

DIE BAUTECHNIK

16. Jahrgang

BERLIN, 4. Februar 1938

Heft 5

Wirtschaftliche Ausbaugröße und bauliche Anordnung von Flußkraftwerken.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reg.-Baumeister A. Schäfer, Stuttgart.

Bei der heutigen Jahresförderung Deutschlands von 200 Mill. t Steinkohle und ebensoviel Braunkohle sind die auf deutschem Gebiete nachgewiesenen Vorräte im Betrage von 80 Milliarden t Steinkohle und 20 Milliarden t Braunkohle nicht unerschöpflich. Im Gegenteil, die mit der anwachsenden Industrie sich in nächster Zeit bis auf 30 Mill. t steigende Mehrförderung an Steinkohle für die Herstellung von synthetischem Benzin und Gummi sowie die zu erwartende Zunahme des allgemeinen Brennstoffbedarfs werden diese Vorräte bereits schon im Zeitraum von 200 Jahren erschöpfen. Nicht nur diese bittere Voraussicht, sondern auch unsere Pflicht, weiteren 20 000 deutschen Männern das harte Los des Grubenarbeiters zu ersparen, muß uns daher veranlassen, die in Deutschland heute noch brachliegenden und ausnutzbaren Wasserkräfte im Betrage von 20 Milliarden kWh, die uns die Förderung von jährlich 12 Mill. t Steinkohle ersparen, baldmöglichst der industriellen Nutzung zuzuführen. Schon wiederholt ist darauf hingewiesen worden, daß durch eine planvolle Speicherung der Wasservorräte in Talsperren und durch die Hochwasserrückhaltung in Flußstauanlagen mit Hochwasserschüttdämmen der heutige gesamte jährliche Strombedarf Deutschlands im Betrage von 35 Milliarden kWh durch Wasserkraft gedeckt werden könnte. Ein weiter Weg, wenn man bedenkt, daß hiervon erst knapp 9 Milliarden kWh im Jahre aus Wasserkraft gewonnen werden.

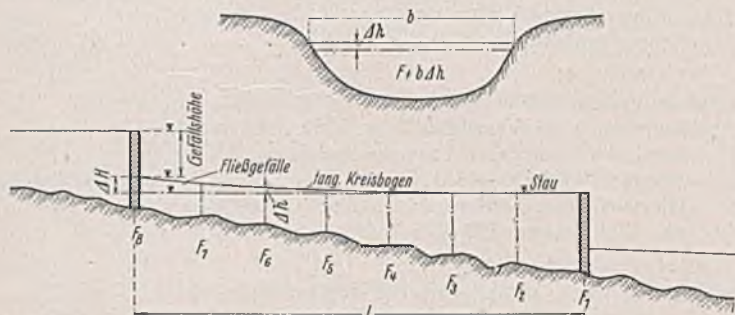


Abb. 1.

Grundsätzlich wird demnach in unserem national ausgerichteten Staate nicht mehr die Frage nach dem Privatnutzen darüber entscheiden, ob die Wasserkräfte eines Flusses ausgebaut werden sollen oder nicht; maßgebend ist heute die Erschließung und Bereitstellung aller naturgegebenen Kraftquellen, und hierzu gehört mit in erster Linie die Nutzung und Sicherung der sogenannten „ewigen Energie“ aus der Weißen Kohle. Aus diesem Grunde darf die Ausführung einer Wasserkraftanlage nicht daran scheitern, daß nach der Ermittlung der Jahreskosten dieser Anlage ein Strom zu erwarten ist, dessen Erzeugungspreis für die an der Generatorklemme ermittelte kWh sich höher stellt als 1,2 R Pf, wie er den in Kohlengebieten erstellten Wärmegroßkraftwerken mit eigener Brennstoffgewinnung zugrunde liegt. Vielmehr haben gerade diese „billig“ erzeugenden Werke die volkswirtschaftliche Verpflichtung, die meist stark mit den Jahreszeiten schwankende Strommenge aus der Wasserkraft zur Deckung der Grundbelastung in ihr Versorgungsnetz aufzunehmen, um den Verbrauch an Kohlen einzuschränken, auch wenn sich dann der Gesamterzeugungspreis ihres Stromes etwas erhöhen sollte. Weit wertvoller dagegen ist der Strom aus Wasserkraft für die den Kohlengebieten verkehrsfertigen gelegenen Wärmekraftwerke, die mitunter mit Erzeugungspreisen von 2 bis 3 R Pf/kWh rechnen müssen. Hier ist der Strom aus Wasserkraft schon wegen der geringeren Erzeugungskosten eine erwünschte Grundenergie im Stromnetz, die gestattet, zumindest in der Nachtzeit, die stark dem Verschleiß unterworfenen Wärmekraftmaschinen stillzulegen und zu schonen.

Selbstverständlich entheben die eingangs dargelegten Erkenntnisse nicht der Sorge, die Ausbaugröße und die Bauten der Wasserkraftanlage so festzusetzen bzw. zu planen, daß eine zum Kostenaufwande preiswürdige Energiegewinnung erreicht wird; dazu ist vor allem

die Bestimmung der wirtschaftlichen Ausbaugröße

notwendig, denn erst das Schaubild der Erzeugungskosten für die kWh bei steigender Ausbauwassermenge und festgelegtem Gefälle wird uns vor falschen Entschlüssen bewahren und auch über die volkswirtschaftlich erwünschte Ausbaugröße Aufschluß geben. Oft wird die Mühe gescheut,

diese umfangreiche Berechnung durchzuführen, und vielen ist die Berechnungsart unbekannt. Es soll daher im folgenden der Rechnungsgang und seine Vereinfachung gezeigt werden.

Als bekannt vorausgesetzt wird die Ermittlung der Wassermengendauerlinie, die in der Regel aus dem zehnjährigen Mittel der täglichen Pegelstände eines Flusses errechnet werden muß. Ebenso kann die Gefälldauerlinie, d. h. die jeweilige Gefällhöhe am Kraftwerk, bei den verschiedenen großen Wassermengen aus den Flußprofilen und ihren Abständen unter Benutzung der Wasserstandsdauerlinie des nächstgelegenen Pegels oder, wenn das Unterwasser gestaut ist, durch die Berechnung der Staukurven nach der Formel:

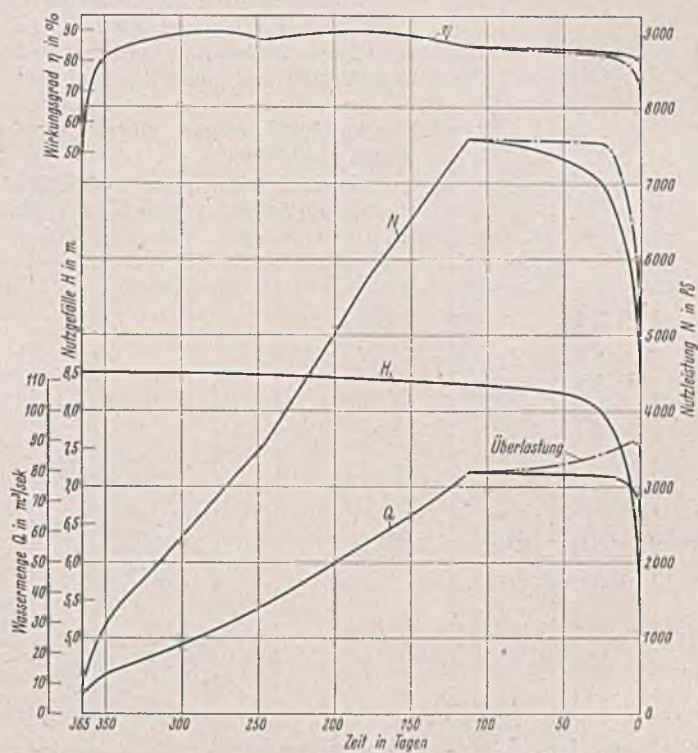


Abb. 2.

$$\text{Teilfließgefälle: } \Delta h = -\frac{v_o^2 - v_u^2}{2g} + \frac{l v_m^2}{C R_m}$$

wo sich der Beiwert C aus der Formel von Bazin $C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R_m}}}$,

mit $\gamma = 2,1$ im freien Fluß, errechnen läßt, bestimmt werden. Man sieht, daß die Ermittlung der Gefälldauerlinie oft recht umständlich wird, weshalb man mit genügender Genauigkeit nur das aus den verschiedenen Profilen gemittelte v_m^2 und R_m , bei deren Ermittlung auf die Länge der Profillabstände zu achten ist, zur Bestimmung des Gesamtlängengefalles ΔH benutzt und den Druckhöhengewinn nicht abzieht, weil der Wert für ΔH gegenüber der genauen Berechnung bis zu 10% zu gering wird. Die Verbesserungen der einzelnen Profillinhalte gegenüber der ersten Annahme können durch einen berührenden Kreisbogen berechnet werden (Abb. 1), worauf die Berechnung von ΔH unter Umständen zu wiederholen ist.

Aus der Formel Leistung $N = 13,3 Q H \eta$, wo η der von der Wassermenge und dem Gefälle abhängige Wirkungsgrad der Turbine ist, erhält man den Ordinatenwert der Leistung in PS und durch die Formel $N = 9,8 Q h \eta$ in kW, hierbei ist die Wassermenge Q in m^3/sek und das Gefälle H in m einzusetzen. Durch die sich über Tage und Stunden erstreckende Summierung wird schließlich die gesamte Jahresleistung in PS bzw. kWh erhalten (Abb. 2). Diese Jahresausbeute ist noch mit dem mittleren Wirkungsgrade $\eta = 0,93$ des Generators zu multiplizieren. Heute rechnet man überschlägig mit $10,6 Q h$ in PS bzw. $7,8 Q h$ in kW.

Um nun die wirtschaftliche Ausbaugröße bzw. die Ausbauwassermenge festzulegen, ist es, wie eingangs dargelegt, notwendig, die Erzeugungs-

werte für die kWh bei verschiedenen Ausbauwassermengen zu ermitteln und in einer Schaulinie aufzutragen. Bekanntlich ist der

$$\text{Erzeugungswert} = \frac{\text{Jahreskosten}}{\text{Jahreserzeugung}}$$

wobei die Jahreskosten nach der Bestimmung und Summierung folgender Werte erhalten werden:

1. Verzinsung und Tilgung des Anlagekapitals: Prozentsätze je nach Zinshöhe und Tilgungszeit.
2. Erneuerung: Prozentsätze je nach der Lebensdauer (Nutzungsdauer)
 - a) des maschinellen Teils des Kraftwerks,
 - b) der Stahlkonstruktion des Wehres,
 - c) der baulichen Anlagen des Kraftwerks und des Wehres.
3. Instandhaltung: Prozentsätze je nach Empfindlichkeit und Verschleiß
 - a) des maschinellen Teils des Kraftwerks,
 - b) der Stahlkonstruktion des Wehres,
 - c) der baulichen Anlagen einschl. des Flußbaues.
4. Betriebs- und Verwaltungskosten: Erfahrungsgemäß werden 6% der Kosten des maschinellen Teils des Kraftwerks in Rechnung gesetzt.
5. Steuer: Heute etwa 0,08 Rpf für die kWh.

Die der Praxis entsprechenden Prozentsätze sind im späteren Beispiel angegeben. Für Kapitalbeschaffung und Zinsen während der Bauzeit sind 6% Zuschlag einzusetzen.

Wir erkennen hieraus, daß es zur raschen Ermittlung der Jahreskosten bei den verschiedenen Ausbauwassermengen von großem Vorteil ist, sofort Bescheid über die entsprechenden Kosten der baulichen und maschinellen Anlagen einer Wasserkraftanlage zu erhalten.

Unter Beachtung der Gültigkeit für Flußkraftwerke von 3 bis 9 m Gefäll-

In diesen Preisen sind auch die Kosten für die Ufermauern, der Sohlenicherungen und eines 2 m breiten Bedienungsteges der Wehranlagen enthalten.

Die Kosten für den Flußbau sind abhängig von der Stauhöhe und der Beschaffenheit der vorhandenen Flußufer. Meistens sind bei niedrigen Ufern auf weite Strecken Staudämme erforderlich, deren Höhe von der Stauhöhe abhängt. Uferdämme bedingen gewöhnlich Sohlensäumungen und Uferverbreiterungen zur Wiederherstellung des Hochwasserabflußprofils, sowie umfangreiche Uferschutzmaßnahmen. Im allgemeinen entstehen bei Flußregulierungen für Energiegewinnung bei einer Stauhöhe von 3 bis 9 m für 1 km Flußlänge Ausbaurkosten im Betrage von 100 000 bis 300 000 RM. Zwischenwerte der Ausbaurkosten können entsprechend der Stauhöhe eingeschaltet werden.

Die nähere Erläuterung des Vorgebrachten geschieht am besten durch folgende

Aufgabe.

Ein Fluß, dessen Wassermengendauerlinie gegeben ist (s. Abb. 2), soll zum Zwecke der Energienutzung um 8,5 m über das vorhandene Unterwasser gestaut werden. Wie hoch ist die Ausbaugröße anzunehmen, wenn für die kWh der billigste Erzeugungspreis erreicht werden soll? Die Verschlußhöhe der Wehranlage ist 8 m, für die Durchflußweite der Anlage ist entsprechend der HHW-Menge eine Breite von 90 m erforderlich, damit wird der Inhalt der gesamten Verschlußfläche 720 m². Durch den Flußaufstau sind insgesamt 7 km Länge Flußregulierungen und im Bereich des Wehres Uferdämme erforderlich.

Lösung.

Zunächst wird die Gefälldauerlinie ermittelt und sodann für verschiedene Ausbauwassermengen die Jahresleistung in kWh berechnet (s. Abb. 2) — Der weitere Rechnungsgang wird im folgenden für eine Ausbauwassermenge von 80 m³/sek bei der Verwendung von 1 Maschineneinheit gezeigt.

Gesamtbaukosten.

Flußbau:

7 km Flußregulierung kosten nach unserer Angabe bei 8,5 m Stauhöhe 7 · 284 000 RM + 6% = 2 107 000 RM

Wehranlage:

Bei einer Verschlußhöhe von 8 m kostet nach unseren Angaben 1 m² Verschlußfläche 1550 RM, daher bei 720 m² Verschlußfläche Baukosten der Wehranlage: 720 · 1550 + 6% = 1 183 000
Hiervon kostet die Stahlkonstruktion + Windwerke der Wehranlage 720 · 675 + 6% = 515 000 RM.

Kraftwerk:

Nach unserer Abb. 3 betragen die Gesamtbaukosten 1 300 000 RM. Diese erhöhen sich bei 6% Bauzinsen und Zuschlag für Bauplatz und Zufahrt auf = 1 400 000
Hiervon betragen nach unseren Abb. 3 u. 4 die Kosten der maschinellen Anlage 770 000 + 6% = 816 000 RM.

Gesamtbaukosten 4 690 000 RM

Jahreskosten.

