

DIE BAUTECHNIK

5. Jahrgang

BERLIN, 4. März 1927.

Heft 10

Die geplante Nabtalentwässerung im Weidener Becken zwischen Neustadt und Rothenstadt.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Oberbauamtmann Popp, Weiden (Oberpfalz).

Die Nabtalentwässerung bei Weiden in der Oberpfalz verfolgt in ihren Grundzügen kulturtechnische landwirtschaftliche Zwecke, verbindet aber mit ihrer Durchführung auch die Hochwasserfreilegung und Beschaffung der Kanalisationsvorflut für die Stadt Weiden und den Ausbau eines hochwasserfreien Talüberganges für die meist von Arbeitern bewohnte Ortschaft Schirmitz nach Moosbürg und Weiden.

Der Talabschnitt bei Weiden zwischen Neustadt an der Waldnab und Rothenstadt bildet ein breites Becken, in dessen Mitte die aufblühende Stadt Weiden liegt. Am unteren Ende des Durchbruchtales der Waldnab zwischen den äußersten Ausläufern des Fichtelgebirges und des Böhmer Waldes gelegen, begleiten es im Osten bewaldete Granit- und Gneishöhen der Vorberge des weiter nach Südosten ziehenden Böhmer Waldes, während im Westen die flachen Sandwellen des Keupers anstoßen.

Der Talboden selbst liegt auf dem Rotliegenden und besteht in seinen obersten Schichten fast durchgängig aus leicht lehmigen Sanden, die auf reinem, nach unten in Kies übergehendem Sand lagern. Den oberen und unteren Talabschnitt durchziehen dünne Tonschichten von 0,2 bis 0,5 m Stärke in Tiefen von 0,6 bis 1,0 m unter der Oberfläche; im mittleren Abschnitt (bei der Stadt Weiden) lagert der Sand unmittelbar auf Kies.

Die das Tal durchfließende Waldnab (s. Lageplan) liegt aufgesattelt; ihr Gefälle von 17,70 m wird in dem etwa 12,5 km langen Lauf durch sieben Triebwerke (s. Längenschnittplan 3) ausgenutzt.

Der gestaute Wasserspiegel verhindert das Austreichen des Grundwassers und das Zurückfließen des ausgetretenen Hochwassers. Die Folge davon ist, daß weite Talflächen einer vollkommenen Versumpfung anheimgefallen sind und nur noch nach Menge und Güte geringwertige Futterernten liefern. Hoher gelegene Grundstücke weisen zwar einen etwas besseren Bewuchs auf, besitzen aber immer noch keine genügende tiefe, von Grundwasser freie obere Bodenschicht, die als Wurzelentwicklungsraum für gute Wiesenpflanzen notwendig wäre. Sie bleiben deshalb ebenfalls im Ertrag zurück und können mit den gewöhnlichen Mitteln des landwirtschaftlichen Betriebes nicht gründlich bewirtschaftet werden. Außerdem werden weite Talflächen im Winter und Vorfrühjahr alljährlich monatelang unter Wasser gehalten und im Sommer sehr häufig die Heu- oder Grummeternternten durch unzeitige Hochwässer ganz oder teilweise vernichtet. Nur streckenweise befinden sich schmale Wiesenflächen entlang der als Werkkanal dienenden Waldnab in einem besseren Zustande. Sie werden bei höheren Wasserführungen aus dem Werkkanal vom übertretenden Wasser überrieselt und besitzen in den beiderseitigen Geländemulden natürliche Abflußbecken für das Wasser. Für sie hat also die Natur eine gute Wässerungseinrichtung mit natürlicher Abwässerung geschaffen.

Der Stadt Weiden raubt das Hochwasser seinen natürlichen Entwicklungsraum. Der hochgestaute Nabwasserspiegel bietet außerdem für ein größeres schon bebautes Gebiet nicht genügend Vorflut zur Durchführung der Kanalisation, und schließlich werden die Gesundheitsverhältnisse der Stadt und ihr Verkehr mit der Umgebung durch langanhaltende Überschwemmungen sehr nachteilig beeinflußt.

Die Ursache dieser Mißstände bildet die Waldnab. Sie kann die im Durchbruchtal mit hohem Geländegefälle oberhalb des Weidener Beckens herangeführten Hochwassermengen in ihrem bei Neustadt beginnenden eigentlichen Tallauf mit geringem Gefälle nicht mehr bewältigen und in ihrem hohen gestauten Wasserspiegel dem Grundwasser und Tagwasser nicht genügend Vorflut zum Austreichen und Abfließen geben.

Zweck des Unternehmens.

Durch Entschluß des Bayerischen Ministeriums des Innern vom 10. Oktober 1913 wurde das Kulturbauamt Weiden mit der Aufstellung eines technischen Entwurfes zur Schaffung einer ordnungsgemäßen Wasserwirtschaft im Waldnabtal bei Weiden beauftragt. Zweck der zu treffenden Maßnahmen soll sein:

1. das Tal von den häufig wiederkehrenden Sommerhochwässern zu befreien und damit die Ernten im Tal sicherzustellen,
2. die Vorflut zu beschaffen für eine Grundwasserspiegelabsenkung auf mindestens 0,7 m unter Gelände und dadurch eine obere Bodenschicht zu gewinnen, die als Standort der nährstoffreichen schmackhaften und bekömmlichen Futterpflanzen dienen kann,
3. den Gebieten im Tal, die nicht für die Bebauung in Frage kommen, die düngenden Überflutungen aus der Nab zu erhalten, sie aber nach der Abwässerung rasch und gründlich wieder abzuführen,

4. das Bebauungsgebiet der Stadt Weiden katastrophenhochwasserfrei zu legen,
5. dem Stadtgebiet die Vorflut zur Kanalisation zu schaffen und
6. einen hochwasserfreien Talübergang zwischen Schirmitz und Moosbürg zu bauen.

Maßnahmen.

Zur Erreichung dieses Zweckes war es notwendig, den Talabschnitt Weiden—Rothenstadt zusammenzufassen (Plan 1). Er bildet von Natur aus ein geschlossenes Becken. Die Vorflut für die tief gelegenen Teile im oberen Talabschnitt kann erst unterhalb Weiden, im Unterwasser der Schirmitzer Mühle gewonnen werden, ebenso verlangt die Vorflutgewinnung für den Weidener Abschnitt die Fortsetzung des Unternehmens bis ins Unterwasser der Pirkmühle, wo gleichzeitig für den untersten Abschnitt bei Schirmitz die notwendige Abwässerung ermöglicht wird. Auch die Hochwasserableitung verlangt, daß der Talabschnitt zusammengefaßt wird. Im einzelnen sind folgende Maßnahmen durchzuführen:

1. Regulierung der Waldnab vom Beginn des Unternehmens unterhalb Neustadt a. d. Waldnab bis zum einzubauenden Hochwassereinlaßwehr etwa 1 km oberhalb des obersten Triebwerks Hammerharlesberg,
2. Ausbau eines Hochwasserkanals vom genannten Hochwassereinlaßwehr bis ins Unterwasser der Pirkmühle, des untersten Triebwerkes des ins Unternehmen einbezogenen Talabschnitts zur Aufnahme und unschädlichen Abführung der Sommerhochwässer in den Gebieten für landwirtschaftliche Entwässerung und der Katastrophenhochwässer im Stadtgebiet Weiden,
3. Ausbau der jetzt bestehenden Waldnab als Werkkanal für die Triebwerke und als Wasserzuleiter für die zu erhaltende Bewässerung,
4. Ausbau eines Hochwasserauslaßwehres mit Mühlkanaleinlaufbauwerk am Beginn des Hochwasserkanals etwa 1 km oberhalb des Werkes Hammerharlesberg zur Führung des Hochwassers zum Hochwasserkanal und zur Zuleitung des Werkwassers und Wasserwassers in den Werkkanal,
5. Bau zweier Unterführungen des Werkkanals ober- und unterhalb Weiden unter dem Hochwasserkanal,
6. Anlage mehrerer Wehre im Hochwasserkanal etwa in Verbindung mit breiten geländewellenartig ausgebauten, niederen Staudämme quer zum Tal, um nach der Talentwässerung eine etwa noch für notwendig erachtete Bewässerung durch Überstauung durchführen zu können,
7. Auflassung der Stadtmühle in Weiden, hauptsächlich aus städtebaulichen Rücksichten,
8. Anpassung der sechs Triebwerke im Bauabschnitt an die Regulierung,
9. Umbau der bestehenden Flutbrücke in Weiden zur Anpassung an den durch sie zu führenden Hochwasserschlauch,
10. Errichtung von elf Wirtschaftsbrücken aus Eisenbeton, über den Hochwasserkanal und die als Werkkanal ausgebaute Waldnab,
11. Anpassung des Freisgrabens bei Edeldorf, der Schweinenab, des Almers- und Weidingbaches bei Weiden und des Pfluggrabens bei Moosbürg durch Regulierung an den Hochwasserkanal und endlich die Führung von 21 Entwässerungsgräben zur Entwässerung der Talsenken.

Das Einzugsgebiet der Waldnab umfaßt bei der Eisenbahnbrücke in Neustadt a. d. Waldnab am Beginn der Regulierung rd. 700 km² und an ihrem Ende bei Rothenstadt rd. 936 km².

Unter Einteilung des Talbeckens in drei Abschnitte (Abschnitt I Neustadt a. d. Waldnab-Mündung der Schweinenab oberhalb Weiden; Abschnitt II Mündung der Schweinenab-Unterführung der Waldnab und Mühlkanal unter dem Hochwasserkanal unterhalb der Leihstadtmühle in Weiden; Abschnitt III von hier ins Unterwasser der Pirkmühle oberhalb Rothenstadt) ergeben sich folgende abzuführende Wassermengen in m³/Sek.:

