinen und Zeichenschränke
Vermessungs-Instrumente und Bedarf
zum Teil ab Lager liefern wieder
P. Schmidt & Co. Nachf.
Berlin-Pankow, Berliner Straße 92 Telegrammwort: Smikompa

Das Cross-Verfahren

Die Berechnung biegefester Tragwerke nach der Methode des Momentenausgleichs

Von
Dr.-Ing. Johannes Johannson
Mit 18 Zahlenspielen und 137 Abbildungen
VI, 123 Seiten 1948 DM 14.40

Kleines Lehrbuch der Physik
ohne Anwendung höherer Mathematik

Von
Wilhelm H. Westphal
Berlin
Mit 283 Abbildungen. VIII, 251 Seiten. 1948
Gebunden DM 9.60

SPRINGER-VERLAG
Berlin · Göttingen · Heidelberg

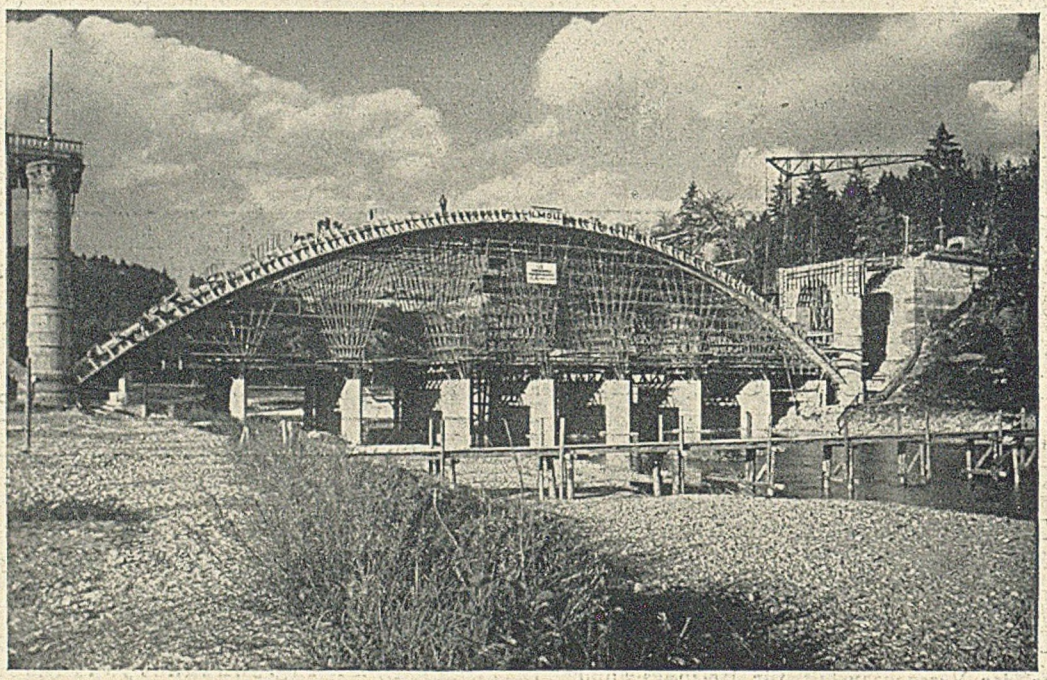
Wir erstellen und vermieten

STAHLROHRGERÜSTE

für alle vorkommenden Verwendungszwecke und Belastungen

bestehend aus nahtlosen Stahlrohren hoher Festigkeit und patentierten Mannesmann - Kupplungskörpern

Für Neubauten, Umbauten, Ausbesserungen
Zur Einrüstung von Häusern, Kirchen, Türmen, Hochhäusern in beliebiger Höhe und Anordnung
Für Innenrüstungen, Tribünenbau und Hallenbau
Als Montagegerüste und Schalungsgerüste
Als Lehrgerüste für Brücken



Bau der Isarbrücke Grünwald (70 m Spannweite) mit Mannesmann - Stahlrohrgerüsten

ROHRBAU MANNESMANN G. M. B. H.

DÜSSELDORF · BLEICHSTRASSE 16/18 · FERNRUF 25245

Für den Textteil verantwortlich: Professor Dr.-Ing. F. Schleicher, Berlin; für den Anzeigenteil: Hans-Georg Halfter, Berlin W 35, Reichpietschufer 20. — Druck: Hempel & Co., Deutsche Zentraldruckerei A.-G., Berlin SW 11, Dessauer Straße 6-8. — Reg.-Nr. 115.
Springer-Verlag, Berlin — Göttingen — Heidelberg. — Printed in Germany.