1. Verzinsung und Tilgung der Gesamtbaukosten:
Zinssatz = 4%, Tilgung 1% bei 42 Jahren Tilgungszeit . . = 5% · 4 690 000 RM = 235 000 RM
2. Erneuerung:
 - a) Maschinelle Anlage des Kraftwerks in 30 Jahren = 2% · 816 000 „ = 16 300 „
 - b) Stahlkonstruktion des Wehres in 60 Jahren = 0,5% · 515 000 „ = 2 600 „
 - c) Bauliche Anlage des Wehres und Kraftwerks in 100 Jahren . = 0,2% · 1 252 000 „ = 2 500 „
3. Instandhaltung:
 - a) Maschinelle Anlage des Kraftwerks = 1,2% · 816 000 „ = 9 800 „
 - b) Stahlkonstruktion des Wehres . = 0,8% · 515 000 „ = 4 100 „
 - c) Bauliche Anlagen einschl. Flußbau = 0,4% · 3 360 000 „ = 13 400 „
4. Betriebs- und Verwaltungskosten:
Erfahrungsgemäß bei Flußkraftwerken 6% des maschinellen Teils des Kraftwerks . . . = 6% · 816 000 „ = 49 000 „
5. Steuer:
Heute 0,08 Rpf für die kWh . 0,000 08 · 27 900 000 = 23 800 „

Jahreskosten = 356 500 RM

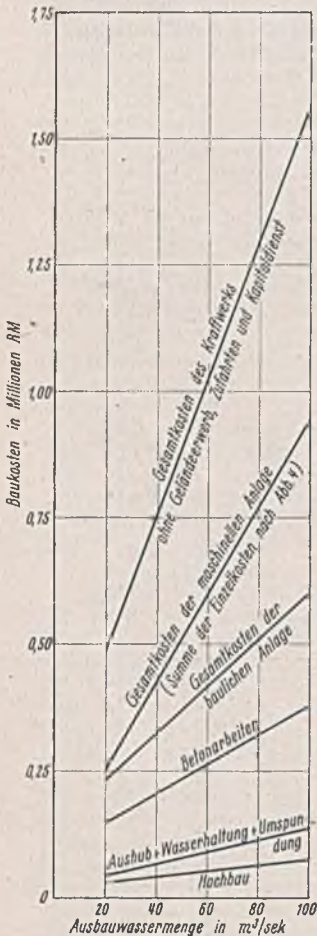


Abb. 3.

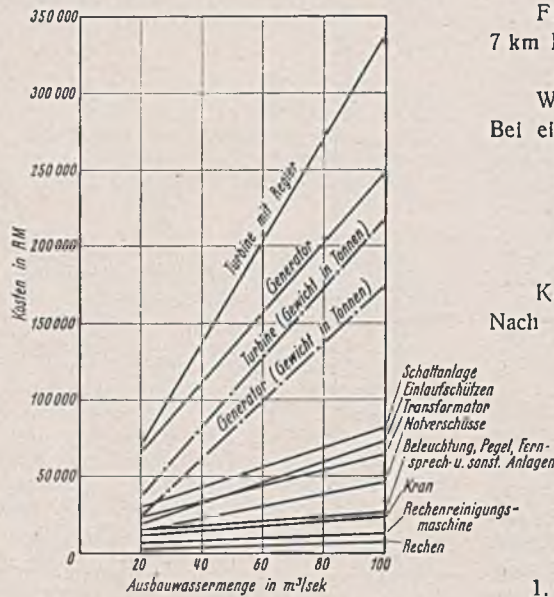


Abb. 4.

höhe in gewöhnlicher Bauweise und maschineller Ausrüstung sind auf Abb. 3 u. 4 die Kosten einer Wasserkraftanlage mit einer Maschineneinheit in Abhängigkeit von der Ausbauwassermenge dargestellt, wobei die Kosten und z. T. auch die Gewichte der Einzelteile der maschinellen Anlagen des Kraftwerks auf Abb. 4 noch besonders aufgetragen sind. Die Baukosten beziehen sich auf Löhne niederer Ortsklasse und auf Preise aus dem Jahre 1935. Z. Z. ist die Eisenindustrie ermächtigt, ihre Angebotspreise um etwa 10% zu erhöhen. Bei der Verwendung von zwei Maschineneinheiten erhöhen sich die Gesamtkosten des Kraftwerks um etwa 10%.

Die Baukosten der Wehranlagen, bezogen auf 1 m² Verschlußfläche, sind nicht nur von der Stau- bzw. Verschlußhöhe, sondern auch von der größten Hochwassermenge bzw. der höchsten Hochwasserhöhe abhängig. Für die Wehranlagen, z. B. am Neckar mit 8 bis 10 m HHW-Höhe, konnten für rohe Ermittlungen angenommen werden:

Gesamtkosten für 1 m ² Verschlußfläche	
bei 3 bis 5 m Verschlußhöhe	1400 RM
hiervon für Stahlkonstruktionen und Windwerke	600 „
bei 5 bis 7 m Verschlußhöhe	1500 „
hiervon für Stahlkonstruktionen, Maschinen	650 „
bei 7 bis 9 m Verschlußhöhe	1600 „
hiervon für Stahlkonstruktionen, Maschinen	700 „

Die Jahreserzeugung beträgt an der Generatorenklemme
 $30\,000\,000 \cdot 0,93 = 27\,900\,000 \text{ kWh.}$

$$\text{Erzeugungskosten} = \frac{356\,500 \cdot 100}{27\,900\,000} = 1,28 \text{ RPl/kWh.}$$

(Das Ergebnis der Aufgabe, die der Praxis entnommen ist, zeigt uns, daß die Ausnutzung der Wasserkräfte der Flüsse mit einer Mittelwassermenge $MQ = 60 \text{ m}^3/\text{sek}$ wirtschaftlich ist.)

Mit Hilfe der Baukostenlinie für Flußkraftwerke ist es bei festgelegter Stauhöhe nicht schwer, die den Ausbauwassermengen von 20 bis $120 \text{ m}^3/\text{sek}$ entsprechenden Erzeugungskosten für 1 kWh zu ermitteln und die Ergebnisse in einer Schaulinie aufzutragen (Abb. 5). Wir erkennen, daß die gestellte Aufgabe mit der Feststellung: die preiswürdigste Jahresausbeute mit den Erzeugungskosten 1,26 RPl/kWh bringt der Einbau einer Turbine von $90 \text{ m}^3/\text{sek}$ Schluckfähigkeit, gelöst ist, doch spielen bei der Bestimmung der Ausbaugröße oft auch andere Gesichtspunkte eine ausschlaggebende Rolle. Handelt es sich z. B. darum, eine Fabrik zu erstellen, die mit Wasserkraft betrieben werden soll, so wird der Fabrikherr die Maschinenleistung und damit die Größe dieses Betriebes so festlegen, daß er möglichst wenig teuren Fremdstrom, der ihn den drei- bis vierfachen Preis seines Eigenstroms kosten wird, in Zeiten der Wasserknappheit beziehen muß, d. h. er wird im vorliegenden Falle bestrebt sein, eine konstante Leistung an mindestens 200 Tagen im Jahre aus der Wasserkraft zu erhalten. Auf der Leistungsdauerlinie Abb. 2 betrachtet, wird er, um sicher zu gehen, ein Kraftwerk mit einer Turbine von $50 \text{ m}^3/\text{sek}$ Schluckfähigkeit bauen, wobei, wenn man die bei Kaplanturbinen mögliche Überlastbarkeit bei größeren Wassermengen berücksichtigt, eine Nutzleistung von $0,93 \cdot 5000 = 4650 \text{ PS}$ an etwa 200 Tagen erhalten wird.

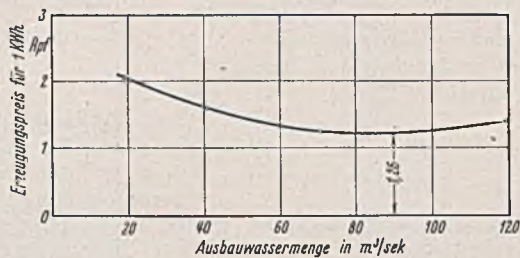


Abb. 5.

Leider bestehen viele Wasserkraftwerke, denen eine solche kurz-sichtige Fehlspekulation zugrunde liegt und die jetzt oft zum Hindernis für eine wirtschaftlich richtige Energieausbeute eines Flusses werden. Heute muß der Bauherr den Energieplan seines Werkes in Gemeinschaft mit dem Überlandwerk eines großen Versorgungsgebietes in der Weise festlegen, daß dieses Werk seinen Strommangel gegen die Übernahme des für ihn nicht verwertbaren Spitzenstromes aus seiner Wasserkraft ausgleicht. Natürlich wird es dem Wasserkraftwerkbesitzer klar sein, daß der jederzeit verfügbare Strom aus der Elektrizitätszentrale wertvoller ist und oft auch höhere Erzeugungskosten erfordert als der, entsprechend den Regenfällen, stoßweise einsetzende Spitzenstrom aus seiner Wasserkraft, d. h. er wird mindestens das Doppelte an Strom abgeben müssen, als er zur Deckung seines Strommangels zurückerhält. Wenn der Unternehmer mit dieser Erkenntnis seine Rechnung nachprüft, wird er feststellen, daß im vorliegenden Falle ein Kraftwerk von nahezu der doppelten Ausbaugröße, also zumindest mit einer Turbine von $80 \text{ m}^3/\text{sek}$ Schluckfähigkeit, notwendig wird, das unter Berücksichtigung der Überlastbarkeit der Kaplanturbine an etwa 100 Tagen im Jahr eine Spitzenleistung von $0,93 \cdot 7500 = 6975 \text{ PS}$ erbringt. Wir sehen, daß über die wirtschaftliche Ausbaugröße des Flußkraftwerkes schließlich die unerläßliche Zusammenarbeit zwischen Fluß- und Dampfkraftwerken entscheidet. Im Dampfkraftwerk stehen die Reserveturbinen zur Bewältigung der Tagesspitzenleistung für alle Fälle bereit, sie können bei der Verbundwirtschaft — Wasserkraft + Dampfkraft — dem unsteten Pulsschlag der Wasserkraft folgen, und Deutschland spart hierdurch die für andere Zwecke so notwendigen Kohlen. Doch werden die Bestrebungen, eine möglichst hohe Jahresausbeute der Wasserkräfte zu erreichen, immer eindringlich die Notwendigkeit der Wasserspeicherung vor Augen führen.

Die bauliche Anordnung von Wasserkraftanlagen.

Selten kann Unerfahrenheit und Unkenntnis, sei es durch falsche Anordnung oder unrichtige Bemessung der Bauglieder, solch großen und oft dauernden Schaden verursachen wie bei Wasserbauten. Wenn auch Geländeverhältnisse und der Hochwasserabfluß die allgemeine Anordnung der Bauglieder einer Kraftstufe weitgehend beeinflussen, so lassen doch, von hoher Warte betrachtet, viele der bestehenden Wasserkraftanlagen ein einheitliches Ziel, sowohl in der wirtschaftlich sparsamen als auch in der zweckmäßigen Anordnung der Einzelglieder vermissen. Zunächst sei auf dem Gebiete des

Flußbaues

in Ergänzung des hierüber in der früheren Abhandlung des Verfassers: „Neuere Gesichtspunkte für Flußkanalisierungen“¹⁾ Vorgebrachten kurz

¹⁾ Bautechn. 1937, Heft 1, S. 4.



Abb. 6.

noch folgendes hervorgehoben. Kostspielige Überlandkanäle, die kulturbares Gelände in Anspruch nehmen, sind nur in den dringendsten Fällen, z. B. zum Durchstich einer weit ausholenden Flußschleife oder zur Aufrechterhaltung wichtiger Vorfluten, auszuführen. Flußkrümmungen werden wegen der energieverzehrenden Strömungen am besten unter hohen Stau gesetzt, doch ist es wegen der bekannten, durch die ungleichen Stromgeschwindigkeiten bedingten Anordnungen zu vermeiden, Wehr und Kraftwerk unmittelbar am Ende einer Flußschleife zu erstellen (Abb. 6). Längere gerade Flußstrecken vor und hinter der Stauanlage haben sich wegen der gleichmäßigen Belastung der Wehrrahmen beim Eis- und Geschiebedurchgang als zweckmäßig erwiesen. Die Forderung, die Mitte der Wehranlage in den Talweg des Flusses zu legen, bringt es mit sich, daß das Kraftwerk mit Zu- und Auslauf außerhalb des eigentlichen Flußprofils im Ufergelände zu erstellen ist (Abb. 7), wo auch der Rechen und der Turbineneinlauf gegen Eisgang und Geschiebetrieb besser geschützt sind.

Es wurde bereits darauf aufmerksam gemacht, daß für die wirtschaftliche Stromausbeute die Wasserspeicherung durch eine zeitweise Stauerhöhung von größtem Vorteil ist; daher sind die Vorflutverhältnisse der Ortschaften auf diese Forderung zu überprüfen und die Gemeinden zur Ausführung von Hochwasserschutzmaßnahmen, die dem Zwecke der Wasserspeicherung dienlich sind, zu veranlassen. Es ist klar, daß der Plan zu einer großzügigen Hochwasserspeicherung schon bei Beginn der gesamten Flußregulierung festgelegt werden muß.

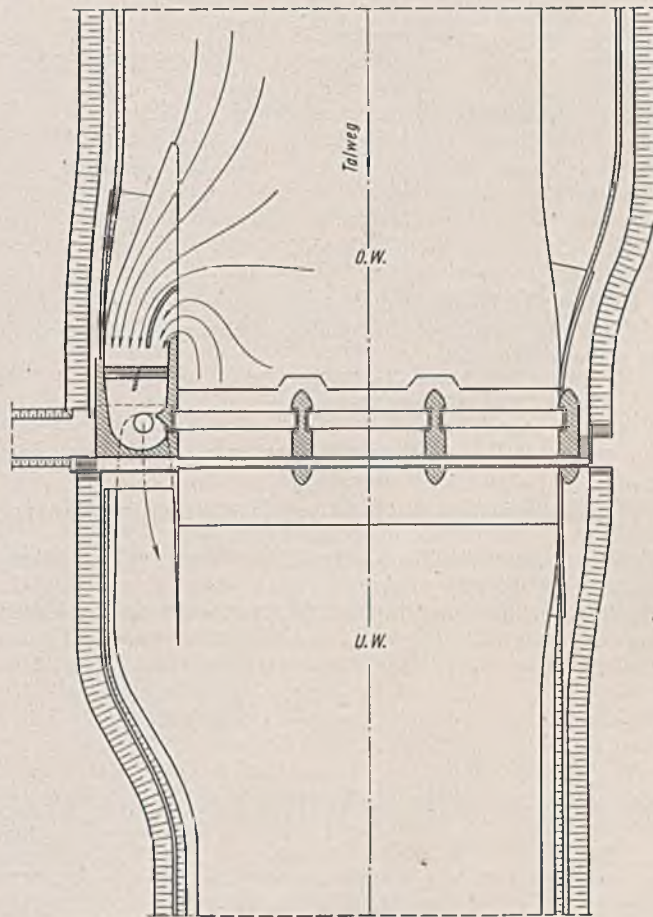


Abb. 7.