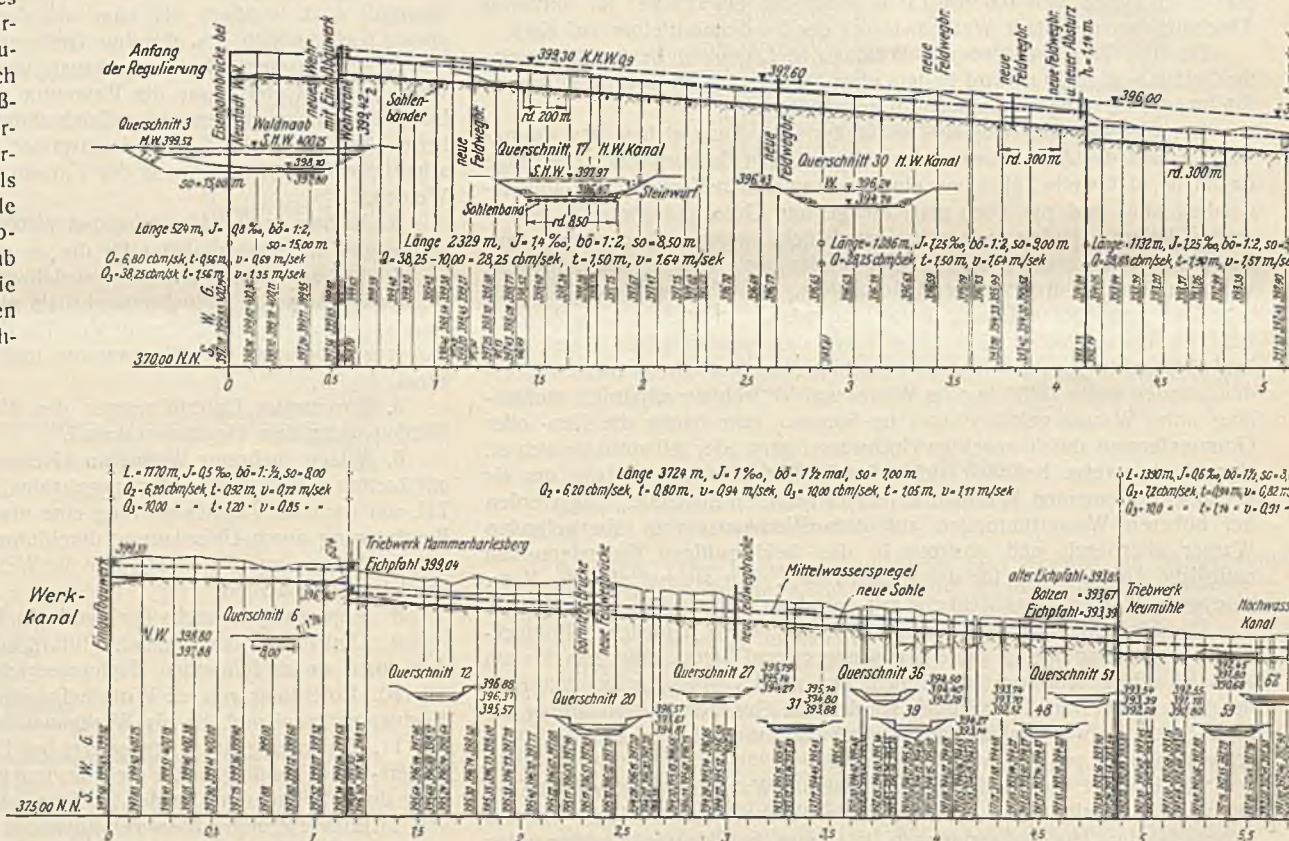
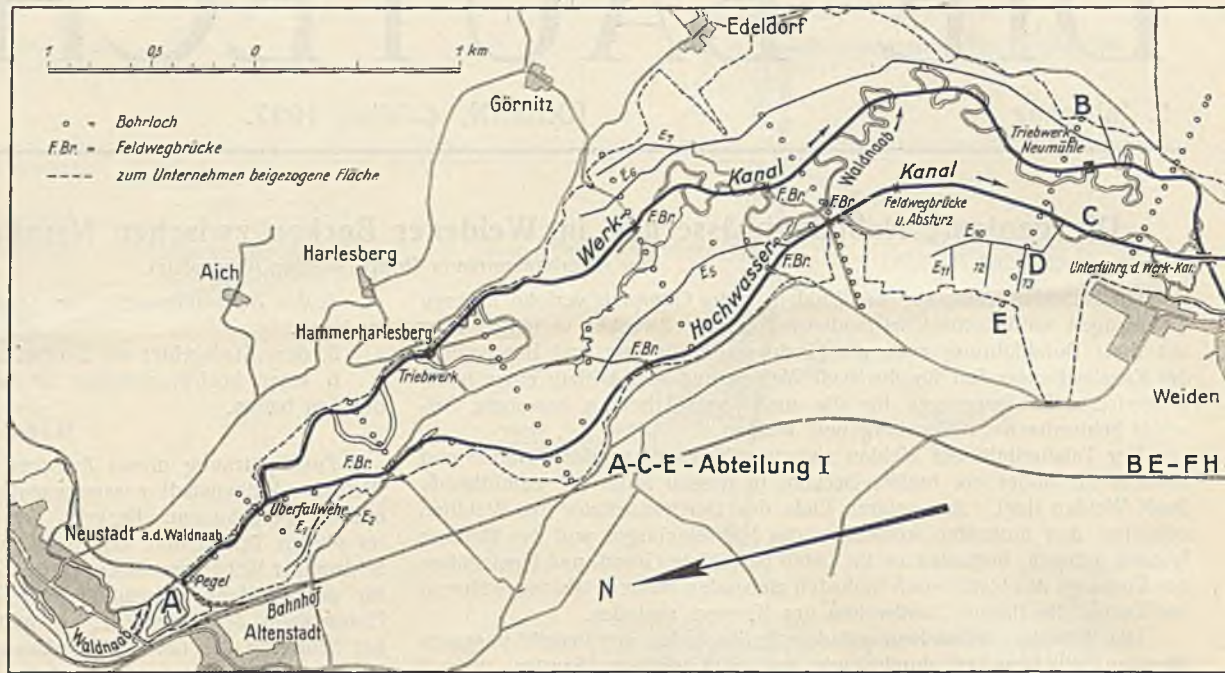
	Mindestspenden	Wassermengen im Abschnitt I mit E = 765 km ²	Wassermengen im Abschnitt II mit E = 900 km ²	Wassermengen im Abschnitt III mit E = 936 km ²
Niederwasser . . .	q ₁ = 0,004	Q ₁ = 3,1	Q ₁ = 3,6	Q ₁ = 3,75
Mittelwasser . . .	q ₂ = 0,008	Q ₂ = 6,2	Q ₂ = 7,2	Q ₂ = 7,5
Sommerhochwasser . .	q ₃ = 0,05	Q ₃ = 38,0	Q ₃ = 45,0	Q ₃ = 47,0
Winterhochwasser . .	q ₄ = 0,07	Q ₄ = 53,5	Q ₄ = 63,0	Q ₄ = 65,5
Kanalhochwasser . .	q ₅ = 0,21	Q ₅ = 161,0	Q ₅ = 189,0	Q ₅ = 196,0

Die Wasserspendsen wurden in Anlehnung an die von Ministerialrat Prof. Weigmann entworfenen Kurventafeln nach Maßergebnissen bei dem gleich großen Einzugsgebiet an der etwa 10 km unterhalb in die Waldnab mündenden Heidenab unter Berücksichtigung der starken Bewaldung und der großen wasserhaltenden Weiherflächen im oberen Teil des Einzugsgebietes geschätzt. Eine über zwölf Jahre sich erstreckende Beobachtung (1904 bis 1915) ergab, daß die Wasserspendsen von $0,035 \text{ m}^3/\text{Sek. km}^2$ neunmal, die von $0,05 \text{ m}^3/\text{Sek. km}^2$ nur zweimal und nur um ein geringes überschritten wurde. Nieder- und Mittelwassermengen lieferten ebenfalls die geschätzten Wasserspendsen.

Am Beginn des Unternehmens werden durch Regulierung der Waldnab von der Eisenbahnbrücke in Neustadt bis zum einzubauenden Wehr oberhalb des Triebwerkes Hammercharlesberg die Sommerhochwässer im Flußbett zusammengefaßt und sodann durch ein Überfallwehr mit Einlaßbauwerk das Wasser so verteilt, daß die Werk- und Wasserwasser ($10 \text{ m}^3/\text{Sek.}$) der als einziger Werkkanal für alle sechs Triebwerke im Bauabschnitt ausgebauten Waldnab zugeführt werden und die übrigen Wassermengen über den festen Überfall zum Hochwasserschlauch fließen.

Am Werkkanal werden entsprechend der Betriebswassermenge des best ausgebauten Werkes bis zu $8 \text{ m}^3/\text{Sek.}$ ohne Überlauf über das Wehr zugeführt und hiernach unter Beachtung der Eichpfahlhöhe der Hammercharlesbergmühle und der Abmessungen des Werkkanals die Wehrröhre auf Höhe 399,42 festgelegt. Die mit Hochwasserschildern versehene Einlaßöffnung zum Werkkanal und der Werkkanal selbst werden für $10 \text{ m}^3/\text{Sek.}$ Wasserführung ausgebaut. Die $2 \text{ m}^3/\text{Sek.}$ Überwasser über die höchsten Betriebswassermengen der Werke hinaus und auch das sonst von ihnen nicht benötigte Wasser steht der Landwirtschaft zum Wassern zur Verfügung. Bei einer Kronenbreite von 18,8 m (einschließlich des 3,5 m breiten Grundablasses) und bei bordvollem Lauf im Oberwasser leistet das Wehr $28 \text{ m}^3/\text{Sek.}$; Werkkanal und Wehr führen also zusammen die $38 \text{ m}^3/\text{Sek.}$ großen Sommerhochwässer ohne Überflutung ab. Der Grundablaß kommt für die Hochwasserableitung nicht in Betracht. Er soll zur Flußschlauchtüpfung und zur Werkkanalraumung geöffnet werden (s. Plan 4).

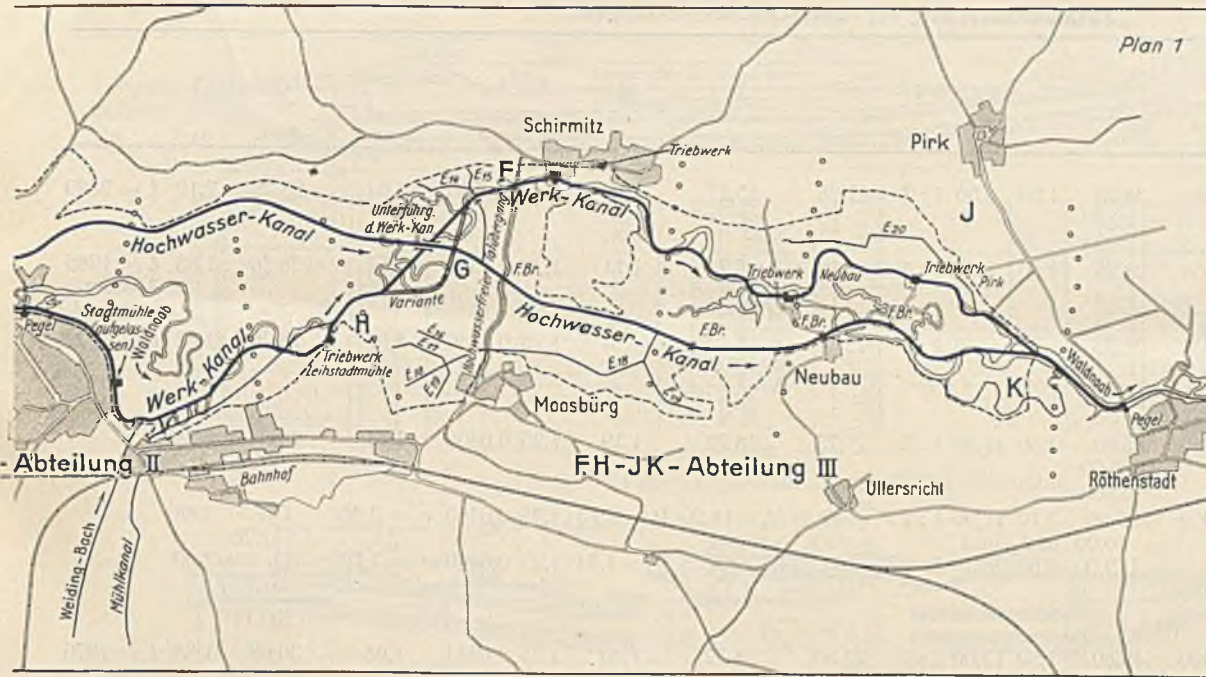
Der Hochwasserschlauch (s. Plan 2) folgt dem Hochwasserstromstrich und wird für die errechneten Sommerhochwassermengen in den einzelnen Abschnitten ausgebaut. Im Stadtgebiet Weiden werden zu beiden Seiten des Hochwasserkanals Dämme aufgeschüttet zur geschlossenen Abführung von Hochwässern bis zu $200 \text{ m}^3/\text{Sek.}$, der Wasserführung der Hochwasserkatastrophe im Winter 1909. Zur Vorflutbeschaffung für die Grundwasserspiegelabsenkung auf 0,7 m unter Geländeoberfläche bildet eine mittlere Schlauchtiefe von 1,5 m die untere Grenze, größere Tiefen auf längeren Strecken könnten auf den leichten Boden des Tales zu einer schädlichen



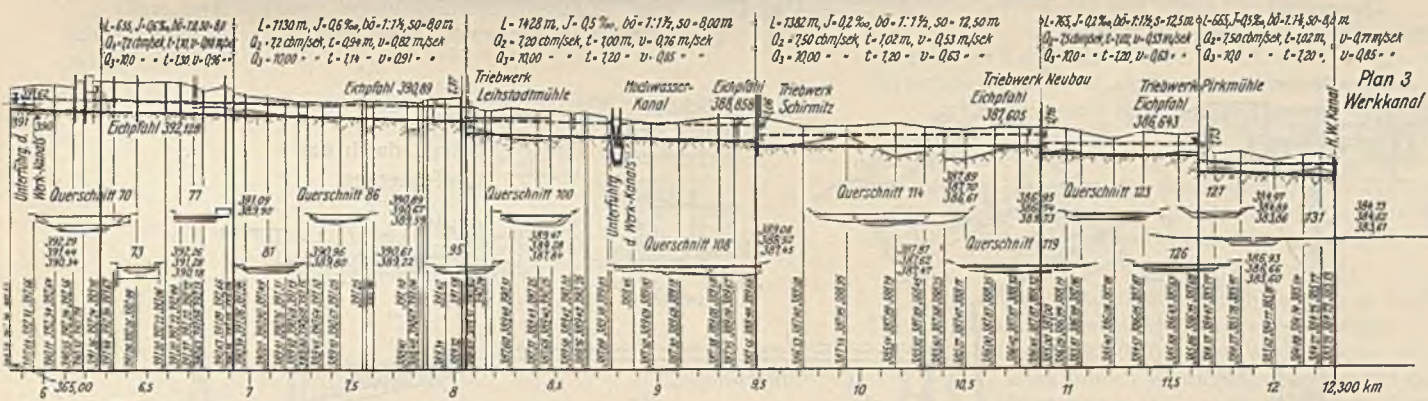
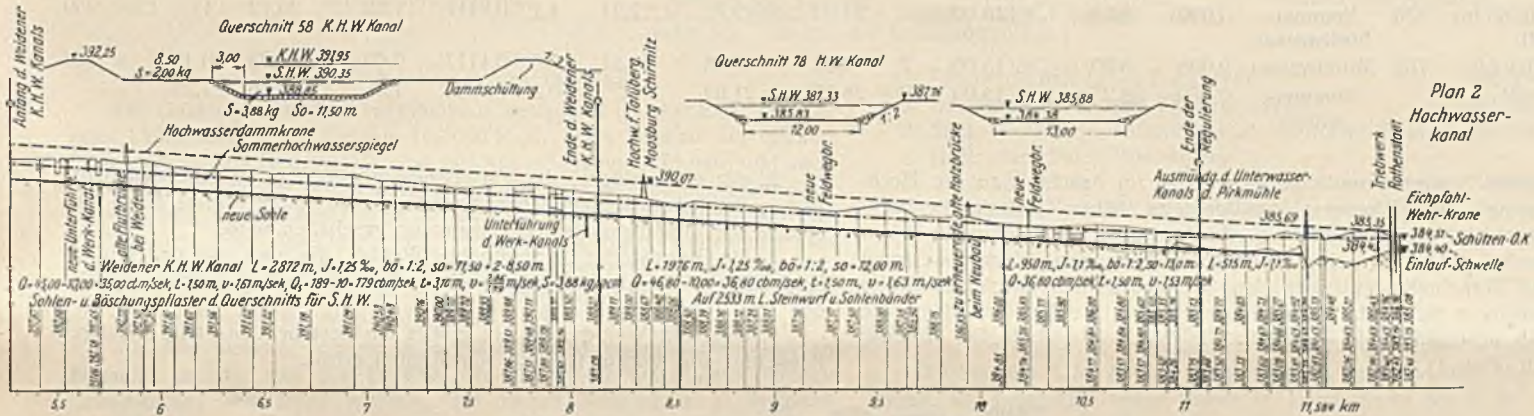
Austrocknung führen. In trockenen Jahren wird durch Wassern dieser Gefahr zu begegnen sein.

Die folgende Tabelle (S. 120) gibt über die Wasserführung und Querschnittsabmessungen Aufschluß.

Bei Querschnitt 4¹¹⁸ durchzieht das Tal eine geologische Verwerfung, die einen deutlichen Geländeabfall verursacht hat. In Verbindung mit einer Brücke wird dort ein etwa 1 m hoher Absturz zur Berechnung des Sohlgefälles eingebaut. Die Strecken der Hochwasserdämme durchfließen die Katastrophenhochwässer mit Geschwindigkeiten bis zu 2,0 m und mit Schleppkraftwerten (nach Kreuter $G = 1000 t \rho$) bis zu $3,9 \text{ kg/cm}^2$. Auf die Länge dieser Strecke ist zur Erhaltung der Standfestigkeit das eigentliche Flußbett vollkommen auszupflastern, die Vorländer und Dämme (2 m Kronenbreite, Böschung 1:2 wasserseitig, 1:3 landseitig) werden mit Rasen belegt. In den Strecken mit Sommerhochwasserführung ober- und unterhalb werden auch meist Wassergeschwindigkeiten von mehr als $1,5 \text{ m/Sek.}$ und Schleppkraftwerte bis zu $2,0 \text{ kg/cm}^2$ erreicht. Bei dem feinkörnigen Kies muß mit Sohlgrängen gerechnet werden. Zur Sicherung



BöschungsfüÙe werden durch Stangen oder Faschinen festgelegt. Bei den geringen Wassergeschwindigkeiten im Werkkanal (0,9 m/sek.) sind Ufer und Sohlenangriffe nicht zu befürchten. Im Weidener Stadtgebiet wird das Wasser zwischen Ufermauern geföhrt. An den Triebwerken selbst wird im Entwurf nichts geändert. Den Ausbau des durch Verkürzung des alten Stadtbaches und Auflassung der Stadtmöhle in Weiden gewonnenen Gefalles von je 0,5 m bleibt den Werkbesitzern überlassen. Bei den Talüberquerungen oberhalb und unterhalb Weiden ist der Werkkanal unter dem Hochwasser-schlauch zu unterföhren. Die beiden 52 m langen Unterleitungen (Plan 5) gelangen in Beton mit drei Öfnungen von 1,25, 2,3 m und kleinen Schlammbecken am unteren Ende zur Ausführung.



der Sohlenlage und des späteren endgültigen Ausbaues nach Anpassung an die Wasserföhung werden versenkte Sohlenbänder aus Bruchsteinen und Steinwurf an den BöschungsfüÙen vorgesehen und im Kostenanschlag ein Betrag für die Nachschaffung der im Laufe der ersten Jahre der Wirkung der Hochwasserföhung nachgesunkenen Steinwürfe und die Ausfüllung besonders tiefer Kolkungen vorgesehen. Die Böschungen 1:2 werden mit Rasen belegt.

Der Einbau von Stauwehren in den Hochwasserkanal zur Aufstauung des Wassers und Überflutung des Geländes zur Bewässerung geschieht nach Bedarf. Es steht zu erwarten, daß die meisten Landwirte nach Umstellung ihrer extensiven Wiesenwirtschaft auf eine gründliche mit Düngung und Pflege und guten Wiesengräsern auf die Wasserung durch Aufstau verzichten werden.

Der Werkkanal (Plan 3) erhält Abmessungen für 10 m³/Sek. Wasserföhung, bei Böschung 1:1,5 Sohlenbreite von 8 m und eine mittlere Tiefe von 1,2 m. Besondere Sicherungen sind nicht vorgesehen. Oberhalb des Stauwasserspiegels werden die Böschungen mit Rasen belegt. Die

Jede der drei Öfnungen ist durch Schüttenbretter verschließbar. Die Dücker föhren bei 12 cm Aufstau 8 m³/Sek., bei 18 cm Aufstau 10 m³/Sek. und bei 40 cm 15 m³/Sek.

Besondere Auslaßöffnungen in Form einfacher, mit Staubrettern verschließbarer Überfallkanten für die Wässerungen werden nach Bedarf eingebaut. Im Staubeereich der Triebwerke wird der Wasseraustritt für die Bewässerung durch Bretteraufsatz auf die Stauwehre bewirkt.

Der Weidingbach, der ein kleines Werk in Weiden mit Wasser versorgt, wird im Talgebiet als Entwässerungsgraben ausgebaut und kurz oberhalb der Leihstadtmöhle unter den Werkkanal hindurch zum Flutkanal geföhrt. Der geringe Wasserentzug durch diese Mittelwasserableitung des Weidingbaches wird durch Gefällverbesserungen und Befreiung von monatelangem Hinterwasser bei den unteren Triebwerken reichlich ausgeglichen (Plan 1).

Die vorgesehenen Entwässerungsgräben vermitteln die Vorflut des Hochwasserkanals unmittelbar an die Talsenkungen, die sie durchziehen (Plan 1).

Zusammenstellung der Querschnittbemessungen.

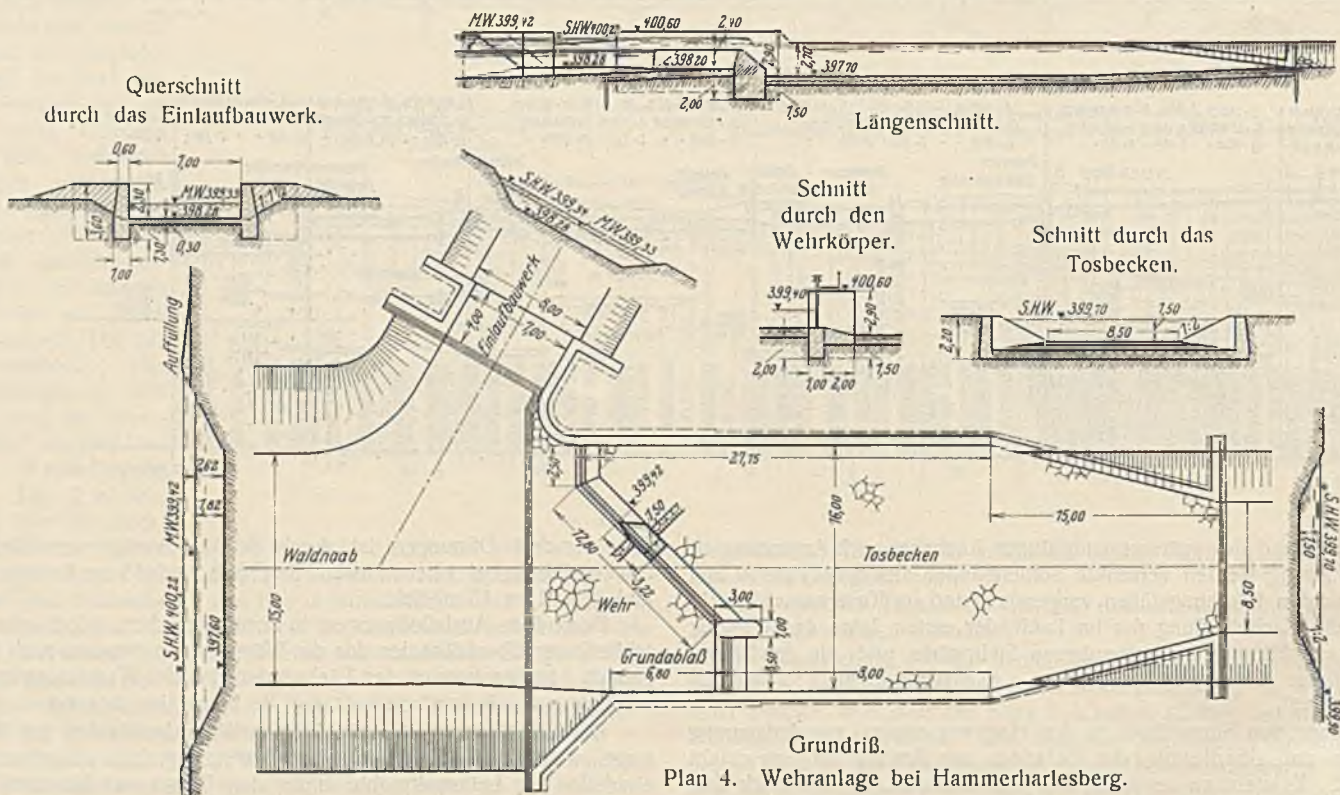
Fluß- bzw. Kanalstrecke	E	Art der Wassermenge	q	Q	t	so	bö	F	p	R	J	c	v	Q	S
	km ²		m ³ /Sek. km ²	m ³ /Sek.	m	m		m ²	m	m	‰		m/Sek.	m ³ /Sek.	kg
Vom Profil 5 bis Profil 29	765	Sommerhochwasser	0,050	38,25 - 10,00 = 28,25	1,50	8,50	1:2	17,25	15,22	1,13	1,4	0,0580	1,64	28,29	2,10 L = 2329
Vom Profil 29 bis Profil 37	765	Sommerhochwasser	0,050	28,25	1,50	9,00	1:2	18,00	15,72	1,14	1,25	0,0556	1,57	28,26	1,88 L = 1286
Vom Profil 37 bis Profil 47 (Ausmündung der Schweinab)	765	Sommerhochwasser	0,050	28,25	1,50	9,00	1:2	18,00	15,72	1,14	1,25	0,0556	1,57	28,26	1,88 L = 1132
Vom Profil 47 bis Profil 67 (Hochwasserschlauch in der Stadtgemeinde Weiden)	900	Sommerhochwasser	0,050	45,00 - 10,00 = 35,00	1,50	11,50	1:2	21,75	18,22	1,19	1,25	0,0460	1,61	35,02	1,88 —
		Katastrophenhochwasser	0,050	189,00 - 10,00 = 179,00	3,10 und 1,60	11,50 und 28,50	1:2	F ₁ = 49,45 U ₁ = -18,20 F ₂ = 32,32 U ₂ = -24,16	R ₁ = 2,73 R ₂ = 1,34	1,25	1,25	0,0460	v ₁ = 2,86 v ₂ = 1,79	Q ₁ = 142,28 Q ₂ = 57,85 = 200,14	3,88 2,00 —
Vom Profil 67 bis Profil 85	936	Sommerhochwasser	0,050	46,80 - 10,00 = 36,80	1,50	12,00	1:2	22,50	18,72	1,20	1,25	0,0444	1,63	36,68	1,88 L = 1976
Vom Profil 85 bis Profil 91	936	Sommerhochwasser	0,050	36,80	1,50	13,00	1:2	24,00	19,72	1,21	1,1	0,0417	1,53	36,72	1,65 L = 950
Vom Profil 0 bis 5 (Waldnab)	765	Mittelwasser	0,008	6,20	0,56	15,00	1:2	9,03	17,48	0,51	0,8	0,1117	0,69	6,23	0,45 L = 524
		Sommerwasser	0,050	38,25	1,56	15,00	1:2	28,27	21,92	1,29	0,8	0,0354	1,35	38,16	1,25 —

Zwischen Schirmitz und Moosbürg wird im Anschluß an die Hochwasserdämme des Weidener Stadtgebietes über Katastrophenhochwasserhöhe ein Straßendamm geschüttet und durch Ausbau einer Bezirksstraße auf ihm, eine Flutbrücke über den Hochwasserkanal und eine Verkehrsbrücke über den Werkkanal, ein hochwasserfreier Talübergang von Schirmitz nach Moosbürg und Weiden in erster Linie für die in Schirmitz wohnenden und in Weiden beschäftigten Arbeiter hergestellt (Plan 1).

2. alle Grundstücke, die entwässerungsbedürftig sind und denen die zum gedeihlichen Wiesenpflanzenwachstum notwendige Vorflut durch entsprechende Grundwasserspiegelabsenkung geschaffen wird,

3. die Grundstücke im Stadtgebiet Weiden, die auch von den größten Hochwassern befreit und durch die gebotene Vorflut Bebauungsgebiet der Stadt werden,

4. die Stadt Weiden, die ein großes zur bestehenden Stadt günstiges Baugebiet und Vorflut für ihre Kanalisation erhält,



Plan 4. Wehranlage bei Hammerharlesberg.

Fläche.