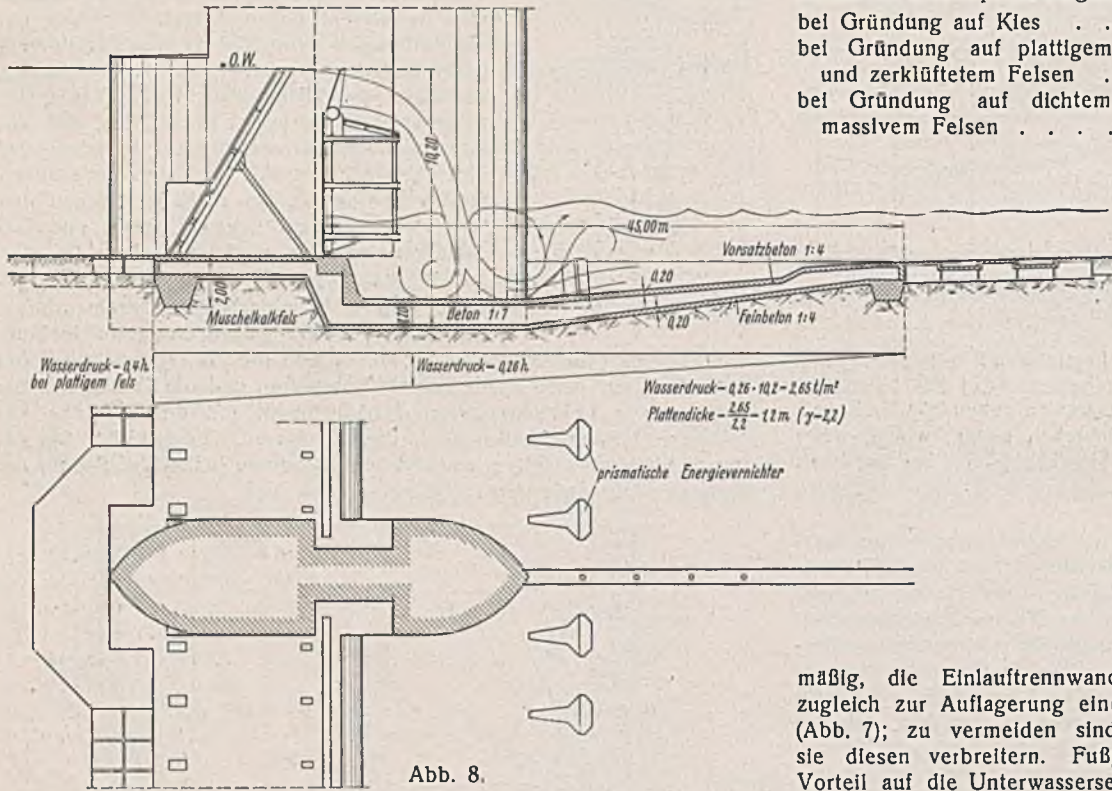
Werden durch den Aufstau des Flusses entlang den Ufern Dämme erforderlich, so wird das Auffüllmaterial am zweckmäßigsten an derselben Stelle durch Flußverbreiterungen gewonnen, die oft auch zur Wiederherstellung des Hochwasserdurchflußprofils erforderlich sind. Während die Staudämme mit einem mindestens 25 cm dicken Pflaster, dessen Fugen zweckmäßig mit Asphaltgußmasse ausgegossen werden, gegen die

Strömungsangriffe geschützt werden müssen, genügt bei gewöhnlichen Ufern ein 40cm dicker Steinwurf und an Stellen starker Uferangriffe ein ausgefugter Steinsatz aus mindestens 25 bis 30 kg schweren Flußbausteinen. Glatte Ufer aus Beton oder Asphalt sollten an fischreichen Flüssen nicht in Anwendung kommen, sondern hier ist zum Schutze der Laichung eine Besetzung der Ufer mit Wasserpflanzen von großem Nutzen. Zur Vermeidung von Gefällverlusten sind, im Bereich niedriger Wasserhöhen, sobald die Energieverlustformel $\Delta h_v = (v_o - v_u)^2 / 2g$ Werte von mehreren Zentimetern ergibt, sowohl im Oberwasser als auch im Unterwasser wasser-aufstauende Stromengen und Sohlenbarren zu beseitigen.

Große Unklarheit herrscht über die Bestimmung der Hochwasserdurchflußfläche der

Wehranlagen.

Bekannt ist, daß bei der Zugrundelegung zu hoher Durchflußgeschwindigkeiten durch die Wehröffnungen, aber auch durch falsche Wehrbedienungsgröße, die Kunstbauten gefährdende Kolke im Unterwasser entstehen



Beispiel: Durchflußtiefe $t = 7,7m$; Länge einer Wehröffnung = 29m
 $P = \frac{29 \cdot 7,7}{29 + 2 \cdot 7,7} = 5$; $K = \frac{100 \cdot 2,24}{1 + 2,24} = 69$; $K^2 P = 24000$.

Die Annahme $S = 6 \text{ kg/m}^2$ gibt eine zulässige Durchflußgeschwindigkeit
 $v_{zul} = \sqrt{\frac{6 \cdot 24000}{1000 \cdot 7,7}} = 4,35 \text{ m/sek.}$

Sind, wie bei den Wehrbauten üblich, zwischen den Pfeilern und mindestens auf eine Strecke von $5 v_{zul}$ in m hinter ihnen Sohlenbefestigungen vorhanden, so ist eine Überschreitung von v_{zul} bis zu 10% unbedenklich. Die Ausbildung einer auf Fels gegründeten Wehrschwelle, auf der prismatische Energievernichter zur Abbremsung des Schußstrahles angebracht sind, zeigt Abb. 8.

Wird der Druck bzw. die Umläufigkeit des Oberwassers durch eine Herdmauer abgeschwächt oder, wie z. B. im massiven Felsen, vollständig abgeriegelt, so können erfahrungsgemäß für den Auftrieb auf der Unterfläche der Sohlenplatte folgende Werte eingesetzt werden:

- bei Gründung auf Kies Auftrieb = 80% des Oberwasserdrucks,
- bei Gründung auf plattigem und zerklüftetem Felsen = 40%
- bei Gründung auf dichtem massivem Felsen = 0%

Der Auftrieb fällt unter der Platte geradlinig bis auf Unterwasserhöhe ab, doch ist zu beachten, daß bei Ausbesserungsarbeiten kein Unterwasser vorhanden ist. Wie Abb. 8 zeigt, wird bei den auf Fels gegründeten Wehrschwellen wesentlich an Plattendicke gespart. Selbstverständlich müssen zu Tage tretende Wasseradern abgedichtet werden. Die Länge der Sohlenbefestigung der Absturzböden wird am besten durch Kolkversuche festgelegt. Die zweckmäßige Anwendung der Wehrverschlüsse und die Ausbildung der Wehrpfeiler wurde bereits beschrieben²⁾.

Stets wird die Wehranlage an das Kraftwerk derart anzuschließen sein, daß die flußseitige Hausfront des Kraftwerks oder, wenn auch nicht so zweckmäßig, die Einlaufftrennwand zwischen Wehr- und Oberwasserkanal zugleich zur Auflagerung eines Wehrverschlusses benutzt werden kann (Abb. 7); zu vermeiden sind Wehrpfeiler im Unterwasserkanal, weil sie diesen verbreitern. Fußgänger- oder Straßenbrücken werden mit Vorteil auf die Unterwasserseite der Wehrpfeiler gelegt, weil auf diese Weise der Auflagerdruck der Wehrverschlüsse aufnehmende Pfeilerteil verstärkt und der Notverschluß im Oberwasser leicht einsetzbar und zugänglich wird. Die Fortsetzung der Brücke führt bei dieser Anordnung zwangsläufig über den Saugschlauchauslauf des Kraftwerks, wodurch unter der Brücke, im Anschluß an den Maschinensaal des Kraftwerks, gut brauchbare Nebenräume zum Unterbringen der Schalttafel und Schaltanlagen, der Werkstatt, der Aufenthalt- und Lagerräume entstehen.

Namentlich bei Heberturbinen, wo bekanntlich die Einlaufschütze wegfallen, kann der Bedienungsteg unmittelbar auf das geräumige Rechenpodium geführt werden; in diesem Falle wird der schmale Steg auf die Oberwasserseite der Pfeiler gelegt, womit die oft als unschön empfundene Unterbrechung der hoch und wuchtig aus dem Unterwasser ragenden Wehrpfeiler durch die Brückenaufleger entfällt.

(Schluß folgt.)

²⁾ s. Bautechn. 1935, Heft 46, und 1936, Heft 22. Über die Energieverrichtung an Wehranlagen. s. Bautechn. 1929, Heft 18.

können. Nach den Erfahrungen mit Brücken und Wehren an ausgeführten Anlagen kann die zulässige Durchflußgeschwindigkeit zwischen den Einbauten nach der Formel:

$$v_{zul} = \sqrt{\frac{S K^2 P}{1000 t}}$$

berechnet werden, wo $P = \frac{F}{U}$ der Profilhalbmesser, t die Wassertiefe und

$K = \frac{100 \sqrt{P}}{1 + \sqrt{P}}$ der Reibungsbeiwert ist, und für die Schleppspannung S je nach dem Untergrunde und bei Wassertiefen von 7 bis 12 m folgende Werte eingesetzt werden können:

- $S = 8 \text{ kg/m}^2$ bei nachfolgender Flußsohle aus gutem massigem Felsen
- $S = 6$ " " " " " gutem plattigem Felsen
- $S = 5$ " " " " " größerem Flußgeröll
- $S = 4$ " " " " " grobem Flußkies
- $S = 3$ " " " " " Feinkies.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Arbeiten der Reichswasserstraßenverwaltung im Jahre 1937.

Von Ministerialdirektor Dr.-Ing. e.h.r. Gährs.

(Fortsetzung aus Heft 2.)

11. Seezeichenwesen.

Im Jahre 1937 wurde eine Reihe bereits 1936 in Angriff genommener Arbeiten vollendet. So wurde die Befeuerng der Stralsunder Gewässer von Palmerort im Greifswalder Bodden bis zum Hafen von Stralsund und durch den Hafen selbst fertiggestellt und in Betrieb genommen. Bei dem stark gewundenen, zum Teil schmalen Fahrwasser konnte eine Befeuerng nur dann ihren Zweck erfüllen, wenn sie den Fahrzeugen den von See bis zum Hafen einzuschlagenden Weg unmittelbar und lückenlos bezeichnet. Da der Einsatz von Leuchtkonnen

aus betrieblichen und wirtschaftlichen Gründen ausschelden mußte und allein eine ortsfeste Befeuerng in Frage kam, war die Anwendung von Richtfeuern gegeben, zumal da Teilstrecken des Fahrwassers bereits bei Tage durch Richtbaken gekennzeichnet waren. Auf der Strecke Palmerort-Rügendamm reihen sich folgende Richtfeuerpaare, bestehend aus je einem Ober- und Unterfeuer, aneinander: Falkenhagen, Maltzien, Grabow, Devin, Drigge, Andershof und Dänholm. Das Fahrwasser durch die Klappbrücke im Zuge des Rügendammes und anschließend durch den Stralsunder Hafen ist durch vier Brückenfeuer

vier Begrenzungsfeuer und ein Torfeuer, bestehend aus einem Oberfeuer und einem Feuerpaar als Unterfeuer, bezeichnet. Sämtliche Feuer sind durch Kabel an das Überlandnetz angeschlossen. Sie brennen unbewacht. Beim Durchbrennen einer Glühlampe schaltet sich selbsttätig eine Ersatzleuchte ein. Soweit nicht die nackte Lichtquelle genügt, sind Leuchten mit Parabolspiegel aus Nirostastahl V2a von 244 mm, 350 mm und 510 mm Durchm. mit Lichtquellen von 25 bis 60 Watt (Pintsch-Spirilla- oder Osram-Centra-Lampen) verwendet, wodurch jeweils Betriebslichtstärken erreicht sind, daß die Feuer noch bei mäßigem Dunst (entsprechend einem Sichtwert von etwa $\sigma = 0,4$) bis auf die größte nutzbare Entfernung

mit Sicherheit durchschlagen. Um ein Verdecken der Feuer durch Vorsegler zu vermeiden, sind die Feuerhöhen zu mindestens 12 m über MW bemessen. Als Feuerträger dienen eiserne, mit Toppzeichen als Tagesmarken versehene Gittermaste (Abb. 13 u. 14). Die einzelnen Richtfeuerpaare zeigen gleichgängige Taktkennungen derart, daß sie den in der Richtung von Osten nach Stralsund einlaufenden Fahrzeugen beim Kurswechsel nach Steuerbord ungerade weiße oder grüne, beim Kurswechsel nach Backbord gerade weiße oder rote Kennungen darbieten.

Die Leuchtfeuer Travemünde und Cuxhaven erhielten an Stelle der bisher verwendeten Effekt-Bogenlampe als Lichtquelle eine gasgefüllte Glühlampe mit einer Sonderausbildung des Glühkörpers als waagrecht liegende Walze von 20 mm Länge und 6 mm Durchm. (Abb. 15). Infolge der gedrängten Form, bedingt durch die Wahl einer sehr niedrigen Spannung von nur 20 V, entwickelt die Lampe bei einem Leistungsbedarf von 740 W eine hohe Leuchtdichte, die den Austausch gegen die



Abb. 13. Unterbake Drigge.

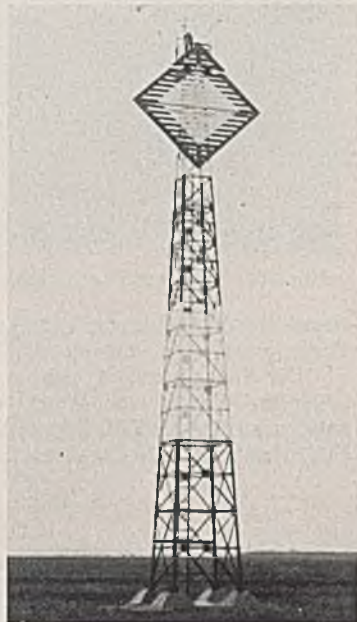


Abb. 14. Oberbake Drigge.



Abb. 16. Leuchtfeuer Pelzerhaken (Holstein) Neubau 1937.

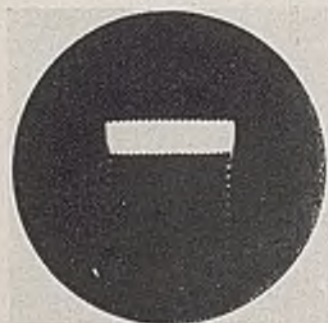


Abb. 15.
Glühlampe mit liegender Walze (Winkel) von 6 mm Durchm. und 20 mm Länge 740 Watt 20 Volt.

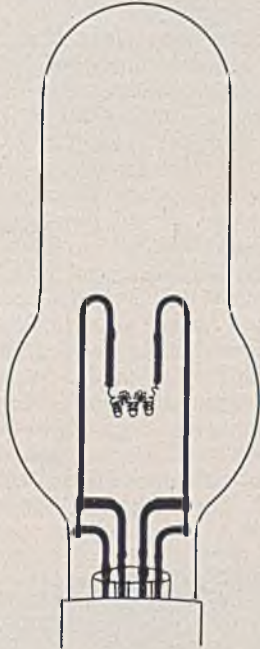


Abb. 17.
Glühlampe mit Doppelwandel von 15 mm Durchm. und 20 mm Länge 2000 Watt 30 Volt.