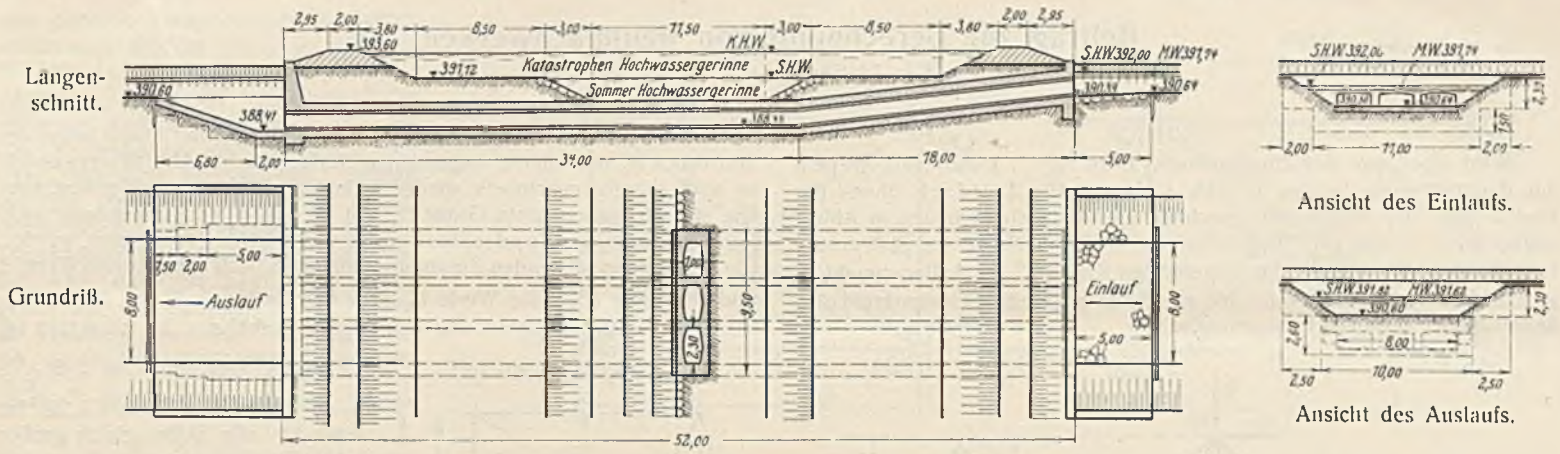
Ins Unternehmen werden die Grundstücke einbezogen, auf die sich die nutzbringenden Wirkungen der getroffenen Anordnungen erstrecken:

1. alle Grundstücke, die vor Überflutung im Sommer oder vor Katastrophenhochwasser geschützt werden,

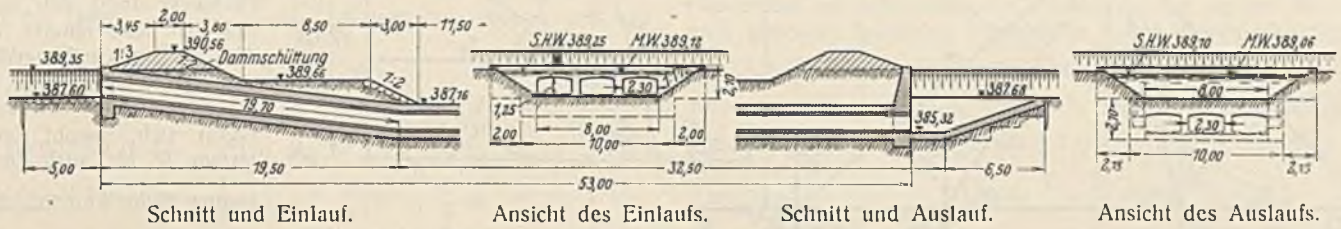
5. die Gemeinde Schirmitz, der Bezirk Neustadt a. d. Waldnab und die Stadt Weiden zusammen für die Herstellung des hochwasserfreien Talüberganges Schirmitz—Moosbürg und

6. die Besitzer der Triebwerke Hammerharlesberg und Neumühle für den Gefällgewinn ihrer Werke.

Die beigezogene Fläche umfaßt etwa 850 ha = rd. 2495 Tagwerke.



Plan 5a. Dükker unterhalb der Neutmühle.



Plan 5b. Dükker der Leihstadtmühle.

Kosten und Kostenverteilung.

Die Gesamtkosten des Unternehmens betragen 1 690 000 R.-M. einschl. einer Unterhaltungsrücklage von 102 000 R.-M. Zum Ausbau der offenen Fluß-, Kanal- und Grabenläufe sind 504 415 m³ Boden zu fördern und auch ein Mittel 500 m zur Einebnung der Altwässer und Dammschüttungen zu verfahren. Die Kunstbauten gelangen in Beton oder Eisenbeton zur Ausführung. Die Ausführung der Arbeiten ist unter weitestgehender Verwendung von Maschinen (Bagger-Lokomotivenbetrieb usw.) geplant. Es sind aber trotzdem noch 130 000 Arbeitertagschichten zu leisten. Über die Art der Bauausführung hat der Bauherr zu entscheiden.

Als Unternehmer kommt eine öffentliche Wassergenossenschaft in Betracht, zu der sich die Besitzer der ins Unternehmen einbezogenen Grundstücke, die Stadt Weiden, der Bezirk Neustadt a. d. Waldnab und die Gemeinde Schirmitz zusammenschließen haben. Die Gründung geschieht nach Art. 110, Abs. 1 des bayer. W. G.

Ohne einer späteren, anders gearteten Regelung durch die Genossenschaft vorgeifen zu wollen, wird folgende Kostenverteilung für zweckmäßig erachtet:

1. Landwirtschaft (2495 Tagwerke)	960 000 R.-M.
2. Baugebiet in Weiden (300 Tagwerke)	300 000 "
3. Stadt Weiden (Kanalisation und Stadterweiterung)	300 000 "
4. Hochwasserfreier Talübergang:	
a) Stadt Weiden	als beteiligte 30 000 "
b) Bezirk Neustadt a. d. Waldnab	öffentliche 30 000 "
c) Gemeinde Schirmitz	Lastenträger 30 000 "
5. Triebwerkbesitzer:	
a) Hammerharnberg (Gewinn 43 PS erh.)	21 500 "
b) Neutmühle (Gewinn 37 PS erh.)	18 500 "

Gesamtkosten 1 690 000 R.-M.

Die 960 000 R.-M. für die Landwirtschaft sind von 2495 Tagwerken zu tragen; auf 1 Tagwerk treffen daher im Durchschnitt 385 R.-M.

Bei Einteilung der Gesamtfläche in drei Zahlungsklassen

- Klasse 1: vollkommen versumpft und überschwemmt,
- 2: naß und überschwemmt,
- 3: weniger naß und nicht immer überschwemmt,

die etwa im Verhältnis 45:35:20 abzustufen wären, würden sich folgende Tagwerkbelastungen in abgerundeten Zahlen ergeben:

Klasse 1 (etwa 1600 Tagwerke)	= 435 R.-M.
2 (" 630 ")	= 340 "
3 (" 265 ")	= 195 "

Für das Baugebiet der Stadt Weiden etwa 300 Tagwerke unmittelbar südlich und östlich der Stadt wird eine Durchschnittsbelastung von 1000 R.-M. über die Belastung als landwirtschaftliche Grundstücke hinaus angesetzt.

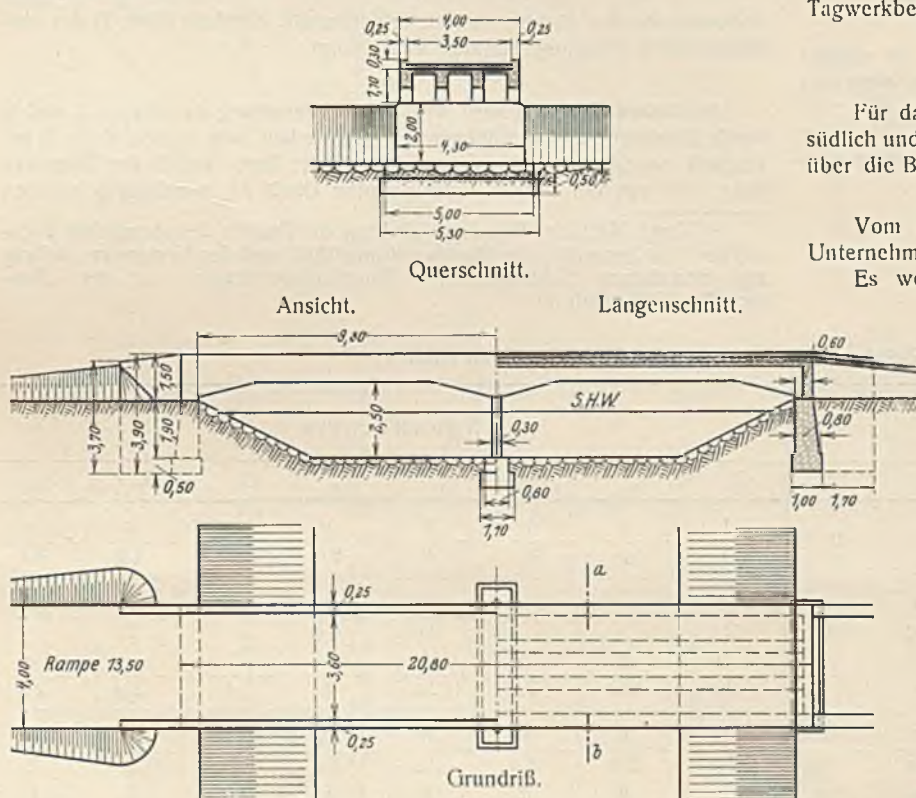
Wirtschaftlichkeit.

Vom volkswirtschaftlichen Standpunkte aus ist die Ausführung des Unternehmens unter allen Umständen gutzuheißen.

Es werden rd. 2500 Tagwerk Wiesenfläche in unmittelbarer Nähe eines großen Versorgungsgebietes mit einer Stadt mit 20 000 Einwohnern vor wertzerstörenden Überschwemmungen geschützt und in ihren Erträgen nach Menge und Güte gesteigert. Dadurch wird die Grundlage für eine gründliche Fleisch- und Milchwirtschaft in den beteiligten Wirtschaftsanwesen geschaffen und eine bessere Nahrungsmittelversorgung der Stadt Weiden angebahnt.

Die Weg- und Zufahrtverhältnisse im ganzen Talabschnitt werden verbessert und gesichert. Die Gewinnung von 80 PS Wasserkraft ist wenigstens für die örtliche Energiegewinnung nicht ohne Bedeutung. — Zahlenmäßig sind diese Folgen der Entwurfsausführung nicht durchaus faßbar. Ihre hohen wirtschaftlichen und kulturellen Vorteile dürften aber mit gutem Grunde nicht zu bestreiten sein.

Rein rechnungsmäßig ergibt sich aus dem Ernteschutz und der Ertragsmehrung ein Reinmehrertrag von 96 000 R.-M. Rein zahlenmäßig verzinst sich daher das für die Landwirtschaft aufzuwendende Gesamtkapital mit etwa 10%. — Die gesamte zahlenmäßig erfaßbare Werterhöhung (landwirtschaftlich benutzte Geländestücke, neues Baugebiet, Kanalisationsgebiet der Stadt und Wasserkraft) beträgt 4 450 000 R.-M.



Plan 6. Eisenbetonfeldwegbrücke Normale.

Alle Rechte vorbehalten.

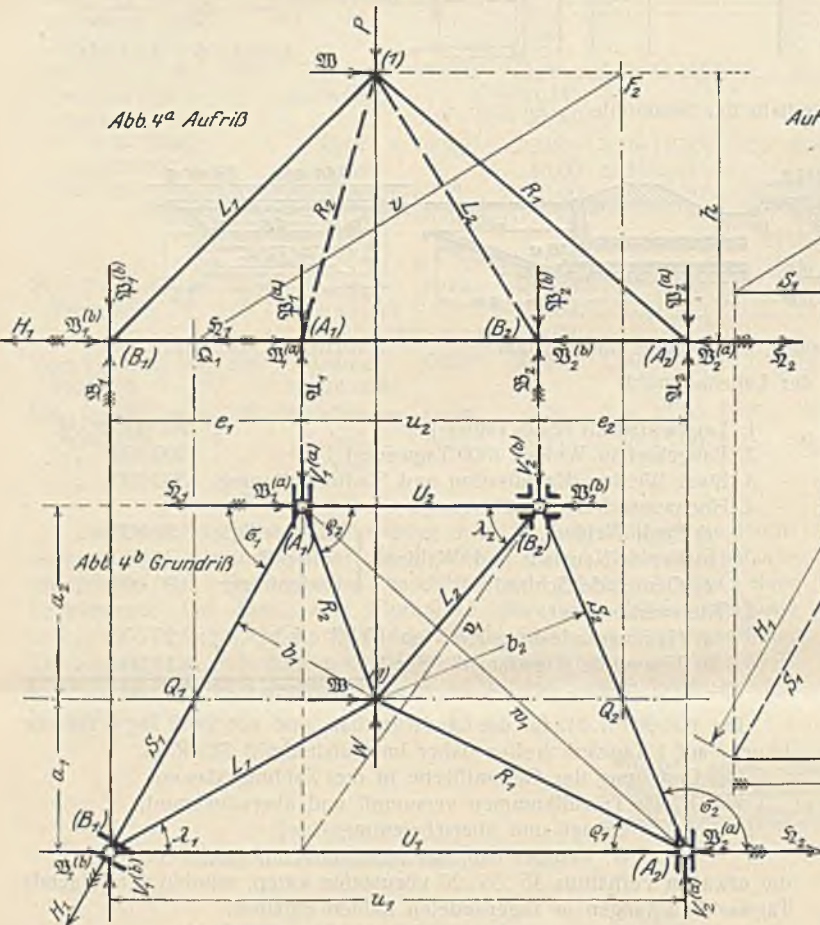
Beitrag zur Berechnung von Raumbachwerken.