Effektbogenlampe ermöglichte. Damit entfallen in Zukunft die Nachteile, die die Verwendung dieser Lampe mit sich brachte; konnte doch die ihr eigentümliche hohe Leuchtdichte bei Verwendung in einer Leuchte nicht voll zur Wirkung gelangen, da der sehr kleine Leuchtfleck sich beim Abbrand der Kohle aus dem Brennpunkt verlagerte und die säurehaltigen Absonderungen der brennenden Kohle auf die Leuchte und Laternenverglasung eine die Metall- und Glasteile verschmutzende und angreifende Wirkung ausübten. Außerdem bedurfte die Lampe ständiger Wartung. Unter Verwendung der neuen Lampe wurden die Betriebslichtstärken des Leuchtfeuers Travemünde von 40 000 auf 50 000 HK und des Leuchtfeuers Cuxhaven von 45 000 auf 100 000 HK erhöht. Beide Feuer wurden an das Überlandnetz angeschlossen und erhielten einen Notstromdieselmotorsatz, der sich bei Ausfall des Netzstromes selbsttätig einschaltet. Beim Leuchtfeuer Travemünde bot der Umbau Gelegenheit, einige kleinere Feuer der Nachbarschaft, nämlich die Richtfeuer Postbrücke und das Quermarkenfeuer Kaiserbrücke, durch Kabel an die Schalttafel des Hauptfeuers anzuschließen.

Mit der Umwandlung der Mischfeuerkennungen der Leuchtfeuer Dahmeshöved und des Seefeuers Borkum in Blitzfeuerkennungen konnten die vor einigen Jahren eingeleiteten Maßnahmen zur Beseitigung irreführender Kennungen von Feuern an den deutschen Küsten zum Abschluß gebracht werden. Gleichzeitig sind durch Wahl entsprechender Lichtquellen (Dahmeshöved: Doppelkonuslampe 1000 W, 110 V; Borkum: Zweifachwendellampe 2000 W, 110 V) die Betriebslichtstärken des Leuchtfeuers Dahmeshöved von 38 000 auf 80 000 HK, die des Seefeuers Borkum von 340 000 auf 740 000 HK erhöht worden.

Eine Verstärkung haben ferner erfahren die Feuer des Feuerschiffes Adlergrund und in Swinemünde. Die Lichtstärken betragen jetzt beim Feuerschiff „Adlergrund“ mit einer 1000-W-Glühlampe (bei 110 V) 250 000 HK (bisher 25 000 HK) und beim Leuchtfeuer Swinemünde mit einer 2000-W-Glühlampe (bei 220 V) 130 000 HK (bisher 80 000 HK).

Leuchtturm und Dienstwohngebäude des zur Ansteuerung des Hafens Neustadt in Holstein dienenden Leuchtfeuers Pelzerhaken machten nach fast hundertjährigem Bestande infolge Bauauffälligkeit eine Erneuerung erforderlich. Der neue, um 7 m höhere Leuchtturm ist wie bei der alten Anlage mit dem Dienstwohngebäude verbunden. Die bisherigen leuchtfeuertechnischen Einrichtungen sind unverändert beibehalten; Abb. 16 zeigt den neuen Zustand.

Die abgängige Maschinen- und Stromsammelanlage der Seezeichen auf Borkum, die das Leitfeuer Borkum, das Seefeuer Borkum und die beiden Quermarkenfeuer Großer Leuchtturm und Borkum-Düne mit Strom versorgt, wurde durch eine dieselektrische Maschinenanlage er-

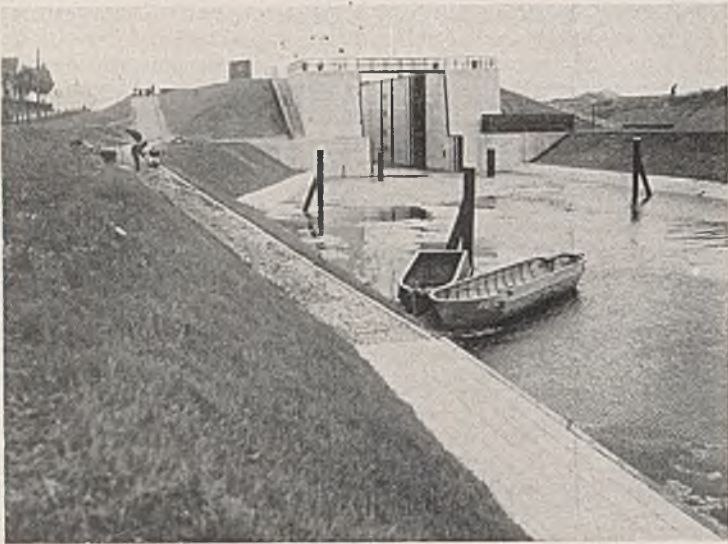


Abb. 18. Bahnhofschleuse Allenburg, vom Unterwasser aus gesehen.

setzt, die durch Anordnung eines Doppelsatzes in Verbindung mit einer selbsttätigen Umschalteneinrichtung die Stromversorgung bei Nacht ohne Wartung der Maschinen gewährleistet. Um bei der Wahl der Lichtquellen unabhängiger zu sein, wurde als Stromart Wechselstrom von 220 V gewählt, die eine bequeme und billige Spannungswandlung gestattet. Das Leitfeuer Borkum erhielt an Stelle der veralteten Gürtelleuchte von 500 mm Brennweite, übrigens der ersten Leuchte deutschen Ursprungs, eine im dioptrischen Teil neue Gürtelleuchte von 700 mm Brennweite, während der katadoptrische Teil an einem anderen Feuer verfügbar geworden war. Als Lichtquelle dient eine 2000-W-Sonderglühlampe niedriger Spannung (30 V) und hoher Leuchtdichte, wie sie beim Leitfeuer Kampen seit einer Reihe von Jahren mit Erfolg verwendet wird (Abb. 17). Hierdurch konnte die Lichtstärke von 43 000 HK auf rund 200 000 HK erhöht werden. Das Leitfeuer Kampen, dessen Doppelleuchte, bestehend aus zwei Gürteln von 500 mm Brennweite mit je einer 2000-W-Lampe, ebenfalls den Anfängen eigener deutscher Erzeugung entstammt und veraltet ist, erhielt statt dessen eine einzige neue Gürtelleuchte von 700 mm Brennweite, wodurch die Betriebstärke unter Einsparung der einen Lichtquelle in Richtung des Hubertgats eine Erhöhung von 111 000 auf 300 000 HK und in Richtung des Randzelgats von 380 000 auf 1 440 000 HK erfahren hat.

Eine Anzahl weiterer, in der Ausführung begriffener Arbeiten, insbesondere auch auf dem Gebiete des Nebelsignalwesens konnte noch nicht zum Abschluß gebracht werden.

In der Zeit vom 5. bis 10. Juli fand in Berlin die 3. zwischenstaatliche Zusammenkunft der Leiter der Seezeichenverwaltungen statt. In Voll- und Abteilungssitzungen wurden wichtige Fragen allgemeiner Bedeutung aus den Gebieten des Leuchtfeuer-, Nebelsignal- und Funkfeuerwesens behandelt. Es waren 67 technisch-wissenschaftliche Abhandlungen (davon deutscherseits 27) aus den verschiedenen Fachgebieten eingegangen, die die Grundlage der Besprechungen bildeten. Insgesamt waren 115 Teilnehmer aus folgenden Ländern erschienen: Argentinien, Belgien, Britisch-Indien, China, Dänemark, Deutschland, England, Estland, Finnland, Frankreich, Holland, Irland, Italien, Lettland,

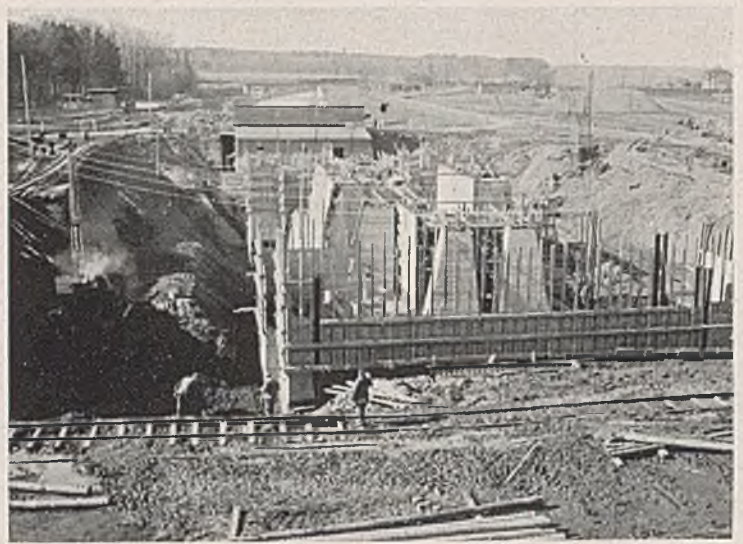


Abb. 19. Schachtschleuse Georgenfelde. Bauzustand Sommer 1937.

Neu-Seeland, Norwegen, Schottland, Schweden, Union von Südafrika, Vereinigte Staaten von Amerika.

Der Tagung schloß sich in der auf die Besprechungen in Berlin folgenden Woche eine Reise zur Besichtigung deutscher Seezeichenanlagen an, die die Teilnehmer über Stettin, Swinemünde, Rügen, Rostock, Kiel, Hamburg nach Cuxhaven führte.

B. Binnenwasserstraßen.

1. Ostpreußen.

Der Masurische Kanal. Durch das planmäßige Voranschreiten der Erdarbeiten in den Erdbaulosen II bis IV konnte im Berichtsjahr 1937 auch die gesamte obere Kanalstrecke von der Haltung Georgenfelde bis zur Scheitelhaltung (Haltung Mauersee) im wesentlichen fertiggestellt werden. Es werden lediglich in den Losen V und VI noch einige Restarbeiten verbleiben.

Sobald dann noch ein neues stählernes Klapptor an der den Abstieg zur Alle vermittelnden Mündungsschleuse Allenburg eingebaut ist, werden damit auch die vier untersten Schleusen des Kanals [Mündungsschleuse und Bahnhofschleuse Allenburg (Abb. 18), Schachtschleuse Gr.-Allendorf und Schleuse Wilhelmshof] ganz betriebsfertig hergestellt sein. Bei der nächsten Aufstiegschleuse, der Schachtschleuse Georgenfelde (Abb. 19), bleiben nur geringe Restarbeiten für das Frühjahr 1938 übrig. Für die dann folgenden Schleusen Langenfeld und Kl.-Bajohren sind die Zuschlagstoffe und Spundbohlen bereits zum großen Teil beschafft worden; bei günstiger Witterung soll noch im Winter 1937/38 mit dem Aushub der Baugruben und dem Rammen der Umfangsspundwände begonnen werden. An der weiteren Schleuse Sandhof (Abb. 20) ist der Grundbau so weit vorbereitet worden, daß trotz Verzögerung in der Eisenanfuhr mit dem Einbringen der Betonsohle begonnen werden konnte. An den beiden obersten Schleusen bei Fürstenau (Gefälle 17,20 und 17,00 m) sind die Vorbereitungen zur baldigen Aufnahme der Bauarbeiten getroffen worden.

Die drei Sicherheitstore bei Georgenfelde, Sandhof (Abb. 21) und Fürstenau sind nach Einbau der Walzenverschlüsse betriebsfertig hergestellt worden. Die zugehörigen Aufbauten sind noch in der Ausführung begriffen.

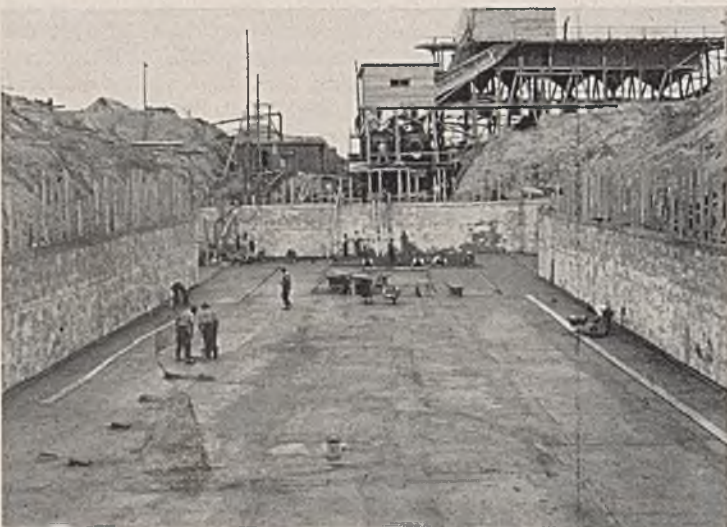


Abb. 20. Schleusenbaugrube Sandhof vor dem Einbringen der Sohle.

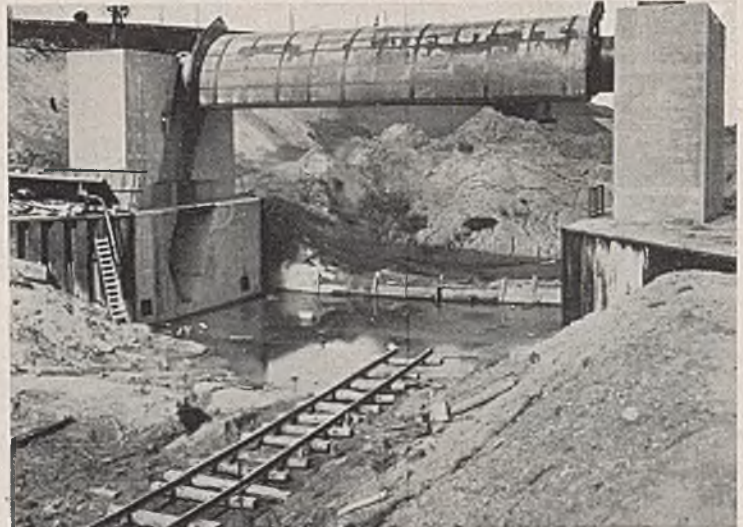


Abb. 21. Sicherheitstor Sandhof. Walze in höchster Lage.

2. Odergebiet.

a) Staubecken Stauwerder.

Im Becken II wurde die Baggerung durch die Sandbahngesellschaft beendet, die anschließend seit Mitte des Jahres die Baggerung im Becken III aufgenommen hat. Seitens der Verwaltung wurde der Westdamm am Becken III nahezu fertig geschüttet. Am Becken II wurden noch einige Restarbeiten erledigt, wie Sicherung der Beckenränder (durch den Arbeitsdienst ausgeführt), Fertigstellung der elektrischen Bedienungsanlage und der Meßvorrichtungen des Hebers und Einrichtung der Pegel. Das Becken ist zur Zeit bis etwa 1,5 m über NW gefüllt und zur Aufnahme anfallender Hochwasser aus Drama und Patschiner Gräben betriebsfertig.

Das Becken IV, als Hochwasserschutzraum für die Klodnitz, ist ebenfalls entsprechend dem für den Bauabschnitt A geplanten Zustande betriebsfertig.

b) Adolf-Hitler-Kanal.