Von L. Geusen in Dortmund.

(Schluß aus Heft 7.)

III.

Wird die Länge des Obergurtstabes O in Abb. 1 gleich Null, so geht das Raumbachwerk in das in Abb. 4 dargestellte Zeldach über. Die Bestimmung der Stützdrücke geschieht grundsätzlich nach den in Abb. 1 angegebenen Verfahren. Beispielsweise sind in Abb. 4c die Stützdrücke bei alleiniger Einwirkung der wagerechten Kraft $V_2^{(a)}$ im Auflagerpunkt A_1 gemäß Abb. 1k u. l ermittelt; der aus ihnen abgeleitete Gesamtkräfteplan bedarf keiner weiteren Erläuterung.



Wird auch das Auflager B_2 in ein Linienauflager mit einem lotrechten Stützdruck \mathfrak{B}_2 und einem wagerechten Stützdruck H_2 (Abb. 6) verwandelt, so wird das Raumbachwerk wieder in bezug auf H_2 statisch unbestimmt. Die statisch unbestimmte Größe H_2 soll für das in der Anwendung wichtigste Zeldach über quadratischem Grundriß (Abb. 7) abgeleitet werden. Die in der nebenstehenden Zusammenstellung (S. 123) aufgeführten Werte \mathfrak{E} sind der Zeile $V_2^{(b)}$, die Werte \mathfrak{E}_0 aber den Zeilen P , W und \mathfrak{B} der vorhergehenden Zusammenstellung entnommen, wobei $u = 2a$ zu setzen ist.

Es ergibt sich zunächst $\Delta \mathfrak{E} \approx \frac{s}{EF}$
 $= 0$; daher wird nach Gl. 28 bei einer für alle Stäbe gleich großen Temperaturänderung $H_2^{(0)} = 0$; das Fachwerk dreht sich im Grundriß um den Knotenpunkt (1), wie in Abb. 7b gestrichelt angedeutet, ohne daß eine Beanspruchung seiner Auflager und Stäbe eintritt. Ferner ergibt sich sowohl für die Belastung P als auch für die Belastung \mathfrak{B} der Wert $\Delta \mathfrak{E}_0 \approx \frac{s}{EF} = 0$, wenn den vier Stäben L und R dieselbe Querschnittsfläche F_r , den vier Stäben U und S aber dieselbe Querschnittsfläche F_u beigelegt wird, was in der Anwendung stets zutrifft; für diese Belastungen ist daher $H_2 = 0$. Endlich ergibt sich für die Belastung W der Wert

$$\Delta \mathfrak{E}_0 \approx \frac{s}{EF} = -\frac{1}{2a^2} \left(\frac{r^3}{E_r F_r} + \frac{a^3}{E_u F_u} \right),$$

so daß sich mit

$$\Delta \mathfrak{E}^2 \approx \frac{s}{EF} = \frac{1}{a^2} \left(\frac{r^3}{E_r F_r} + \frac{a^3}{E_u F_u} \right)$$

der Wert $H_2 = -\frac{W}{2}$ ergibt. Damit sind nunmehr nach Gl. 27 die Einflußwerte für das einfach statisch unbestimmte Zeldach (Abb. 7) der vorhergehenden Zusammenstellung hinzugefügt.

IV.

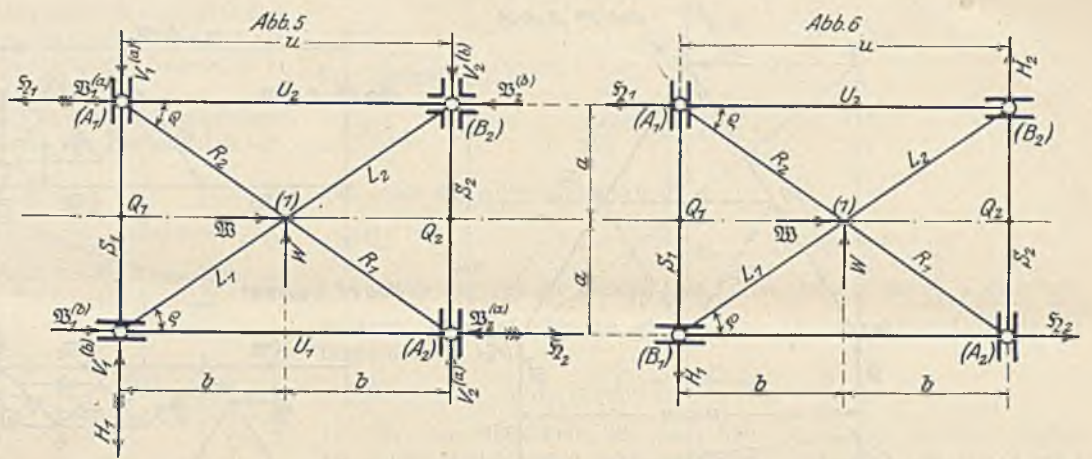
Bei hohen Turmdächern wird eine Unterteilung der Rippen L und R durch Zwischenringe und Diagonalen erforderlich, wie in Abb. 7a u. b gestrichelt angedeutet. Die Spannkraft O der Ring- und D der Diagonalstäbe sind von der statisch unbestimmten Größe H_2 unabhängig,*) haben

*) Vergl. Müller-Breslau, „Beitrag zur Theorie des räumlichen Fachwerkes“ im Zentralbl. der Bauverwaltung 1892 und des Verfassers „Beitrag zur Berechnung Schwedlerscher Raumbachwerkträger“ in der „Bautechnik“ 1923, Heft 55.

II. Einflußwerte für das Zeldach über rechteckigem Grundriß (Abb. 5).

	Stützdrücke							Spannkraften							
	\mathfrak{A}_1	\mathfrak{B}_1	\mathfrak{A}_2	\mathfrak{B}_2	H_1	\mathfrak{D}_1	\mathfrak{D}_2	\mathfrak{U}_1	\mathfrak{U}_2	\mathfrak{A}_1	\mathfrak{A}_2	U_1	U_2	S_1	S_2
P	$+\frac{1}{4}$	$+\frac{1}{4}$	$+\frac{1}{4}$	$+\frac{1}{4}$	0	0	0	$-\frac{1}{4}$	$-\frac{1}{4}$	$-\frac{1}{4}$	$-\frac{1}{4}$	$+\frac{u}{8h}$	$+\frac{u}{8h}$	$+\frac{a}{4h}$	$+\frac{a}{4h}$
W	$+\frac{h}{2a}$	$-\frac{h}{2a}$	0	0	+1	$-\frac{u}{4a}$	$-\frac{u}{4a}$	$+\frac{h}{2a}$	0	0	$-\frac{h}{2a}$	$-\frac{u}{4a}$	0	$+\frac{1}{2}$	0
\mathfrak{B}	$-\frac{h}{2u}$	$-\frac{h}{2u}$	$+\frac{h}{2u}$	$+\frac{h}{2u}$	0	$+\frac{1}{2}$	$-\frac{1}{2}$	$+\frac{h}{2u}$	$-\frac{h}{2u}$	$-\frac{h}{2u}$	$+\frac{h}{2u}$	$-\frac{1}{4}$	$+\frac{1}{4}$	$-\frac{a}{2u}$	$+\frac{a}{2u}$
$V_2^{(a)}$	$+\frac{h}{2a}$	$-\frac{h}{2a}$	$+\frac{h}{2a}$	$-\frac{h}{2a}$	+1	$-\frac{u}{2a}$	$-\frac{u}{2a}$	$+\frac{h}{2a}$	$+\frac{h}{2a}$	$-\frac{h}{2a}$	$-\frac{h}{2a}$	$-\frac{u}{4a}$	$-\frac{u}{2a}$	$+\frac{1}{2}$	$-\frac{1}{2}$
$V_2^{(b)}$	$-\frac{h}{2a}$	$+\frac{h}{2a}$	$-\frac{h}{2a}$	$+\frac{h}{2a}$	-1	$+\frac{u}{2a}$	$+\frac{u}{2a}$	$-\frac{h}{2a}$	$-\frac{h}{2a}$	$+\frac{h}{2a}$	$+\frac{h}{2a}$	$+\frac{u}{4a}$	$+\frac{u}{2a}$	$-\frac{1}{2}$	$-\frac{1}{2}$

also dieselbe Größe wie beim statisch bestimmten System ($H_2 = 0$, Abb. 5). In Abb. 7c ist das mit einem Zwischenschrenng ausgesteifte Turmfachwerk in kleinerem Maßstabe dargestellt und mit den Knotenlasten für Windanfall von links (Belastung \mathfrak{W}) versehen. Entfällt auf die Spitze (Abb. 7a) die wagerechte Windlast \mathfrak{W} , so entfällt auf die Turmfläche (1) $A_1 B_1$ die Gesamtwindlast $3 \mathfrak{W}$; diese ist nach dem Hebelgesetz auf die einzelnen Knotenpunkte zu verteilen. In Abb. 7c entfällt auf das obere Dreieck (1) (2) (3) der Winddruck $\frac{3}{4} \mathfrak{W}$, auf das untere Trapez aber $\frac{9}{4} \mathfrak{W}$; da der Schwerpunkt dieses



Trapezes in der Höhe $\frac{h}{b} \frac{2a+2a}{2a+a} = \frac{2}{9} h$ liegt, so ergeben sich die Knotenlasten

in Punkt (1) zu $\frac{1}{3} \cdot \frac{3}{4} \mathfrak{W} = \frac{\mathfrak{W}}{4}$;
 in Punkt (2) und (3) je zu $\frac{1}{2} \left(\frac{2}{3} \cdot \frac{3}{4} \mathfrak{W} + \frac{2}{9} \cdot 2 \cdot \frac{9}{4} \mathfrak{W} \right) = \frac{3}{4} \mathfrak{W}$;
 in Punkt A_1 und B_1 je zu $\frac{1}{2} \cdot \frac{5}{18} \cdot 2 \cdot \frac{9}{4} \mathfrak{W} = \frac{5}{8} \mathfrak{W}$.

Hierin ist $\mathfrak{W} = \frac{1}{3} \omega a h$ einzuführen, wenn ω den Winddruck für 1 m^2 der lotrechten Projektion bedeutet. Ferner wird (Abb. 4) $\mathfrak{W}_1^{(a)} = \mathfrak{W}_1^{(b)} = 2 \mathfrak{W} = \frac{2}{3} \omega a h$; daher nach der Zusammenstellung III: $H_1 = H_2 = 0$; $\mathfrak{S}_1 = -\mathfrak{S}_2 = \mathfrak{W}_1^{(a)} + \frac{\mathfrak{W}}{2} = \frac{3}{2} \mathfrak{W}$.³⁾ Der hiernach in Abb. 7d u. e gezeichnete Kräfte-