Die Kanalstrecke des Erdarbeitsloses II (km 3,7 bis 6,9) konnte nach Beseltigung von rd. 54 000 m³ Rutschboden (Abb. 22) durch Ansteigenlassen des Grundwassers allmählich gefüllt werden.



Abb. 22. Adolf-Hitler-Kanal. Rutschung bei km 5,00.

wurde in einer besonderen Waschanlage gewaschen, um die für die Betonbauwerke erforderlichen Zuschlagstoffe zu gewinnen.

In Los VIII (km 20,3 bis 24,1) wurde die Tondichtung oberhalb der Schleuse Hubenland eingebracht.

In Flössingen wurden die Erdarbeiten des Loses IX (km 24,1 bis 26,7) beendet; anschließend wurde die Klodnitz in das Bett des Adolf-Hitler-Kanals eingeleitet. Während der Arbeiten mußte die Klodnitz an verschiedenen Stellen behelfmäßig umgelenkt

werden. Die schwierigen Arbeiten konnten trotz mehrerer Hochwasser der Klodnitz ohne Zwischenfälle abgeschlossen werden. Gleichzeitig wurde der Obergraben des Entlastungswehres Flössingen (km 24,1) hergestellt. Abb. 24 zeigt das Entlastungswehr Flössingen vom Unterwasser her. Der Kanalaushub unterhalb Laband — Los X — ist nahezu beendet. Demnächst wird mit dem Einbau der Ufersicherung begonnen. Neben den Erdarbeiten wurden auch die Arbeiten an den Bauwerken planmäßig gefördert:

Schleuse I (Klodnitz). Die im April 1936 begonnenen Rammarbeiten wurden beendet und die Erd- und Betonarbeiten in Angriff ge-



Abb. 23. Bau des Adolf-Hitler-Kanals bei Ehrenforst durch Verbreiterung des Klodnitz-Kanals mittels B-Baggers.

In Los V (km 13,6 bis 14,0) wurden die Erdarbeiten mittels eines großen Böschungsbaggers unter Wasser in Angriff genommen und im wesentlichen beendet. Abb. 23 zeigt links das Ufer des alten Klodnitzkanals, der hier zum Adolf-Hitler-Kanal verbreitert worden ist. Im Hintergrunde ist die Notbrücke für die Straßenbrücke Ehrenforst zu erkennen. Ein Teil des anfallenden Bodens, der aus Kiessand bestand,

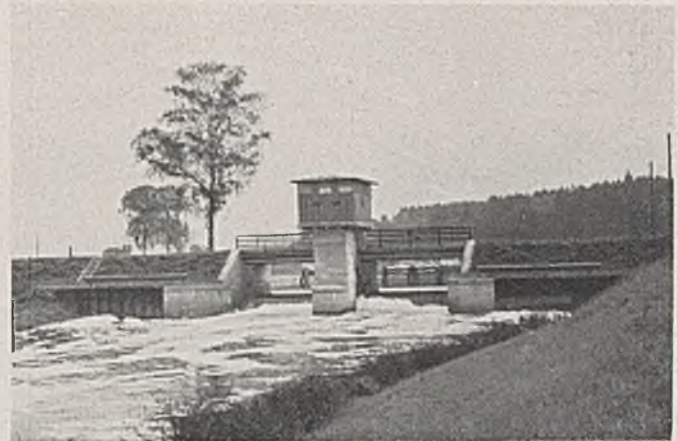


Abb. 24. Wehr Flössingen bei km 24,1 des Adolf-Hitler-Kanals.

nommen (Abb. 25). Zur Absenkung des oberen und zur Entspannung des unter der Gründungsschicht liegenden 2. Grundwasserstockwerks sind 31 Tief- und 34 Beobachtungsbrunnen gebohrt. Um die Anfuhr der erheblichen Mengen an Baustoffen und Baugeräten reibungslos bewältigen zu können, wurde von der Ladestelle in der Oderhaltung des Adolf-Hitler-Kanals eine vereinfachte Band- und Schienenförderanlage zur Baustelle



Abb. 25. Schleuse I Klodnitz, Unterhauptbaugrube, rechts die vier Kammerwände aus Peiner Bohlen.



Abb. 26. Schleuse III in Ehrenforst, Ansicht des Unterhauptes.



Abb. 27. Schleuse Stauwerder.
Abbruch der Eisenbetonsteifen in den Kammersohlen.

hergestellt und von dem vorhandenen Reichsbahnanschluß ein zweites Gleis abgezweigt. Die Baugruben des Ober- und Unterhauptes der Schleuse wurden ausgehoben, mit zwei bzw. drei schweren eisernen und Eisenbetonsteifanlagen ausgesteift und die 4,50 m dicken Sohlenblöcke betoniert. Die Arbeiten werden mit Hilfe zweier Portalkrane ausgeführt, die über die ganze Länge der Baustelle verfahren werden können.

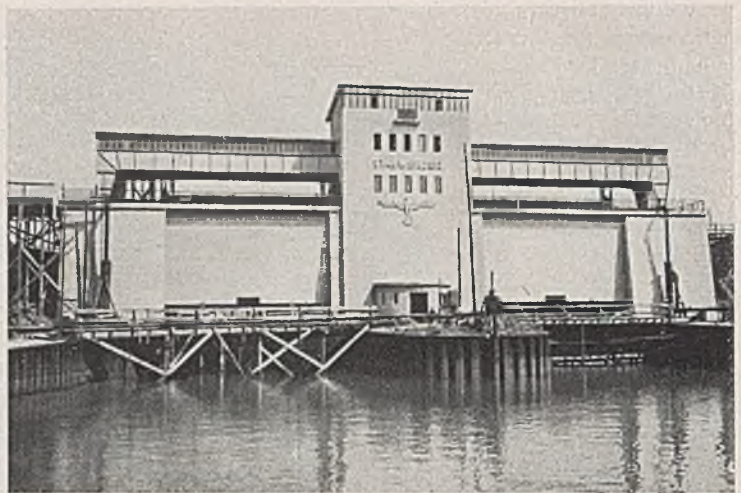


Abb. 30. Schleuse Stauwerder.
Ansicht des Unterhauptes mit Aufbauten.

(Abb. 27). Der Boden in den Kammern und in dem zwischen den Kammern liegenden Mitteldamm wurde unter sorgfältiger Aussteifung (Abb. 28) des ganzen Bauwerks bis zur Gründungssohle der neuen Betonsohle ausgehoben. Auf die Höhe der durchgehenden 4 m dicken Eisenbetonsohle (Abb. 29) wurden alsdann die Spundwände des Mitteldammes abschnittsweise, entsprechend der Blockeinteilung der Sohle, ausgeschnitten. Bei

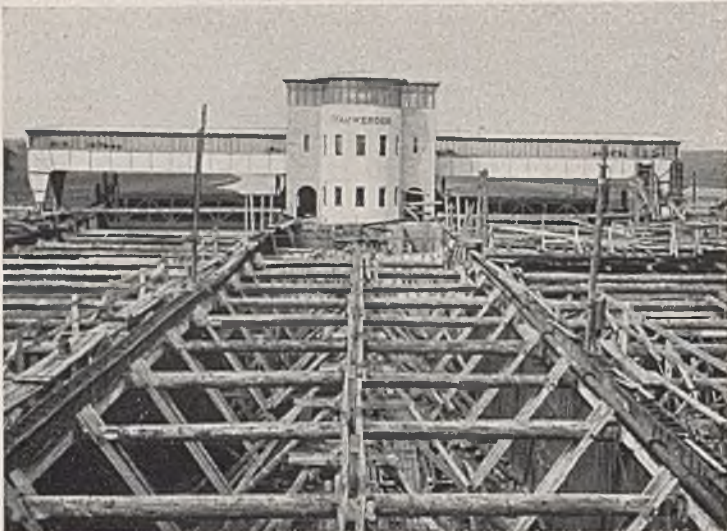


Abb. 28.
Schleuse Stauwerder. Aussteifung der Kammerspundwände.

Schleuse II (Neudorf). An Stelle der zunächst vorgesehenen durchlässigen Kammersohlen wurden dichte Eisenbetonsohlen hergestellt, um Ausspülungen des Untergrundes zu vermeiden. Ferner wurden die Aufbauten für die Maschinenanlagen errichtet, die Granitverblendung des Unterhauptes vollendet, die Tore eingesetzt und mit dem Einbau der Maschinen begonnen. Die Hinterfüllung des Bauwerks wurde beendet.

Bei der Schleuse III (Ehrenforst) wurden die Tore und die Aufbauten fertiggestellt. Abb. 26 zeigt eine Ansicht der Schleuse vom Unterwasser her. Der Wasserspiegel liegt hier noch 2 m über dem späteren Wasserstand des Adolf-Hitler-Kanals.

Bei der Schleuse IV (Hubenland) wurden die Betonarbeiten ausgeführt.

An der Schleuse V (Stauwerder) wurde der im Bericht des Vorjahres²⁾ erwähnte nachträgliche Einbau einer durch beide Kammern und den Trenndamm hindurchgehenden biegefesten Sohle vorgenommen.

Die alten Sohlauussteifungen der Kammern wurden herausgebrochen



Abb. 29.
Schleuse Stauwerder. Eiseneinlagen der Sohle.

Betonierung der Sohle wurden die biegefesten Anschlüsse an die Außenspundwände zunächst durch eine Arbeitsfuge abgetrennt. Diese Anschlüsse wurden erst dann betoniert, nachdem die Sohle und die auf der Sohle auflitzende und aus einzelnen Betonquerwänden bestehende Versteifung des Mitteldammes fertiggestellt war und sich gesetzt hatte. Zur Zeit ist noch der Einbau der Fugendichtungen im Gange.

Gleichzeitig wurden die Arbeiten an der elektrischen Ausrüstung der Schleuse fortgeführt. An den Segmentsektoren der Oberhäupter wurde eine Änderung des Überfallrückens vorgenommen, die sich aus dem Probetrieb als notwendig ergab und durch die auch eine Minderung der starken Schaumbildung beim Füllen der Kammer zu erwarten ist. Die Aufbauten auf dem Ober- und Unterhaupt wurden fertiggestellt (Abb. 30).

Schleuse VI (Laband). Nach Beendigung der Rammarbeiten für die Kammerwände und für die Unterhauptumspundung wurden der Erd- und Felsenaushub sowie die Betonarbeiten für die Häupter und die dichten Kammersohlen in Angriff genommen und bis auf einige Restarbeiten fertiggestellt.



Abb. 31. Eisenbahnbrücke über den Adolf-Hitler-Kanal bei Laband.

²⁾ Bautechn. 1937, Heft 11, S. 129.

Brücken: Im Juni 1937 wurden nach Verschwenkung der Gleise die Unterbauten für die Reichsbahnbrücke der zweigleisigen Strecke Heydebreck—Oppeln, km 3,56, begonnen, und zwar drei Pfeiler, die zwischen Spundwänden und zwei Widerlagern, die auf Aba-Lorenz-Pfählen gegründet wurden. In den drei Pfeilern sind mehrere Grund- und Sohlenmeßgestänge eingebaut, um die Setzungen der Bodenschichten und des Bauwerks unabhängig voneinander beobachten zu können.

Alle Rechte vorbehalten.

Hochwasser am Mississippi.

Die Monate Januar und Februar 1937 brachten den VStA Hochwasserverheerungen in noch nicht dagewesenem Ausmaße. Allein längs des Mississippi wurden etwa 78 000 km² fruchtbares Kulturland überflutet, d. i. mehr als die Oberfläche von Bayern. Im folgenden soll über die Verhältnisse am Mississippi kurz berichtet und mit europäischen Flüssen verglichen werden.

Das Einzugsgebiet des Mississippi beträgt bis zur Mündung des Missouri 430 000 km², bis zur Mündung in den Golf von Mexiko 3 200 000 km². Die am meisten von Hochwasser gefährdete Strecke beginnt mit der Einmündung des Ohio bei Cairo. Von hier bis zur Mündung bei New Orleans hat der Fluß bei einer Länge von 1600 km (Luftlinie 900 km) ein Gefälle von 1:16 000 bis 1:20 000. — Der Rhein hat bis zum Übertritt nach Holland ein Einzugsgebiet von 200 000 km² und ebendort ein Gefälle bei MW von 1:8300.

Seit 1930 hat man begonnen, den serpentinierenden Lauf des Mississippi durch Durchstiche (Flutkanäle) zu verkürzen, die jedoch nur bei Hochwasser mittels Überlaufdämme in Tätigkeit treten sollen.

Auch größere Flutkanäle, die eine längere windungsreiche Flußstrecke abkürzen sollen, sind geplant oder im Bau. Die seit 1928 bei diesen Bauten geförderten Erdmassen betragen mehr als das Doppelte des Aushubes des Panamakanals. Dabei wurden die Querschnitte nur zum Teil fertiggestellt; die restliche Abtragung hat man der Erosionskraft des Flusses überlassen. — In Deutschland wurde bereits vor 100 Jahren der Rhein mit zahlreichen Flußdurchstichen korrigiert, wodurch die Hochwasserüberflutungen auf ein praktisch unbedeutendes Maß zurückgeführt wurden.

Die Mindestfahrertiefe ist im Oberlauf des Mississippi bei Niedrigwasser recht ungünstig (teilweise nur 1,50 m Fahrwassertiefe). Baggerungen zeigten wenig Erfolg. So entschloß man sich unter dem Eindruck der Trockenheit des Jahres 1930 zur Kanalisierung der 1035 km langen Flußstrecke Minneapolis—St. Louis (Mündung des Missouri) durch 27 Staustufen, die zum Teil fertiggestellt sind (Stauhöhen 1,85 bis 3,65 m). Dadurch wird eine Mindestfahrertiefe von 2,75 m erreicht. — Der Rhein hat fast durchweg eine Mindestfahrertiefe von 2,00 m bei NW.

Das Tal des Mississippi ist überall breit und flach. Ansiedlungen wie landwirtschaftlich genutztes Gelände liegen nur wenig über NW, so daß ein Schutz durch HW-Deiche erforderlich ist. Die Deiche sind von der Bundesregierung erstellt; ihre Kronenhöhe liegt 0,90 m über dem höchsten bekannten Wasserstand. Die Anschlußdeiche der einmündenden Nebenflüsse sind vielfach schwächer gebaut; hier treten die meisten Durchbrüche bei HW ein.

Die Niederschläge im Einzugsgebiet des Mississippi betragen im Mittel 1200 mm/Jahr. Über folgende außergewöhnlichen Niederschläge wird berichtet:

Ort	Datum	Niederschläge		Bemerkungen
		Dauer Std.	Höhe mm	
Staat New York	1935	12	155	Gemessen
Susquehanna und Chenango	1935	12	305	Geschätzt
New Orleans	15. 4. 1927	24	400	Gemessen
Staat New York	1935	24	216	Gemessen

Man erkennt, daß die Niederschläge wohl außergewöhnlich sind, in gleicher Stärke, ja noch größer aber gelegentlich auch in Europa vorkommen.