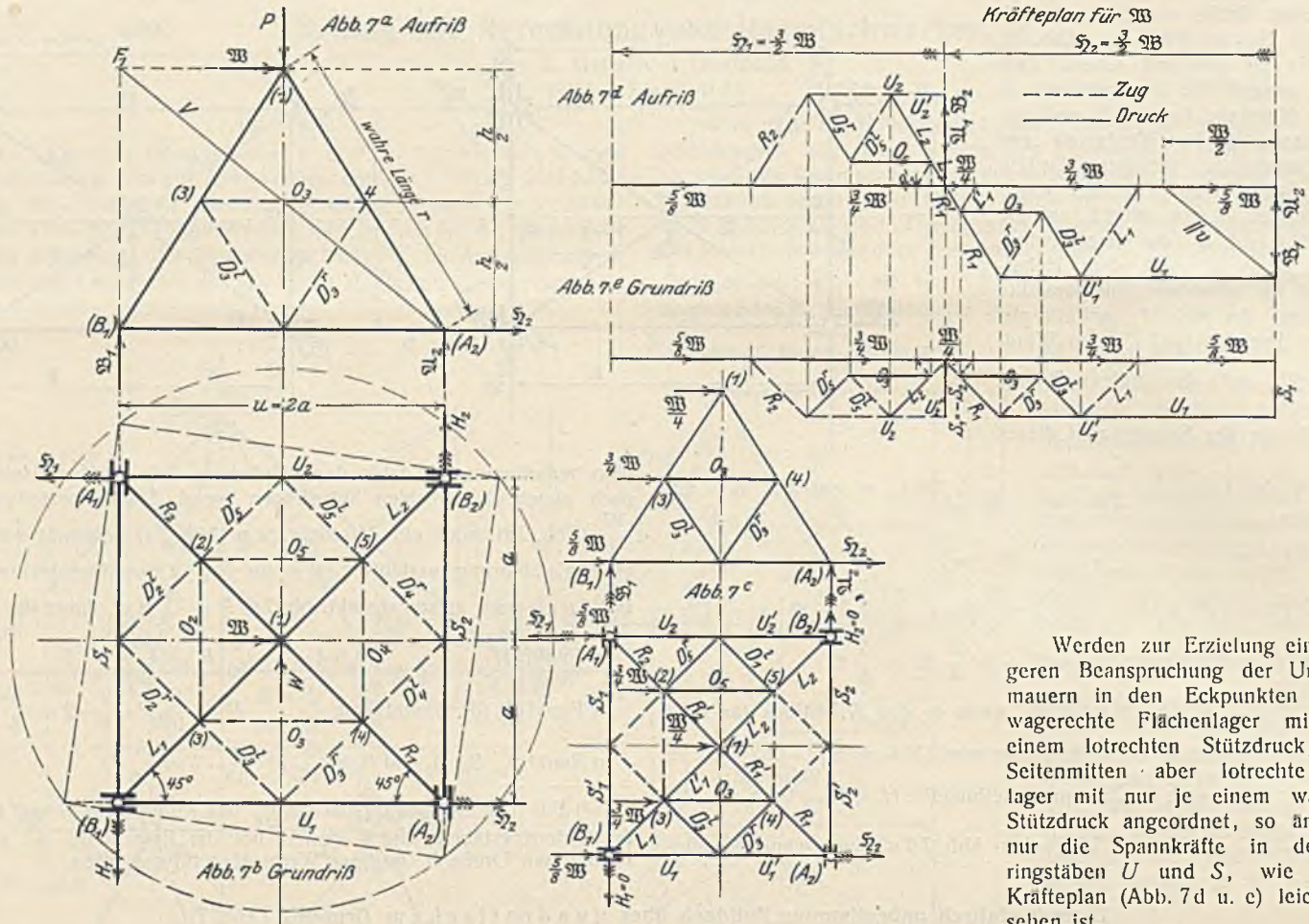
plan bedarf nur noch dahin der Erläuterung, daß die (der absoluten Größe nach gleichen) lotrechten Stützdrücke (vergl. Zusammenstellung III) aus $\frac{W}{2}$ (Abb. 7d) durch eine Parallele zu v (Abb. 7a) bestimmt werden. Für eine gleichförmig verteilte Last p für 1 m^2 Grundrißprojektion (Gesamtlast $4 p a^2$) wird entsprechend (Abb. 7a) $P = \frac{4}{3} p a^2$, daher die Knotenlast

in Punkt (1) $4 \cdot \frac{1}{3} \cdot \frac{3}{16} P = \frac{1}{4} P$;
 in Punkt (2), (3), (4) und (5) je $\frac{2}{3} \cdot \frac{3}{16} P + \frac{9}{16} P \cdot \frac{2}{9} \cdot 2 = \frac{3}{8} P$;
 in Punkt A_1, B_1, A_2 und B_2 je $\frac{9}{16} P \cdot \frac{5}{18} \cdot 2 = \frac{5}{16} P$.

³⁾ Für die Querschnittsflächen F_r der Rippenstäbe R und L sowie F_u der Unterringstäbe U und S dürfen bei der Berechnung der statisch unbestimmten Größe H_2 mittlere Werte eingeführt werden.

Einfach statisch unbestimmtes Zeltdach über quadratischem Grundriß (Abb. 7).

	Berechnung von H_2							III. Einflußwerte				
	ε	P	W	\mathfrak{W}	P	W	\mathfrak{W}	ε^2	P	W		\mathfrak{W}
\mathfrak{A}_1	$-\frac{h}{2a}$	$+1$	$+\frac{h}{2a}$	$-\frac{h}{4a}$					$+1$	$+\frac{h}{4a}$	$-\frac{h}{4a}$	\mathfrak{A}_1
\mathfrak{B}_1	$+\frac{h}{2a}$	$+1$	$-\frac{h}{2a}$	$-\frac{h}{4a}$					$+1$	$-\frac{h}{4a}$	$-\frac{h}{4a}$	\mathfrak{B}_1
\mathfrak{A}_2	$-\frac{h}{2a}$	$+1$	0	$+\frac{h}{4a}$					$+1$	$-\frac{h}{4a}$	$+\frac{h}{4a}$	\mathfrak{A}_2
\mathfrak{B}_2	$+\frac{h}{2a}$	$+1$	0	$+\frac{h}{4a}$					$+1$	$+\frac{h}{4a}$	$+\frac{h}{4a}$	\mathfrak{B}_2
H_1	-1	0	$+1$	0					0	$+\frac{1}{2}$	0	H_1
H_2									0	$-\frac{1}{2}$	0	H_2
\mathfrak{S}_1	$+1$	0	$-\frac{1}{2}$	$+\frac{1}{2}$					0	0	$+\frac{1}{2}$	\mathfrak{S}_1
\mathfrak{S}_2	$+1$	0	$-\frac{1}{2}$	$-\frac{1}{2}$					0	0	$-\frac{1}{2}$	\mathfrak{S}_2
L_1	$-\frac{r}{2a}$	$-\frac{r}{4h}$	$+\frac{r}{2a}$	$+\frac{r}{4a}$	$+\frac{r^2}{8ah}$	$-\frac{r^2}{4a^2}$	$-\frac{r^2}{8a^2}$	$\frac{r^2}{4a^2}$	$-\frac{r}{4h}$	$+\frac{r}{4a}$	$+\frac{r}{4a}$	L_1
L_2	$-\frac{r}{2a}$	$-\frac{r}{4h}$	0	$-\frac{r}{4a}$	$+\frac{r^2}{8ah}$	0	$+\frac{r^2}{8a^2}$	$\frac{r^2}{4a^2}$	$-\frac{r}{4h}$	$-\frac{r}{4a}$	$-\frac{r}{4a}$	L_2
R_1	$+\frac{r}{2a}$	$-\frac{r}{4h}$	0	$-\frac{r}{4a}$	$-\frac{r^2}{8ah}$	0	$-\frac{r^2}{8a^2}$	$\frac{r^2}{4a^2}$	$-\frac{r}{4h}$	$+\frac{r}{4a}$	$-\frac{r}{4a}$	R_1
R_2	$+\frac{r}{2a}$	$-\frac{r}{4h}$	$-\frac{r}{2a}$	$+\frac{r}{4a}$	$-\frac{r^2}{8ah}$	$-\frac{r^2}{4a^2}$	$+\frac{r^2}{8a^2}$	$\frac{r^2}{4a^2}$	$-\frac{r}{4h}$	$-\frac{r}{4a}$	$+\frac{r}{4a}$	R_2
U_1	$+\frac{1}{2}$	$+\frac{a}{4h}$	$-\frac{1}{2}$	$-\frac{1}{4}$	$+\frac{a}{8h}$	$-\frac{1}{4}$	$-\frac{1}{8}$	$\frac{1}{4}$	$+\frac{a}{4h}$	$-\frac{1}{4}$	$-\frac{1}{4}$	U_1
U_2	$+\frac{1}{2}$	$+\frac{a}{4h}$	0	$+\frac{1}{4}$	$+\frac{a}{8h}$	0	$+\frac{1}{8}$	$\frac{1}{4}$	$+\frac{a}{4h}$	$+\frac{1}{4}$	$+\frac{1}{4}$	U_2
S_1	$-\frac{1}{2}$	$+\frac{a}{4h}$	$+\frac{1}{2}$	$-\frac{1}{4}$	$-\frac{a}{8h}$	$-\frac{1}{4}$	$+\frac{1}{8}$	$\frac{1}{4}$	$+\frac{a}{4h}$	$+\frac{1}{4}$	$-\frac{1}{4}$	S_1
S_2	$-\frac{1}{2}$	$+\frac{a}{4h}$	0	$+\frac{1}{4}$	$-\frac{a}{8h}$	0	$-\frac{1}{8}$	$\frac{1}{4}$	$+\frac{a}{4h}$	$-\frac{1}{4}$	$+\frac{1}{4}$	S_2



Werden zur Erzielung einer günstigeren Beanspruchung der Umfassungsmauern in den Eckpunkten A und B wagerechte Flächenlager mit nur je einem lotrechten Stützdruck, in den Seitenmitten aber lotrechte Flächenlager mit nur je einem wagerechten Stützdruck angeordnet, so ändern sich nur die Spannkraften in den Unterriestäben U und S, wie aus dem Kräfteplan (Abb. 7d u. e) leicht zu ersehen ist.

Alle Rechte vorbehalten.

Einfache Auswertung der Einflußlinien.

Von Otto Gottschalk, Buenos Aires.

Die grundlegende Bedeutung, die die Einflußlinien für die mechanischen oder experimentellen Verfahren der Statik erlangt haben, wie ich sie mit dem „Continostat“ ausgebildet habe (s. „Der Bauingenieur“ 1924, Heft 9; „Zeitschr. d. Vereinig. deutscher Ingen.“ 1926, Nr. 8, S. 261), machten eine genaue Untersuchung der Einflußlinien erforderlich. Dabei stellten sich einfache Beziehungen heraus, die in der technischen Literatur noch nicht beachtet wurden und die ich an dieser Stelle wiedergeben möchte, da sie für die Statik im allgemeinen von großem praktischen Werte sind.

Um bei bekannter Einflußlinie den Einfluß einer verteilten Last zu kennen, ist es notwendig, den Flächeninhalt unter der Last zu kennen, der von den Senkrechten an den Enden der Last auf der Einflußfläche abgegrenzt wird, oder, was auf dasselbe hinausläuft, die mittlere Ordinate dieses Teiles der Fläche. Indem wir nach der mechanischen Auffassung die Einflußlinien als Biegungsdiagramme der zu untersuchenden Bauteile auffassen, können wir diese Ordinate leicht rechnerisch festlegen, ohne uns des Polarplanimeters oder anderer für den Zweck empfohlenen

Hilfsmittel bedienen zu müssen (für allgemeine Erörterungen vergl. des Verfassers Arbeiten in „Anales de la Sociedad Científica Argentina“ tomo XCIX, 1925, p. 175 oder „Journal of the Franklin Institute“, Philadelphia, Juli 1926).

Es sei in Abb. 1 AB ein Bauteil gleichbleibenden Querschnittes, der in A frei ende, in B aber mit irgend einem Bauwerk zusammenhänge. Wir betrachten zunächst die Einflußlinien für Querschnitte des Bauwerkes, die außerhalb von AB liegen. Diese Einflußlinien müssen notwendigerweise eine Gestalt haben, die sich ergibt, wenn wir den Stab AB bei B biegen, nach Abb. 1b, wobei das frei auflagernde Ende bei A die Hälfte der Drehung macht, die wir bei B hervorgerufen haben. Die Biegelinie ergibt sich als Biegemomentenlinie, wenn wir, nach Mohr, AB mit der Momentenfläche belasten nach Abb. 1c, somit die allgemeine Ordinate zu:

$$(1) \quad y = \frac{b'}{6} \left(lx - \frac{x^3}{l} \right),$$

sonach die Durchbiegung in der Mitte von AB, $x = \frac{l}{2}$

$$(2) \quad y \frac{l}{2} = h_B = \frac{b' l^2}{16}.$$

Die Fläche dieser Einflußlinie zwischen A und B ergibt sich zu:

$$(3) \quad F_B = \frac{b'}{6} \int_0^l \left(lx - \frac{x^3}{l} \right) dx = \frac{b' l^3}{24}.$$

Somit ergibt sich der genaue Wert der mittleren Ordinate, d. i. der Ordinate, mit der man eine über AB gleichmäßig verteilte Last G multiplizieren muß, um ihren Einfluß zu bestimmen, zu

$$(4) \quad y_m = \frac{F_B}{l} = \frac{24}{3} \cdot \frac{b' l^2}{16} = \frac{2}{3} h_B; \quad F_B = \frac{2}{3} h_B l.$$

In gleicher Weise ergibt sich, wenn wir den Stab AB bei A drehen, bei B dagegen frei auflagern lassen (Abb. 1c):

$$(5) \quad F_A = \frac{2}{3} h_A l.$$

Biegen wir bei A und B gleichzeitig, so ergibt sich die Kurve nach Abb. 1d als Summe der beiden vorherbehandelten Kurven Abb. 1b u. 1c:

$$(6) \quad h = h_A + h_B$$

$$(7) \quad F = F_A + F_B = \frac{2}{3} (h_A + h_B) l = \frac{2}{3} h l.$$

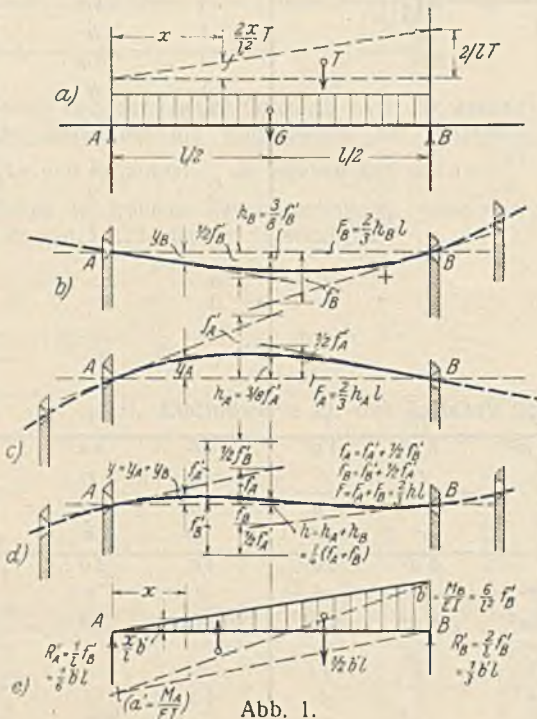


Abb. 1.