Von 1799 bis 1935 traf den Mississippi alle 2,8 Jahre ein HW. 1927 traf die Stromgebiete des Mississippi von Ende Januar bis Ende Juni in mehreren Intervallen ein HW von bisher nicht erreichter Höhe. Die Abflußmengen werden zwischen 63 700 m³/sek (Cairo) und 85 000 m³/sek (Unterlauf) angegeben. 13 Dammbüche verursachten eine Überflutung von 59 600 km² Gelände im Tale des Mississippi. Das HW zu Beginn des Jahres 1937 übertraf alle Berechnungen und Erwartungen. Die HW-Spitze des Mississippi überstieg im Mittel das bisher größte HW um über 1 m, in Louisville um mehr als 3 m. Dammbüche traten trotz der in Betrieb befindlichen HW-Entlastungskanäle auf.

Ähnliche Wasserstände erreichte der Ohio, der wichtigste linke Nebenfluß des Mississippi.

Im Unterlauf des Mississippi (Cairo—New Orleans) wächst die HW-Spitze von HW zu HW ständig an; zur Erläuterung sind nebenstehend Pegelablesungen aus dem Unterlauf angeführt.

Ort	Jahr	Pegelablesung Fuß	Unterschied ± Fuß
Cairo	1927	56,9	+ 3,2
	1937	60,1	
Memphis	1913	46,5	— 0,7
	1927	45,8	
	1937	50,0	
Louisville	1884	46,7	+ 10,4
	1937	57,1	

Der eiserne Überbau (Blechträger) für die Straßenbrücke Waldbrücken, km 7,3, wurde in der Werkstatt fertiggestellt.

In Laband konnte die Straßenbrücke über den Unterhafen der Schleuse am 1. Mai dem Verkehr übergeben werden.

Nachdem der Überbau der Eisenbahnbrücke bei Laband über den Kanal (Abb. 31) fertiggestellt und der 2. Überbau über das zukünftige Bett der Klodnitz eingeschoben war, wurde der Bahnbetrieb vom Umfahrdamm auf die alte Strecke zurückverlegt. (Fortsetzung folgt.)

Eine Reihe weiterer nordamerikanischer Flußgebiete zeigt ebenfalls eine Häufung der absolut größten HW-Höhen im letzten Jahrzehnt: Das seither größte HW am Rio Grande war 1932, am Quadales River im Juli 1936, am Susquehanna 1936 (1,10 m höher als bisher höchstes HW), am Connecticut River 1936 (1,90 m höher), im Gebiete von New England 1936 (alle Flüsse eines 500 000 km² großen Gebiets).

Die Ursache dieser HW-Häufigkeit der letzten Jahre liegt in den außergewöhnlichen Abflußverhältnissen der Einzugsgebiete begründet. Weite Gebiete des nordamerikanischen Westens, des Mittel- und Nordwestens bestehen aus leicht erodierbarem Prärieboden. Die Ausrottung des bisherigen Pflanzenwuchses mit nachfolgendem Ackerbau ging im Laufe des vorigen Jahrhunderts zu rasch vor sich. Eine Flächenerosion der Ackerböden gewaltigsten Ausmaßes selbst bei geringen Geländeneigungen (1 bis 2 ‰) stellte sich ein. Die Missouri Agricultural Experiment Station hat in einem sechsjährigen Versuch bei 3,7 ‰ Geländeneigung eine durchschnittliche Bodenabschwemmung von 7 mm im Jahr ermittelt. Die Erosion schreitet so lange fort, bis die Ackerkrume abgetragen ist, ja bis ein wenig wasserdurchlässiger Untergrund zutage tritt. Die abgeschwemmten Bodenmassen, durch weiterhin erodiertes Geschiebe größerer Körnung vermehrt, haben allmählich die nordamerikanischen Flüsse verschlammte und ihre Sohle gehoben. Flüsse, wie der Coldwater River und der Tallahatchie River, die noch vor vier Jahrzehnten mit Flußdampfern befahren wurden, können heute bei NW zu Fuß überquert werden. Die Auflandungsarbeit, die der Mississippi in seinem Unterlauf und seinem Delta im Laufe von Jahrhunderten und Jahrtausenden vollbringt, wird beschleunigt durch die übergroße Geschiebe- und Schwebestoffzufuhr.

Die Bodenerosion hat weiterhin einen rascheren oberirdischen Abfluß der Niederschläge bei Verringerung des unterirdischen Abflusses (Versickerung) zur Folge. Je rascher der Boden sich zu Beginn von Niederschlägen mit Wasser vollsaugt, desto eher beginnt der oberirdische Abfluß der weiteren Niederschläge. Die am meisten zur Aufsaugung und (einstweiligen) Festhaltung von Niederschlägen befähigte Bodenschicht ist die Ackerkrume; ihre Verringerung verkleinert die Wasserkapazität des Bodens. Der durch die Bodenerosion vergrößerte oberirdische Abfluß steigert nun wiederum die Bodenerosion¹⁾. Die Verringerung der Sickerwassermengen hat ihrerseits eine Senkung des Grundwasserspiegels und eine Verringerung des aus dem Grundwasservorrat gespeisten Trockenwetterabflusses zur Folge, woraus sich die NW-Klemmen der nordamerikanischen Flüsse erklären.

Die HW-Katastrophen am Mississippi sind für die Welt ein lehrreiches Beispiel. Es ist kein Zufall, daß die HW sich in den VStA seit Beginn dieses Jahrhunderts häufen, wohingegen das alte Europa HW-Katastrophen kennt, seit seine Geschichte reicht. Den VStA haftet in mancher Beziehung noch der Stempel des „Kolonialreiches“ an; ihre Kultur, ihre Wissenschaft ist auf europäische Erkenntnisse und europäisches Geistesgut gegründet. Was drüben der Bodenkultur und der Wasserwirtschaft fehlte, war der organische Aufbau, das langsame aber sichere Entstehen aus jahrhundertaltem Kulturgut.

Die mitteleuropäische Wasserwirtschaft und Bodenkultur befindet sich trotz der gewaltigen Bevölkerungszunahme der letzten 100 Jahre und trotz der darauf folgenden Intensivierung aller Lebensäußerungen (wie Landwirtschaft, Industrie, Verkehr) in einem nahezu vollkommenen Gleichgewichtszustande mit den Naturkräften. Dies scheint in den VStA noch nicht der Fall zu sein. Die Bodenerosion hat einen Umfang angenommen, den drüben niemand geahnt hatte. Allzu rasche Farmengründung hatte aus mancher unberührten Prärie eine Wüste gemacht. Künstlich wurde das Tempo der natürlichen Bodenerosion gesteigert. Heute ist in den VStA die Bekämpfung der Bodenerosion durch Terrassierung ein nationales Problem geworden.

Seit einigen Jahren versucht man in den VStA mit Verfahren, die vor Jahrzehnten in Europa entwickelt wurden, die HW-Katastrophen zu meistern. 1930 wurde in Vicksburg (Miss.) das „größte“ Wasserbaulaboratorium der Welt eröffnet mit dem Ziel, die Abflußverhältnisse des Mississippi bei HW und die Möglichkeit von Flußdurchstichen zu klären. Schleiermacher²⁾ hat bereits im einzelnen nachgewiesen, daß man trotz der jahrzehntelangen Erfahrungen der europäischen wasserbaulichen Versuchsanstalten bei der Nachbildung dieser Laboratorien in Vicksburg Fehler beging, die in Europa längst zur Geschichte des Wasserbaues gehören. Manche Behörden des amerikanischen Kontinents (wie auch anderer Länder der Welt) lassen ihre kostspieligsten und schwierigsten

¹⁾ Schildknecht, Die Bodenabschwemmung in der Landwirtschaft und ihre Bekämpfung durch kulturtechnische Maßnahmen. Kulturtechniker 1936, S. 58.

²⁾ Dr.-Ing. E. Schleiermacher, Die neue Entwicklung des Hochwasserschutzes am Mississippi. Bauling. 1934, S. 15.

wasserbaulichen Bauvorhaben in Europa und besonders in Deutschland untersuchen³⁾.

HW-Schutzmaßnahmen kann man bei vorsichtiger Berechnung auch ohne Modellversuche ausführen; was man damit nicht kann, ist: die in jeder Hinsicht wirtschaftlichste und technisch beste Form der Bauwerke aufzufinden, also z. B. bei der Führung von HW-Deichen diese so zu legen, daß ein Mindestbetrag an Landverlust entsteht. Solche Fragen haben indes in den dünn besiedelten VStA keine allzu große Bedeutung; wichtiger ist der Schutz des Bodens gegen Erosion und die Verringerung der Geschiebe- und Schwebstoffführung der Flüsse, um einen Beharrungszustand im Wasser- und Geschiebehaushalt zu erreichen, auf den die HW-

³⁾ So hat z. B. das Flußbaulaboratorium der Technischen Hochschule Karlsruhe unter Mitarbeit des Verfassers vor kurzem Modellversuche für ein umfangreiches Bauvorhaben einer südamerikanischen Behörde ausgeführt.

Alle Rechte vorbehalten.

Bericht über die Holztagung 1937.

Am 3. und 4. Dezember 1937 fand in Berlin die vom Fachausschuß für Holzfragen beim VDI und DF veranstaltete sechste Holztagung 1937 statt. Im Großen Saal des Ingenieurhauses wurden die Fachsitzungen „Holzbau“, „Holzverarbeitung“ und „Holzschutz“ mit fünf bzw. vier und sechs Vorträgen abgehalten. Es waren 400 Anmeldungen eingegangen, während auf der ersten Tagung nur 40 Teilnehmer zusammengekommen waren.

Gemäß den Anforderungen, die der zweite Vierjahresplan an alle Bauschaffenden stellt, war der Hauptinhalt der Vorträge auf Mittel und Möglichkeiten abgestellt:

1. das deutsche Holz möglichst wirtschaftlich auszunutzen,
2. es von den im Rohzustande ihm anhaftenden Unzulänglichkeiten immer mehr und sicherer zu befreien,
3. diesen einheimischen hochwertigen Rohstoff soweit möglich an Stelle des zur Zeit für dringendere Aufgaben gebrauchten Eisens und anderer Metalle in günstigster Form und Beschaffenheit zu verwerten.

In der Fachsitzung „Holzbau“ betonte als Vertreter des Reichsforstamtes Generalforstmeister Alpers die Notwendigkeit und den Erfolg der hier seit Jahren geleisteten Gemeinschaftsarbeit von Forstleuten als Holzherzeugern und Ingenieuren, Technikern und Chemikern als Gestaltern und Verarbeitern des Roh- und Werkstoffes Holz. Er erklärte, daß er die Tätigkeit des Fachausschusses von sich aus, soweit er dazu in der Lage sei, unterstützen werde. Er wünschte der Tagung guten Erfolg, damit die dem Reichsforstamt und der deutschen Forst- und Holzwirtschaft gestellten Aufgaben im Sinne des Aufbauwerkes des Reichsforstmeisters Hermann Göring gelöst werden können.

In seinem Vortrage „Über die Grundlagen für die Beurteilung des Widerstandes der Hölzer in Tragwerken“ wies Prof. Graf VDI auf die Notwendigkeit hin, die besonders guten Hölzer auszusondern und sie für hochwertige Bauteile unter Zulassung weit höherer Beanspruchungen wirtschaftlicher als bisher auszunutzen. Vorgesehen ist eine Teilung in zwei Güteklassen, deren zweite den jetzigen Anforderungen mit $\sigma_{b\text{zul}} = 100 \text{ kg/cm}^2$ entsprechen soll. Für die ausgelesenen Hölzer der ersten Klasse wäre $\sigma_{b\text{zul}} = 150$ durchaus vertretbar; im Deutschen Normenausschuß ist in Auswertung der Versuchsergebnisse der Wert 130 vorgesehen.

Eine umfassende Neufestsetzung der zuzulassenden Beanspruchungen macht notwendig: 1. Versuche mit Bauteilen und ganzen Bauwerken bis zum Bruch bzw. bis zum Unbrauchbarwerden durch zu große Verformung; ein bestimmter Teil der ermittelten Höchstlast ist dann als zulässig zu bezeichnen (Sicherheitwert); 2. Schaffung von Gütevorschriften für Holz, die zahlenmäßig die zulässige Beanspruchung von der Beschaffenheit der Hölzer abhängig machen. Dabei kann man entweder die äußeren Merkmale eingrenzen, wie es seit langem in Amerika mit bestem Erfolge geschieht, oder aber Mindestforderungen aufstellen, etwa nach dem Vorbilde der deutschen Flugzeugbauvorschriften.

An Feststellungen über die Tragfähigkeit der Hölzer sind bei weitem die meisten vorhanden bezüglich der Druckfestigkeit, deren Beziehungen zum Raumgewicht und Feuchtigkeitsgehalt geklärt sind. Sie zeigen, daß für besonders hohe Anforderungen eine Auslese nach Gewicht nötig sein kann. Für Gebrauchsholz sind außerdem Faserverlauf und Ästigkeit zu beachten. Nach amerikanischen Feststellungen ist bei einer Faserneigung bis zu 1:8 noch $\frac{2}{3}$ der Druckfestigkeit, die für eine Neigung 1:15 vorausgesetzt war, anzunehmen. Holz mit Faserneigung 1:12 trägt 50% mehr als solches mit 1:6 usw. Ein Abgrenzen der Ästigkeit ist unumgänglich. Bei baufrischem Holz mit seiner nur mäßigen Festigkeit ist der Einfluß der Äste besonders zu beachten. Für Güteklasse 1 ist eine Begrenzung des Astdurchmessers auf 4, für Klasse 2 auf 7 cm vorgesehen; ebenso ist die Astansammlung in Teilen der Höhe oder Breite der Hölzer und die Faserneigung zahlenmäßig zu begrenzen. Die Druckfestigkeit ergibt sich bei langdauernder und oft wiederholter Belastung viel kleiner als beim gewöhnlichen Druckversuch.

Die Zugfestigkeit ist viel weniger erforscht, hängt außerdem erheblich von der Gestalt der Probekörper ab. Sie steigt bei Fichten- und Buchenholz mit dem Austrocknen, geht aber von rd. 8% Feuchtigkeitsgehalt ab im Gegensatz zur Druckfestigkeit wieder zurück!

Die Frage der Biegefestigkeit ist ausreichend geklärt. Bei schrägfaserigem und ästigem Holz ist die Zugfestigkeit der Zugzone entscheidend; mit Zunahme der Faserneigung sinkt sie erheblich; Anzahl und Art der Äste ist von wesentlichem Einfluß.

Schutzmaßnahmen bauen können. Damit in Verbindung stehende gewässerkundliche Untersuchungen über Niederschlag, Abfluß und Verdunstung werden in Deutschland seit der zweiten Hälfte des vorigen Jahrhunderts gepflegt, während sie in den VStA erst später einsetzen. (1936 ist eine eingehende Schrift über Niederschlag und Abfluß erschienen⁴⁾.)

Schließlich sei noch in Betracht der in der jüngsten Zeit von Gegnern der Flußkorrekturen erhobenen Angriffe darauf aufmerksam gemacht, daß die HW-Katastrophen am Mississippi trotz oder besser gerade wegen der noch nicht fertiggestellten Korrektur des Mississippi eingetreten sind.

Schrifttum: Floods in the United States of America. Engng. 1937, Heft 3709, 3710 u. 3712.
E. Hofmann, Karlsruhe.

⁴⁾ Studies of Relations of Rainfall and Run-Off in the United States. The United States Geological Survey Water Supply Paper Nr. 772.

Holztagung 1937.

Die Scherfestigkeit ist für die Tragfähigkeit vieler Holzverbindungen, besonders auch der Verleimungen, maßgebend. Zahlreiche Versuche klärten bisher den Einfluß der Form der Probekörper, der Holzfeuchtigkeit, der Lage der Scherfläche zu den Jahrringen, die Abhängigkeit von der Scherlänge usw.

Die Spaltfestigkeit ist besonders bei Dübel- und Nagelverbindungen wichtig. Sie wächst mit dem Raumgewicht; die Abhängigkeit von der Feuchtigkeit ist ähnlich wie bei Zug- und Scherfestigkeit.

Die Schlagfestigkeit steht in Beziehung zum Raumgewicht und nimmt mit sinkendem Feuchtigkeitsgehalt ab.

Untersuchungen über den Einfluß von Waldkanten und Schwindrissen auf die Tragfähigkeit sind noch nicht abgeschlossen. Auf die Jahrringbreite beim ausgesuchten Bauholz der Klasse 1 geachtet werden; ein abschließendes Urteil über ihre Beziehung zur Festigkeit läßt sich noch nicht abgeben.

Neu aufgenommen sind zur Zeit Untersuchungen mit Rahmenbindern, die lediglich Leimverbindungen aufweisen; 1938 soll ausführlich über die Ergebnisse berichtet werden. Voraussetzung für eine durch Verleimen zu erreichende Holzersparnis ist freilich, daß die geleimten Tragwerke aus gleichmäßig trockenem Holz zusammengesetzt werden. Richtlinien, deren gewissenhafte Befolgung die Güte der Arbeit gewährleistet, müssen für die Herstellung solcher verleimten Tragwerke noch aufgestellt werden.

Dr.-Ing. habil. Stoy VDI behandelte die „Instandsetzung und Verstärkung von Holzkonstruktionen“ und erläuterte sie an zwei Beispielen:

1. Wiederherstellungsarbeiten an den Stephansbogenbindern einer 1910 erbauten Ausstellungs- und Festhalle in Hildesheim und
2. Ausbesserung und Verstärkung einer 1928 erbauten, 182 m langen Förderbrücke mit 16 Öffnungen während des Betriebes, deren Knotenpunkte sich als zu wenig steif erwiesen und die für das Befahren durch schwerere Lokomotiven herzurichten war¹⁾.

In den Rahmen des Vierjahresplanes fällt auch die Aufgabe, die Lebensdauer früher geschaffener Holztragwerke zu erhöhen oder sie bei Bedarf zur Aufnahme größerer Lasten zu befähigen. Bei Ingenieurbauten unter Dach können Zugstäbe reißen, Druckstäbe ausknicken und einzelne Teile wegen Pilz- oder Insektenbefalls auszuwechseln sein. Oft ist Abstützung des ganzen Tragwerks dazu nötig; bei Nachgiebigkeit nur einzelner Knotenpunkte genügt unter Umständen eine Verspannung von Ober- und Untergurt. Holztragwerke im Freien, ohne schützendes Dach, sind am meisten gefährdet durch eindringende Feuchtigkeit und beginnenden Pilzbefall an den Stellen des Untergurtes, wo die Streben mit Versatz angreifen. Vollständige Auswechslung ist dann meist am zweckmäßigsten. Splintfreies Lärchenholz ist für solche Bauten im Freien am besten. Grundsätzlich sollte alles so verbaute Holz in trockenem Zustande mit Steinkohlenteeröl getränkt oder durch Verwenden eines der weitgehend unauswaschbaren U-Salze geschützt werden. Ausgeknickte Stäbe sind tunlichst in die richtige Lage zurückzurichten und durch aufgenagelte Bretter oder Bohlen zu verstärken. Nägel sind für die Befestigung solcher Zusatzteile viel besser als Schraubenbolzen; sie drängen die Holzfasern in der Hauptsache nur zur Seite, ohne sie zu zerstören und ohne den Querschnitt zu schwächen. Zimmermannsmäßig ausgebildete Knotenpunkte lassen sich zuweilen durch Einbau von Einpreßdübeln steifer machen.

Über „Praktische und konstruktive Grundlagen des Holznagelbaues“ berichtete Dr.-Ing. Fonrobert VDI. Die Ergebnisse langjähriger Versuche sind in dem Abschnitt über Nagelverbindungen verarbeitet in den „Bestimmungen über die Ausführung von Bauwerken aus Holz im Hochbau“, die demnächst als DIN 1052 in 2. Auflage erscheinen werden. Diese neuen Vorschriften und die an zahlreichen genagelten Holztragwerken gesammelten Erfahrungen sind schon im August 1937 veröffentlicht worden²⁾.

Die Entwicklung des Holznagelbaues geht von den einfachen Bretterbindern über die Bohlenbinder zu der jetzt am meisten gebrauchten und entwickelten Form der Kantholzbinder mit Bretterstreben. Reine Bretterbinder sind nur noch in Einzelfällen, besonders für Parabelbinder, in Gebrauch, bei denen für gleichmäßig verteilte Belastung die Achse

¹⁾ W. Stoy, Instandsetzung und Verstärkung von Ingenieurholzbauten, Z.-d. VdF 1937, Heft 49, S. 147 bis 149.

²⁾ Nagelverbindungen im Hallen- und Wohnungsbau nach DIN 1052, 2. Auflage, von Stoy und Fonrobert. Schrift 6 der Schriftenreihe der Arbeitsgemeinschaft Holz, Berlin W 35.

des Obergurtes der parabelförmigen Stützlinie angepaßt werden kann und Streben und Pfosten ohne wesentliche Spannung bleiben. — Die Form des Bohlenbinders mit meist zweiteiligen Gurtstäben aus Bohlen und einteiligen Wandgliedern aus Bohlen oder Kanthölzern ist noch entwicklungsfähig. — Ein Kantholzbinde mit genagelten Bretterstreben war zum erstenmal auf der Frühjahrsmesse 1937 in Leipzig am Stande der Arbeitsgemeinschaft Holz ausgestellt. Er war um rd. 31% billiger als ein entsprechender, mit Einpreßdübeln in den Knotenpunkten ausgebildeter Binde.

Bei Hallen mit sichtbar bleibendem Tragwerk wirken Vollwandträger durch ihre großen ruhigen Flächen besser als Fachwerkbinder. Die für solche Tragwerke bestimmten Hohlkastenträger zeigen einen Rahmen aus Kantholz, beiderseits durch dicht an dicht unter 45° steigende Bretter verbunden. Durch aufgenagelte Bretter oder Bohlen kann diese Grundform allseitig nach Bedarf verstärkt werden. Statt Kastenquerschnitts kann auch eine T-Form ausgebildet werden mit einem Steg aus zwei kreuzweise genagelten Bretterlagen und beidseitigem Kantholzrahmen. Der genagelte Vollwandträger kann jeder gewünschten Trägerform angepaßt werden. Auch Dreigelenkbogen- und Rahmenbinder sind schon ausgeführt worden. Durch eigenartige Form und kühne Abmessungen (Rahmen mit fast 44 m Stützweite und Mittelgelenk) bemerkenswert sind die genagelten Vollwandbinder einer zur Ausführung bestimmten Fest- und Ausstellungshalle in St. Gallen³⁾.

Bei Berechnung einer Nagelverbindung sind besonders zu beachten:

1. Dicke, Breite und Querschnitt der Hölzer, bedingt durch die wirkenden Kräfte bzw. den vorgeschriebenen Mindestquerschnitt.
2. Nageldicke, abhängig von der Holzdicke. Zu jeder Holzdicke gehört eine günstigste Nageldicke, die etwas nach oben und unten schwankt, je nach Feuchtigkeit, Jahrringbreite, Anteil des Früh- und Spätholzes u. a. Für nasses, weiches, weitringiges Holz mit geringer Druckfestigkeit sind dickere Nägel angebracht als für den umgekehrten Fall. Kernbretter spalten leicht und sollten daher ausgeschieden werden. Holz mit verwachsenen Ästen ist durchaus nicht ungünstiger für eine tragfähige Nagelverbindung als astfreies.
3. Tragfähigkeit der ein- und zweischnittigen Nägel. Die Gesamttragkraft wächst verhältnismäßig mit der Zahl der Nägel. Das Zusammenwirken aller Nägel ist gesichert, sofern die Nageldichte nicht zu groß wird. Zu fordern ist ein Abstand der Nägel hintereinander $\geq 10d$, nebeneinander $\geq 5d$ (d = Nageldicke). Die größte Nageldichte, d. h. das Verhältnis der Berührungsfläche der Hölzer in cm^2 zum Nagelquerschnitt in mm^2 , ergibt sich daher = 0,637.
4. Anzahl der Nägel, zu berechnen aus der anzuschließenden Stabkraft und der Tragfähigkeit des einzelnen Nagels.
5. Länge der Nägel, bedingt durch die Gesamtdicke der Hölzer.
6. Platzbedarf und Anordnung der Nägel.
7. Beanspruchung des Stabquerschnitts.

Zu beachten ist ferner: Die Faserrichtung ist ohne Einfluß auf die Tragfähigkeit, wenn nur die Nägel von einem belasteten Rande genügenden Abstand haben ($\geq 12d$). — Bei Zugstäben ist die Schwächung des Holzquerschnitts durch die vorderste Nagelreihe zu berücksichtigen. — Ein Umschlagen der Nagelspitzen fällt bei dickeren Hölzern fort; bei dünnen ist es angebracht, beeinflußt die Tragfähigkeit aber nur unwesentlich. — Runde Nägel sind besser und wirtschaftlicher als kantige, weil sich die Holzfasern der Oberfläche des runden Nagels besser anschließen, ohne daß ein Spalt entsteht. — Die Kraftübertragung zwischen Holz und Nagel hängt vom Lochleibungsdruck ab, dieser wieder vom Schlankheitsgrad der Nägel. Zweckmäßig ist zu wählen: λ = Holzdicke; Nageldicke = 6 bis 11,5, steigend mit der Holzdicke. Für die üblichen 3,8 mm dicken Nägel für Bretter und $\lambda = 6$ ist der zulässige Lochleibungsdruck 60 kg/cm^2 für einschnittige, 120 für zweischnittige Verbindung. Für $\lambda = 12$ sinken die Werte auf 25 bzw. 50. — Auch frisch geschlagenes Holz kann unbedenklich für Nagelverbindung verarbeitet werden. — In Dauerbauten, die besonderer Rostgefahr ausgesetzt sind, sollen die Nägel einen Oberflächenschutz aus Zink oder Kadmium erhalten, wie seit langem im Kühlturbau üblich.

Prof. Dr.-Ing. Gaber VDI behandelte „Holzträger als Ersatz für Stahlträger im Hoch- und Brückenbau“. Viele der im Siedlungs- und Hallenbau heute verbrauchten Walzträger können durch Holzträger von gleicher Tragkraft und Steifigkeit ersetzt werden⁴⁾. Auch hölzerne Brücken von ausreichender Verkehrssicherheit und Lebensdauer sind aus deutschem Holz herstellbar, wie Beispiele von Landstraßenüberführungen über die Reichsautobahn beweisen.

Verbindungsmittel für vollwandige zusammengesetzte Holzbiegeträger sind: wasserfester Leim, Nägel und Einpreßdübel, Krallenband. Alle drei verteilen die Kraft gleichmäßig über die ganze Berührungsfläche und bleiben auch unter beweglicher und stoßweiser Belastung genügend tragfähig, unabhängig von der Witterung. Bei Nägeln und Einpreßdübeln wird die Steifigkeit der Träger durch wiederholte Belastung sogar vergrößert.

Der größte genormte Balken 20/26 cm ersetzt schon ein I 18 (Abb. 1). Damit die Durchbiegung nicht größer wird als beim Walzträger, muß außer dem nötigen Widerstandsmoment auch ein genügend großes Tragmoment geschaffen werden, Holzträger müssen, um diesen Forderungen zu genügen, mindestens etwa die 1,5fache Höhe des zu ersetzenden Walzträgers haben.

Bis zu 50 cm Höhe lassen sich Holzträger als Hohlbalken mit zwei Balken und seitlicher Begrenzung durch waagerechte, durchlaufende Bretter ausbilden. Durch Auflegen von Gurtplatten lassen sich Tragkraft und Steifigkeit billig steigern. In der Nähe des Auflagers werden die im Steg auftretenden hohen Schubspannungen durch quer zur Trägerachse angebrachte Brettstücke aufgenommen, die auch unter den Angriffspunkten der Einzellasten als Stegversteifung zweckmäßig sind. Nach den Versuchsergebnissen ist für solche Hohlbalken aus Nadelholz eine statische Biegespannung von $\sigma_{b \text{ zul}} = 100 \text{ kg}/\text{cm}^2$ unbedenklich statthaft, sofern an den am stärksten beanspruchten Stellen keine Schrägfasern oder Äste sind.

Bei größerer Trägerhöhe sind die Stege aus einzelnen, stumpf gestoßenen Brettern, unter 90° oder 45° gegen die Gurthölzer geneigt, zu bilden (Abb. 2 u. 3). Den geringsten Holzaufwand erfordert ein Hohlbalken mit den Abmessungen nach Abb. 4. Wird die zulässige Biegespannung für Nadelholz zu 100, für Stahl zu 1400 angesetzt, so lassen sich die größten Walzträgerprofile I 55 und IP 45 durch die in Abb. 2 u. 3 gezeigten Hohlbalken vollwertig ersetzen.

Abb. 5 zeigt einen Hohlbalken mit zwei weiteren halben Gurthölzern und mit Gurtplatten; die Stoffverteilung erinnert an einen Breitflanschquerschnitt.

Bei Vollwandträgern in I-Form wird der Steg aus einem durchgehenden Brett, bei größerer Höhe wieder aus stumpf gestoßenen Brettern gebildet. Für noch größere Höhe werden zwei Bretterlagen, sich rechtwinklig kreuzend und unter 45° gegen die Gurte geneigt, angeordnet (Abb. 6). Bei beschränkter Bauhöhe kommt eine Teilung des Steges in drei Teile in Frage, der mittlere aus zwei, die Seitenstege aus je einer Bretterlage gebildet. Die Gurte bestehen dann aus vier Kanthölzern mit mindestens einer durchgehenden Gurtplatte zur gleichmäßigen Kraftverteilung.

Unabhängig vom gewählten Verbindungsmittel genügen stets sägerauhe Bretter, Bohlen und Kanthölzer. Die Tragkraft hängt fast immer von der Zerreibfestigkeit der Gurtbretter ab, die daher keine groben Holzfehler an gefährlichen Stellen aufweisen dürfen.

Vielfache dynamische Versuche an Trägern mit Kauriteilm bzw. Nägeln als Verbindungsmitteln ergaben eine mittlere Biegefestigkeit von nur 165 kg/cm^2 . Für Hochbauzwecke dürfte trotzdem eine Beanspruchung von

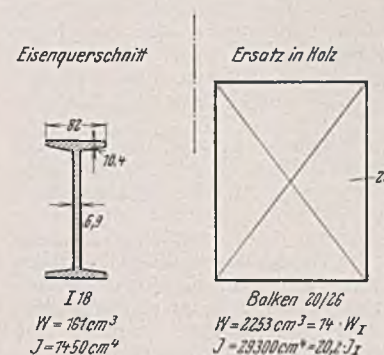


Abb. 1.