Wir sehen somit: Einflußlinien elastischer Stäbe oder von Teilen solcher Stäbe unveränderlichen Querschnitts schließen mit ihrer Sehne eine Fläche ein, die genau das Produkt ist der Länge der Sehne mal $\frac{2}{3}$ der Höhe in Mitte der Sehne, d. h. ebenso wie die gewöhnliche Parabel.

Ferner läßt sich feststellen: Mit den in Abb. 1 b, 1 c u. 1 d angegebenen Kurven und Kombinationen zwischen diesen sind alle Einflußlinien herzustellen, andere Gestalten von

Einflußlinien sind nicht möglich.

Die am häufigsten vorkommenden Kombinationen sind in Abb. 2 angegeben. Ein Balken AB , dessen Einflußlinie nach Abb. 2a gestattet sei, werde durch eine Last G von C bis D gleichmäßig belastet. Die äußeren Ordinaten der Einflußlinie sind y_C und y_D , und die Ordinate in der Mitte E zwischen C und D sei y_E . Dann

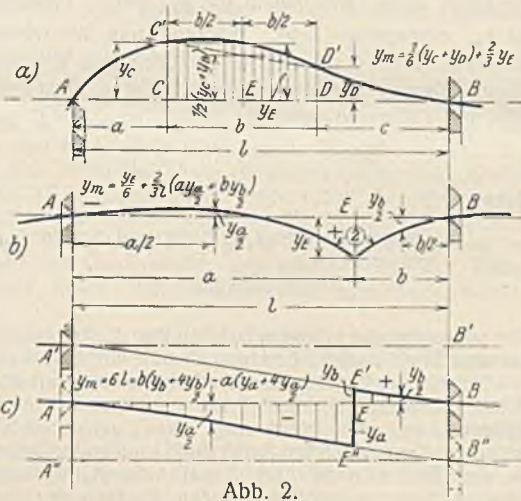


Abb. 2.

besteht die Einflußfläche aus einem Trapez und einem Kurvensegment von der oben festgestellten Eigenschaft, und die mittlere Ordinate ist:

$$(8) \quad y_m = \frac{1}{2} (y_C + y_D) + \frac{2}{3} [y_E - \frac{1}{2} (y_C + y_D)] = \frac{1}{6} (y_C + y_D) + \frac{2}{3} y_E$$

genau der Simpsonschen Regel entsprechend.

Abb. 2b zeigt die Einflußlinie der Biegemomente eines Querschnittes E innerhalb AB , die bei E den typischen Knick besitzt. Wir wenden dann zu beiden Seiten von E den Wert der Formel 8 besonders an. Der Einfluß einer von A bis B gleichmäßig verteilten Last G ist $G y_m$, worin

$$(9) \quad y_m = \frac{y_E}{6} + \frac{2}{3l} (a y_{a/2} + b y_{b/2})$$

In Abb. 2c sehen wir die Einflußlinie für Scherkräfte im Querschnitt E . Für den Zweig links von E bis A wie rechts von E bis B gilt wiederum die Formel 8. Für eine Last G , die gleichmäßig von A bis B verteilt ist, ist wiederum der Einfluß $G y_m$, worin

$$(10) \quad y_m = \frac{1}{6ls} [b (y_b + 4 y_{b/2}) - a (y_a + 4 y_{a/2})]$$

s ist die beliebig angenommene Einheit.

Wirkt auf den Träger AB oder einen Teil davon eine dreieckförmig verteilte Last T , die von O bei A anwächst bis auf $\frac{2}{l} T$ bei B (Abb. 1a), so müssen wir die Werte der Gl. 1 mit $\frac{x}{l}$ multiplizieren und erhalten

$$(11) \quad \frac{x}{l} y = \frac{b'}{6} \left(l x - \frac{x^3}{l} \right) \frac{x}{l} = \frac{b'}{6} \left(x^2 - \frac{x^4}{l^2} \right)$$

und für $x = \frac{1}{2} l$ in der Mitte von AB die Höhe

$$(12) \quad h_B = \frac{b' l^2}{32}$$

Die Einflußfläche ist

$$(13) \quad F_B = \frac{b'}{6} \int_0^l \left(x^2 - \frac{x^4}{l^2} \right) dx = \frac{b' l^3}{45}$$

und somit die mittlere Ordinate

$$(14) \quad y_m = \frac{F}{l} = \frac{b' l^2}{45} = \frac{32}{45} h_B$$

Würde dagegen die gleiche Last T von O bei B bis $\frac{2}{l} T$ bei A anwachsen, so würde für die gleiche Abb. 1b die mittlere Ordinate der Einflußlinie

$$(15) \quad y_m = \left(\frac{2}{3} \cdot 2 - \frac{32}{45} \right) h_B = \frac{28}{45} h_B$$

Für eine Einflußlinie, die nach Abb. 1d erzeugt ist durch Drehen bei A und B gleichzeitig, wird der Einfluß einer Last T , die von O bei A stetig bis B anwächst, $T y_m$, worin y_m die mittlere Ordinate:

$$(16) \quad y_m = \frac{28}{45} h_A + \frac{32}{45} h_B = \frac{28}{45} h + \frac{4}{45} h_B$$

also annähernd $= \frac{2}{3} h$.

Ebenso wie wir jede Einflußlinie nach Abb. 1d erhalten können, indem wir einen elastischen Stab AB um $\frac{2J_A}{l}$ in A und um $\frac{2J_B}{l}$ in B drehen, können wir auch die Einflußlinie zerlegen in zwei gesonderte Auflagerdrehungen, nämlich $\frac{2f_B'}{l}$ in B , die selbsttätig am augenblicklich frei gedachten Ende A die Hälfte dieser Drehung $\frac{f_B'}{l}$ hervorruft (Abb. 1b),

und eine Drehung $\frac{2f_A'}{l}$ in A , die am freien Ende B die halbe Drehung, nämlich $\frac{f_A'}{l}$ hervorruft. Somit erhalten wir nach Abb. 1d:

$$(17) \quad f_A = f_A' + \frac{1}{2} f_B' \quad \text{und} \quad f_B = \frac{1}{2} f_A' + f_B'$$

und hieraus:

$$(18) \quad f_A' = \frac{2}{3} (2f_A - f_B) \quad \text{und} \quad f_B' = \frac{2}{3} (2f_B - f_A)$$

Die Beziehungen zwischen Auflagerdrehungen und Durchbiegungen in der Mitte des Stabes ergeben sich wie folgt:

$$(19) \quad h_B = \frac{1}{4} (f_B' + \frac{1}{2} f_B') = \frac{3}{8} f_B' = \frac{1}{4} (2f_B - f_A) \quad (\text{Abb. 1b})$$

$$(20) \quad h_A = \frac{1}{4} (f_A' + \frac{1}{2} f_A') = \frac{3}{8} f_A' = \frac{1}{4} (2f_A - f_B) \quad (\text{Abb. 1c})$$

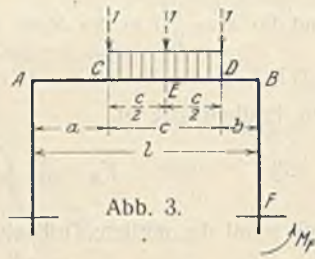
$$(21) \quad h = h_A + h_B = \frac{3}{8} (f_A' + f_B') = \frac{1}{4} (f_A + f_B) \quad (\text{Abb. 1d})$$

Die im Vorstehenden gewonnenen einfachen Beziehungen und Koeffizienten sind in der nachfolgenden Tabelle zusammengestellt. Ihre praktische Bedeutung ist groß, und zwar um so größer, je verzwickter das

Art der Belastung								
Gestalt der Einflußlinie								
h	h	h	h	h	h	h	h	h
$y_E = \frac{x}{l} h$	$\frac{2}{3} h$	$\frac{1}{3} h$	$\frac{1}{2} h$	$\frac{1}{2} h$	$y_E = \frac{a}{l} h$	$y_F = \frac{3a+2b}{3l} h$	$y_F = \frac{3l-b}{3l} h$	$y_F = \frac{2b}{3l} h$
$y_E = (1 - \frac{x}{l}) h$	$\frac{1}{3} h$	$\frac{2}{3} h$	$\frac{1}{2} h$	$\frac{1}{2} h$	$y_E = (1 - \frac{a}{l}) h$	$y_F = \frac{3c+b}{3l} h$	$y_F = \frac{b}{3l} h$	$y_F = \frac{3l-2b}{3l} h$
$y_E = h_A + \frac{x}{l} K$	$y_F = h_A + \frac{2}{3} K$	$y_F = h_A + \frac{1}{3} K$	$\frac{1}{2} (h_A + h_B)$	$\frac{1}{2} (h_A + h_B)$	$y_E = h_A + \frac{a}{l} K$	$y_F = h_A + \frac{3a+2b}{3l} K$	$y_F = h_A + \frac{3a+2b}{3l} K$	$y_F = h_A + \frac{2b}{3l} K$
$y_E = f_B' \left(\frac{x}{l} - \frac{x^3}{l^3} \right)$	$\frac{32}{45} h_B$	$\frac{28}{45} h_B$	$\frac{2}{3} h_B$	$\frac{2}{3} h_B$	$\frac{1}{6} (y_C + y_D) + \frac{2}{3} y_E$	$\sim \frac{2}{3} y_D + \frac{2}{3} y_E$	$\frac{32}{45} y_E - \frac{1}{45} y_C$	$\frac{28}{45} y_E + \frac{16}{45} y_D$
$y_E = f_A' \left(2 \frac{x}{l} - 3 \frac{x^3}{l^3} + \frac{x^5}{l^5} \right)$	$\frac{28}{45} h_A$	$\frac{32}{45} h_A$	$\frac{2}{3} h_A$	$\frac{2}{3} h_A$	$\sim \frac{2}{3} y_D + \frac{2}{3} y_E$	$\frac{28}{45} y_E - \frac{1}{45} y_C$	$\frac{28}{45} y_E + \frac{16}{45} y_D$	$\frac{28}{45} y_E + \frac{16}{45} y_D$
$y_E = \frac{1}{6} (2 \frac{x}{l} - \frac{x^3}{l^3}) (2f_A - f_B) + \frac{1}{6} (2 \frac{x}{l} - \frac{x^3}{l^3}) (f_A + f_B)$	$\frac{1}{30} (2h_A + 3h_B) \sim \frac{2}{3} h$	$\frac{1}{30} (3h_A + 2h_B) \sim \frac{2}{3} h$	$\frac{2}{3} h$	$\frac{2}{3} h$	$\sim \frac{2}{3} y_D + \frac{2}{3} y_E$	$\sim \frac{2}{3} y_D + \frac{2}{3} y_E$	$\sim \frac{2}{3} y_D + \frac{2}{3} y_E$	$\sim \frac{2}{3} y_D + \frac{2}{3} y_E$
	$\times P$	$\times T$	$\times T$	$\times G$	$\times G$	$\times T$	$\times T$	$\times T$

zu berechnende statisch unbestimmte System ist: mit ihrer Hilfe war es möglich, bei dem von mir eingangs erwähnten mechanischen Verfahren die gesamte statische Berechnung auch für verteilte Lasten zurückzuführen auf die einfache Formel: Last \times mittlere Ordinate. An einem einfachen Beispiel sei die Anwendung auch für rechnerische Verfahren gezeigt.

Der eingespannte Rahmen nach Abb. 3 sei durch die Last G von C bis D gleichförmig belastet, das Einspannmoment M_F am Fuße F sei zu bestimmen.



Es ist $M_F = G y_m$, worin nach Tabelle:

$$y_m = \frac{1}{6} (y_C + y_D) + \frac{2}{3} y_E$$

y_C, y_D und y_E können im Continostat, indem wir das Stahlbandmodell bei F drehen, ohne weiteres genau abgelesen werden; rechnerisch würden wir eine Einzellast 1 nacheinander bei C , bei E und bei D wirken lassen und in die fertigen Formeln für M_F (z. B. Kleinlogel, Gehler u. a.) einsetzen, wobei sich jeweils y_C, y_D und y_E ergeben, die in obige Formel für y_m einzusetzen sind. Während nun die fertigen Formeln für die Streckenlast sehr lang und umständlich sind und daher leicht zu Irrtümern führen können, sind die Formeln für eine Einzellast verhältnismäßig einfach und liefern so schneller und sicherer das gewünschte Ergebnis.

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W8). Das am 5. März erscheinende Heft 4 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: C. Bach. — Otto Graf: Versuche mit Glasplatten über Öffnungen in Eisenbetondecken. — Belastungsproben mit einer Plattenbalken-Rahmenbrücke.