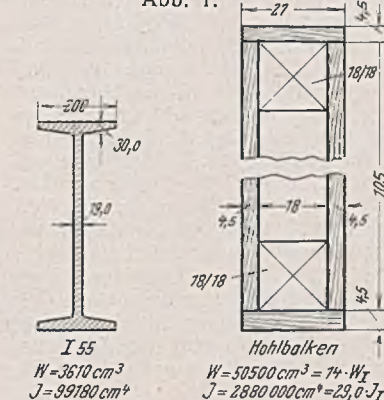


Abb. 2.

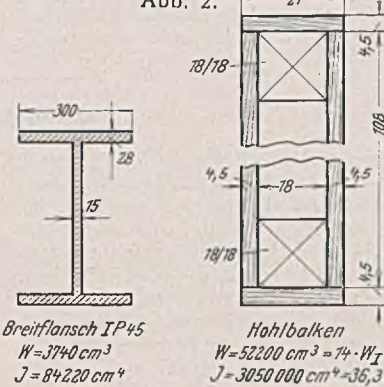


Abb. 3.

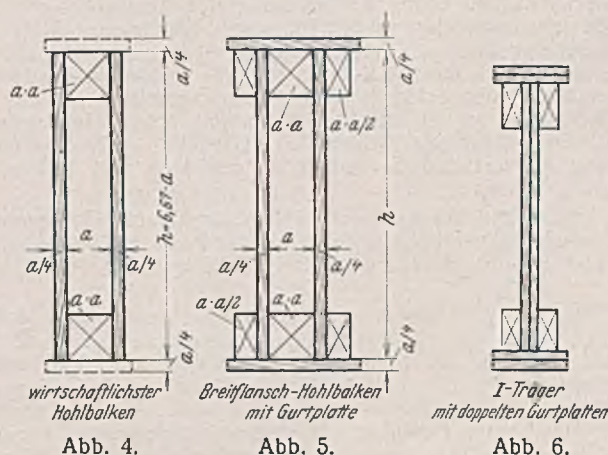


Abb. 4.

Abb. 5.

Abb. 6.

$\sigma_b = 100$ zulässig sein, bei Brückenbauten sollte dagegen nur $\sigma_{b \text{ zul}} = 65 \text{ kg}/\text{cm}^2$ zugrunde gelegt werden, entsprechend 2,5facher Sicherheit. Zum Schutze gegen Witterungseinflüsse im Freien sollten die Holzträger mit wasserlöslichen Salzen behandelt werden, auch mit Verschalung

³⁾ Schweiz. Bauztg. 1937, Nr. 13.

⁴⁾ E. Gaber, Zusammengesetzte vollwandige Nadelholzträger, RTA 1937, Nr. 48, S. 4.

oder Bedachung, wie früher üblich, versehen werden. Schutz gegen Feuer gibt wie beim Stahl am besten eine Ummantelung oder ein Wasser-glasanstrich.

Nach der Nagelung wurde auch „Leim als Verbindungsmittel im Holzbau“ in dem Vortrag von Dr.-Ing. habil. Mörath VDI eingehend besprochen.

Für das Gütezeichen der deutschen Sperrholzindustrie wurde die Tragkraft richtig ausgeführter Leimverbindungen auf 20 kg je cm² Leimfläche angesetzt. Beim üblichen 3,8 mm dicken Nagel für einzöllige Bretter wurde sie für einschnittige Belastung zu etwa 7,2 kg je cm² Nagelverbindungsfläche berechnet. Die Lücke zwischen beiden schließt der Einpreßdübel mit etwa 18 kg. Da durch ungenaue Flächenbearbeitung oder Druckverteilung leicht Verleimungsfehler vorkommen, die an diesen Stellen zu kleinen, sich rasch verbreitenden Brüchen führen, lag es nahe, den Verleimungspreßdruck durch Nagelung zu erzielen, etwa in Höhe der halben, für eine reine Nagelverbindung nötigen Nagelzahl (1,5fache Sicherheit).

Für dünne Stegteile ist Holz von möglichst ausgeglichenen Festigkeitseigenschaften, am besten also Sperrholz zu wählen. Tischlerplatten erwiesen sich als wenig gleichmäßig. Furnierplatten sind viel günstiger und werden jetzt ausschließlich verwendet.

Laufende Versuche im Forschungsinstitut der Deutschen Reichsbahn bezwecken, Unterlagen zu schaffen für die Wiederverwendung alter Eisenbahnschwellen durch Aufleimen von Hartholzplatten, für Ersatz eiserner Unterlagsplatten durch Buchenfurniersperrplatten und für Konstruktionsänderungen der Schwellen selbst nebst Holzsparnis. Gelingt eine einwandfreie tragfähige Verleimung dicker Hölzer, so könnten auch im Hausbau Kanthölzer mit rd. 30% Holzsparnis durch I-förmige Querschnitte aus verleimten Hölzern ersetzt werden. Eine Möglichkeit dazu bietet das neue Drahtleimfilm-Verfahren der Th. Goldschmidt AG in Essen. Dabei wird die für die Heißverleimung nötige Wärme nicht von den Heizplatten durch das Holz hindurch mit Zeitverlust an die Leimfläche herangebracht, sondern in der Leimfuge selbst erzeugt und während der kurzen Preßdauer von höchstens 3 min wirksam erhalten. Leimträger ist hier ein dünnes Drahtgewebe von 0,4 mm Durchm., in das Schwachstrom zum Erreichen einer Höchsttemperatur von 160 bis 195° C geleitet wird. Die im Laboratorium ausgeführten Verleimungen führten sämtlich zu einwandfreien Erfolgen, da die Feuchtigkeit in der Leimfuge durch die Hitze örtlich verdunstet wird. Sowohl nach Wasserlagerung wie nach 16-stündigem Kochen brach das verleimte Holz stets außerhalb der Leimfuge. Zum Vergleich wurden getränkte und ungetränkte Buchenfurniere ebenso mit Drahtfilm verleimt und wie in der Sperrholzindustrie geprüft. Bei richtig ausgeführter Verleimung läßt sich nach den Versuchsergebnissen auch bei starken Holzquerschnitten stets eine einwandfreie Holzverleimung erzielen mit einer Fugenfestigkeit von 30 bis 40 kg/cm².

Zum Strecken des Kunstharzleimes ist Roggenmehl brauchbar, dessen Benutzung aber ab 1. Januar 1938 verboten ist. Dem Kaurit kann nach neuesten Versuchen jedoch feingemahlenes Holzmehl und vorher ver-

kleistertes Kartoffelmehl mit gleichem Erfolge zugesetzt werden, dessen Zuteilung für die nächsten 6 Monate bereits genehmigt und sichergestellt ist. Für die weitere Entwicklung der Holzverleimungstechnik bestehen also vorläufig keine Rohstoffhindernisse. —

Aus der Fachsitzung „Holzverarbeitung“ waren für den Bereich des Bauwesens noch bedeutungsvoll die Ausführungen von Dr.-Ing. Kraemer VDI über „Schichtholz als Werkstoff“⁵⁾.

In den wenigen Jahren seit seiner ersten Anwendung hat es sich wichtige Verwertungsgebiete erobert. Es wird durch Verleimen vieler dünner Buchenfurniere mit einem wasser- und schimmelfesten Kunstharzbindemittel hergestellt. Der Faserverlauf in den einzelnen Lagen ist dabei im Gegensatz zum Sperrholz in der Regel gleichgerichtet. Raumbeständigkeit und Gleichmäßigkeit der Festigkeitseigenschaften sind weit größer als beim Vollholz.

Beim „verdichteten“ Schichtholz, dem „Lignofol“, werden die mit dünner Kunstharzschicht überzogenen Buchenfurniere unter hohem Druck bei hoher Temperatur gleichzeitig verleimt und verdichtet. Das Raumgewicht steigt durch diese Behandlung auf 1,35 bis 1,40 kg/dm³. — „Nicht verdichtetes“ Schichtholz entsteht, indem 0,1 bis höchstens 2,0 mm dicke Buchenfurniere mittels Tegofilms bei 130 bis 150° C unter ≥ 15 at Druck gepreßt werden. Das Raumgewicht dieses Vielschichtholzes, etwa 0,7 bis 1,1, sowie die Festigkeitseigenschaften können je nach Wahl der Furnierdicke und des Preßdrucks verändert werden. Die Raumbeständigkeit ist größer als beim verdichteten Schichtholz.

Dicke Schichtholzblöcke wurden bisher mittels Kaltleims verbunden; das Ergebnis war nicht immer befriedigend. Mit Hilfe des vorher erwähnten Drathleimfilm-Verfahrens ist die Schwierigkeit jetzt behoben. Die Flächenabmessungen dieser Blöcke sind lediglich durch die Größe der Pressen bedingt. Im Flugzeugbau werden 5 bis 10 m lange Platten für Holmgurte verwendet. Sehr vorteilhaft ist hier die erhebliche Gewichtsersparnis infolge der hohen Druck- und Lochleibungsfestigkeit und die bessere Formbeständigkeit.

„Spaltfestes“ Schichtholz hat eine um rd. 50% höhere Spaltfestigkeit als gewöhnliches Schichtholz. Dabei werden sehr dünne Querlagen, etwa 0,1 mm dick, mit Längslagen von 1 mm Dicke wie bei Sperrholz verleimt. Außer für Luftschrauben wird es für zahlreiche andere Zwecke angewendet, wo hohe Spaltfestigkeit zugleich mit großer Festigkeit in einer Richtung gefordert wird.

„Sternförmige“ Verleimung der Furniere ergibt das für Zahn- und Laufräder verschiedenster Art verwendete „Sternschichtholz“. Die Gesamtfestigkeit ist freilich etwas geringer, dafür ist große Gleichmäßigkeit gewährleistet. Geringe Abnutzung und ruhiger Lauf sind für solche unverdichteten Schichtholzräder während 16 Monate langen 2-Schichten-Betriebes bereits erwiesen.

⁵⁾ O. Kraemer, Neue Anwendungsgebiete für Schichtholz. RTA 1937, Nr. 48, S. 34.

Vermischtes.

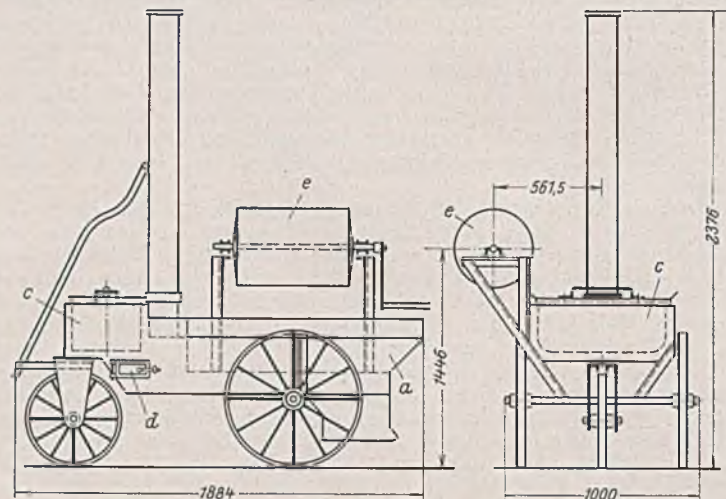
Bergakademie Freiberg (Sa.). Der bereits in Bautechn. 1938, Heft 2, S. 27, kurz angekündigte 12. Lehrgang des Erdbaulaboratoriums der Bergakademie Freiberg (Sa.) wird vom 14. bis 16. und 21. bis 23. Februar 1938 (im ganzen sechs halbe Tage) in Frankfurt a. Main als Vortragsreihe mit Praktikum über „Neuzeitliche Baugrundlehre“ stattfinden. Vortragende sind Prof. Dr.-Ing. Kögler und Dozent Dr.-Ing. habil. Scheidig. Veranstalter ist — mit Unterstützung des NS-Bundes Deutscher Technik (NSBDT), Gauverwaltung Hessen-Nassau — die Wirtschaftsgruppe Bauindustrie, Bezirksgruppe Hessen in Frankfurt a. Main, Adolf-Hitler-Anlage 1, die jedem Auskunft gibt.

Gerät zum Ausbessern bituminöser Straßendecken. An bituminösen Straßendecken wurden bisher Ausbesserungsarbeiten vielfach mit behelfsmäßigen Mitteln ausgeführt, so daß Teernester, Wulste oder Unebenheiten an den Decken entstanden. Sollen die Ausbesserungsarbeiten einwandfrei ausfallen, so müssen das Bindemittel und die Steine im richtigen Verhältnis zueinander und bei richtiger Temperatur gemischt werden. Diese Bedingungen sind nur zu erfüllen, wenn mit einem Gerät gearbeitet wird, das die Bestandteile sachdienlich vermischt. Außerdem muß das Gerät leicht ortsveränderlich, einfach zu bedienen und billig im Betriebe sein.

Eine solche Einrichtung, die von Herm. Meyer entwickelt worden ist, besteht aus der Splitt-Trockendarre *a* mit der Feuerung *b* (s. Abb.), dem Teerkocher *c* mit der Feuerung *d*, der Mischtrommel *e* und dem Fahrstell.

Die Darre zum Trocknen und Erwärmen des Splittes hat eine Muldenform, durch die der Splitt bequem umgeschauelt werden kann. Die Verbrennungsluft der Feuerung ist regelbar. Der Teerkocher mit einem Inhalt von 50 l ist zum leichteren Füllen aus dem Ofengehäuse herausnehmbar. Da die Temperaturen des Splittes und des Teeres nicht gleich sind und zum Erzeugen einwandfreier Mischungen verschieden eingestellt werden müssen, sind die Feuerungen für die Splittdarre und den Teerkocher getrennt. Die Rauchgase beider Feuerungen ziehen durch einen gemeinsamen Schornstein ab. Im Innern der Mischtrommel sind Meßmarken angebracht, durch die sich die Splittmenge gleichbleibend einhalten läßt. Das Bindemittel wird durch eine Meßkeile zugegeben. Wenn die Trommel gefüllt und durch die Klappe verschlossen ist, wird

an der Handkurbel gedreht und infolge der Abweisbleche im Innern eine eingehende Durchmischung der Bestandteile erzielt. Beim Öffnen der Klappe fällt das Mischgut über ein verstellbares Leitblech unmittelbar in eine untergefahrte Schubkarre. Die Laufräder laufen in Rollenlagern, durch die sich das Gerät leicht verfahren läßt. R.—



Gerät zum Ausbessern bituminöser Straßendecken.

a Splitt-Trockendarre, *b* zugehörige Feuerung, *c* Teerkocher, *d* zugehörige Feuerung, *e* Mischtrommel.

INHALT: Wirtschaftliche Ausbaugröße und bauliche Anordnung von Flußkraftwerken. — Die Arbeiten der Reichswasserstraßenverwaltung im Jahre 1937. (Fortsetzung). — Hochwasser am Mississipp. — Bericht über die Holztagung 1937. — Vermischtes: Bergakademie Freiberg (Sa.). — Gerät zum Ausbessern bituminöser Straßendecken.

Verantwortlich für den Inhalt: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.