Zwischen unterer Leibung und Schiene . . .	4 cm
Schienenhöhe	12 "
Über Schienenoberkante	8 "
	<u>24 cm.</u>

Wiederherstellung massiver Bogenbrücken. Die Wiederherstellung von Brücken hat in den letzten Jahren auch in Frankreich eine große Rolle gespielt und eine Reihe beachtenswerter Ausführungen und wichtiger Erfahrungen gezeitigt. Wir geben im folgenden nach einem Bericht von Descubes in Heft 6 von „Le Ciment“ die Beschreibung eines von Chefingenieur Valat vorgeschlagenen und von Géniehauptmann Barillon in größerem Umfange zur Wiederherstellung massiver Bogenbrücken angewendeten Verfahrens. Dieses Verfahren, das eine möglichst schnelle Arbeit gestatten sollte, hatte zwei Hauptschwierigkeiten zu überwinden,

Die so entstandene Bogenplatte stellte ein ideales Lehr- und Arbeitsgerät dar und blieb nach Vollendung des Gewölbes als ein Teil davon bestehen. Sobald der Umfang der Wiederherstellungsarbeiten an der betreffenden Brücke festgestellt war, wurden — bereits in der Werkstatt — die Schienen, mit dem Kopf nach oben, genau nach der Leibungslinie gebogen und mit Azetylen-Sauerstoff aneinander geschweißt, verlascht und an den Enden nach Abb. 3 mit Ankerplatten versehen. Je nach ihrer Lage im Brückengewölbe und dem Umfang der Zerstörung können diese Lehrbogen verschiedene Längen haben, und ein großer Vorteil des Verfahrens besteht überhaupt darin, daß man sich auf die Ausbesserung der beschädigten Teile beschränken und gutes stehengebliebenes Mauerwerk

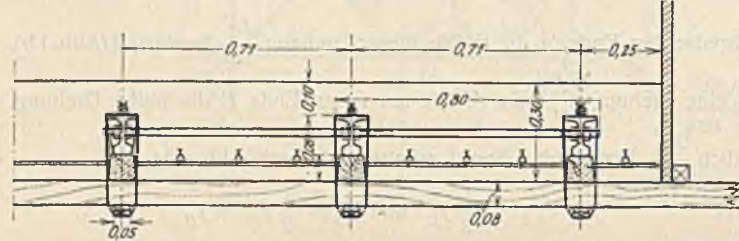


Abb. 1. Querschnitt durch die Bogenlehre. Versteifung durch in Bohrungen des Schienensteges verschraubte Stangen, Schalung auf 22 x 8 cm starken Bohlen.

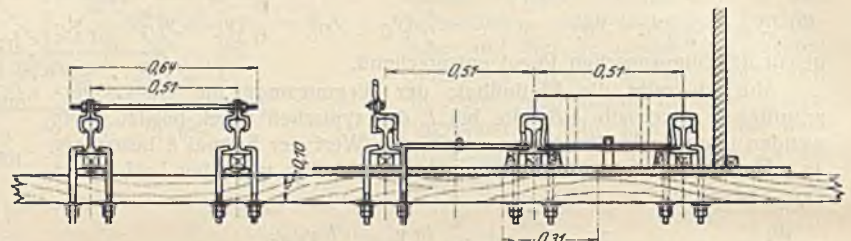


Abb. 2. Querschnitt durch die Bogenlehre. Die Versteifungsstangen sind verschraubt zwischen Haken, die über die Schienenköpfe greifen.

nämlich die Unmöglichkeit, Bruch- oder Werksteine in der erforderlichen kurzen Zeit zu beschaffen, sowie ferner in dem von den Trümmern der alten Brücke verstopften Flußbett ein ordnungsmäßiges Lehrgerüst aufzustellen. Die erste Aufgabe ließ sich leicht durch die Verwendung von Beton bewältigen, für die zweite fand man eine Lösung dadurch, daß man an Stelle hölzerner Gerüste Lehren aus gebogenen Eisenbahnschienen benutzte.

beibehalten kann. So hat Barillon bei einer Brücke Schienenlängen zwischen 3,15 und 10,85 m verwendet.

Die Schienen wurden gegen die vorher sorgfältig wiederhergestellten Kämpfer abgestützt und folgten in ihrer Krümmung genau der unteren Gewölbeleibung. Man verwendete durchweg Schienen des bei der französischen Ostbahn üblichen Typs von 8 bis 12 m Länge und einem Gewicht von 30 kg/m; nach der Verlegung wurden die Zwischenräume ausbetoniert, und zwar betrug die Stärke der Betonierung 24 cm, welches Maß sich wie folgt zusammensetzt:

Die Abstände der Schienenbogen von den Gewölbeaußenkanten und voneinander sind aus Abb. 1 u. 2 zu ersehen, ebenso die Art der Querversteifungsstangen, die in Abb. 1 in vorgebohrte Löcher des Steges greifen und mit diesem fest verschraubt werden, in Abb. 2 dagegen mit passend gebogenen Haken über die Schienenköpfe greifen.

Das Versetzen geht — ohne Aufstellen einer Rüstung im Flußlauf — überaus schnell und leicht vonstatten; am besten mit Hilfe einer Kabelkrananlage nach Abb. 4, die in zwei Abschnitten die Wiederherstellung von zwei 18,35 m weitgespannten Öffnungen einer Brücke wiedergibt, deren dritter Bogen unversehrt geblieben war. Die Darstellungen a) und b) lassen ohne nähere Erläuterung erkennen, wie zunächst die Rippen für die Mittelöffnung versetzt und mit Kabeln beiderseitig verankert, als-

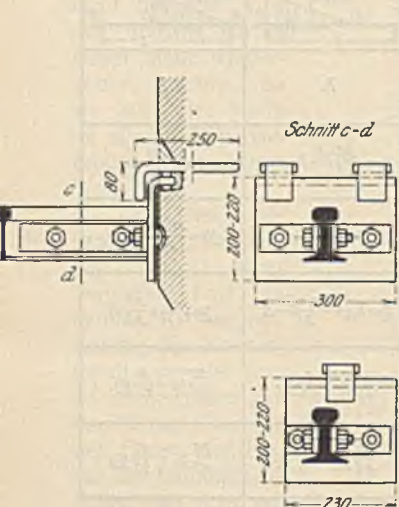
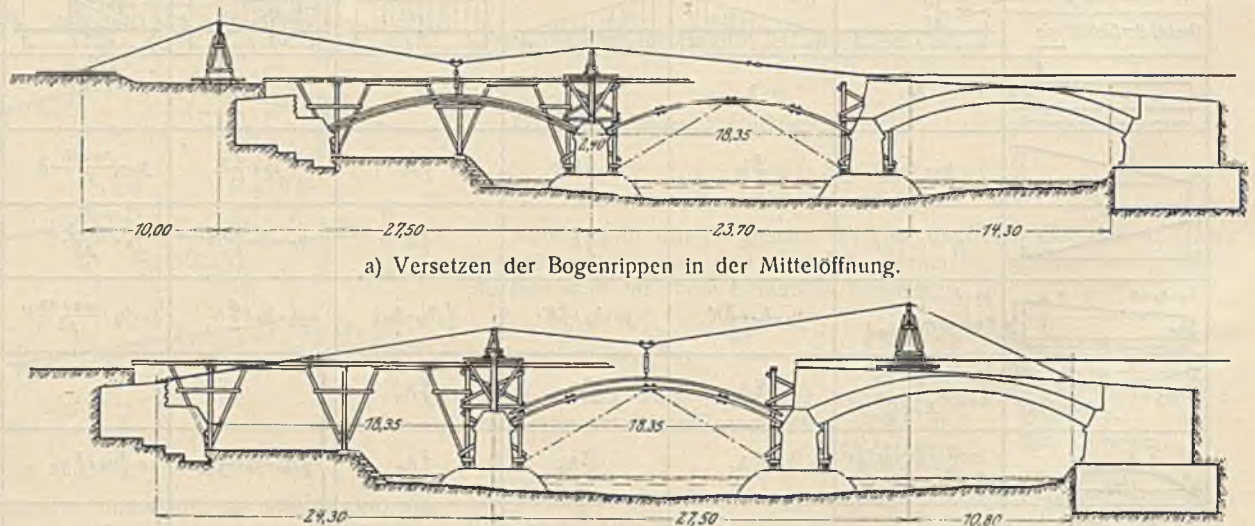


Abb. 3. Befestigung der Rippen am Kämpfer.



a) Versetzen der Bogenrippen in der Mittelöffnung.

b) Versetzen der Bogenrippen in der linken Landöffnung.

Abb. 4. Einbau der Lehrbogen mittels Kabelkranes.

dann die Rippen für die linke Landöffnung durch die Konstruktion eines einseitigen Arbeitsgerüsts hindurch an Ort und Stelle gebracht sind. Die dazu erforderliche Arbeitszeit betrug für die zehn Rippen einer Öffnung einen Tag.

Nach dem Versetzen und Verankern (Abb. 3) der Rippen wird nach Abb. 1 u. 2 die Schalung eingebracht, die entweder aus 22·8 cm starken, senkrecht zur Bogenrichtung verlegten Bohlen besteht oder aus 2,7 cm starken Schalbrettern, die in einer Länge von etwa 3 m parallel zur Bogenrichtung und auf 15·10 cm starken, in 80 cm Abstand liegenden Unterzügen verlegt werden.

Für die Herstellung des auf dieser Platte aufzubringenden Brückengewölbes wurden nach- und nebeneinander die folgenden Verfahren erprobt: Erstens mauerte man das Gewölbe in einzelnen Ringen aus Schlackensteinen auf und erhielt so auf der Lehre eine fast gleichmäßige Lastverteilung, freilich um den Preis einer recht langen Bauzeit.

Zweitens brachte man in zur Wölbung parallelen Lagen Stampfbeton ein, was sich bis zu 15 m Spannweite einwandfrei bewährte. Bei größeren Brücken hielten Betonherzeugung und Betonieren jedoch nicht Schritt, die frühere Lage hatte bei Aufbringung der nächsten schon begonnen abzubinden, und das Ganze stellte sich zum Schaden der Widerstandsfähigkeit als eine Reihe von übereinander gelagerten dünnen Schichten dar.

Auf die Dauer bewährte sich das dritte Verfahren am besten: Man teilte für das Betonieren den Bogen in verschiedene Abschnitte von etwa 1 m Länge, die durch senkrecht zur Gewölbeline aufgestellte, mit engem Maschendraht bespannte Eisenrahmen abgeteilt und einzeln so betoniert wurden, daß eine möglichst symmetrische und gleichmäßige Belastung der Lehre erzielt wurde. Diese Abschnitte gingen keineswegs auf die ganze Brückenbreite durch, diese wird vielmehr außerdem in zwei (oder mehr) Ringe untergeteilt, deren Abschnitte gegeneinander versetzt werden; jeder einzelne Betonierabschnitt stellt also gewissermaßen einen großen Stampfbeton-Quader dar, und es vereinigt dieses Verfahren somit die Vorzüge der aus Quadern oder Werksteinen senkrecht zur Stützlinie gemauerten Bogen mit dem Vorzuge der besseren Lastverteilung auf den Lehren. Die frisch aneinander betonierte Abschnitte binden übrigens nach Ansicht von Descubes durch den Maschendraht hindurch völlig aneinander an, und die Rahmen bleiben als eine nützliche Quaderversteifung im Beton zurück. Ki.

Die Dichtung der Hales-Bar-Staumauer durch Asphaltgespritzungen. Das Schließen aller Sprünge und Risse des Untergrundes von Staumauern zur völligen Sicherung gegen Quellen- und Sickerungsbildung ist, wie heute nach einigen beklagenswerten Katastrophen nicht mehr besonders betont zu werden braucht, ein Hauptfordernis im Tal-sperrbau. Bisher wurde diese Aufgabe im allgemeinen durch Einpressen von fettem und dünnflüssigem Beton gelöst.

Den Ersatz des Betons durch erwärmtes und unter Druck eingebrachtes Bitumen bespricht G. W. Christians in Eng. News-Rec. vom 20. Mai 1926 auf Grund seiner Versuche und Erfolge mit diesem Verfahren beim Hales-Bar-Staudamm bei Guild am Tennessee-Fluß; er kommt dabei zu dem Ergebnis, daß das neue Verfahren sicherer und billiger ist.

Die nach Abb. 1 in Beton ausgeführte Schwergewichtsmauer hat eine Stauhöhe von 15 m und steht in festem Kalksteinboden, der mit großen losen Blöcken und feinem Schlamm bedeckt ist. Die Gründung geschah mit Druckluftsenkkasten durch diese losen Schichten und die obigen brüchigen Felslagen bis in eine Tiefe, in der man festes, geschlossenes Gestein erwarten durfte.

Trotzdem zeigten sich sehr bald Durchsickerungen, die man vergeblich zuerst mit Sand- und Toneinschlammungen, dann mit Strohmatte und Betonsäcken zu dichten versuchte. Endlich sah man sich genötigt, von der Revisions-galerie (Abb. 1) aus eine Anzahl von Bohrlochern bis auf den Untergrund herunterzubringen, mit ihrer Hilfe die schädlichen Sickerstellen festzustellen und diese alsdann neu zu gründen. Auf diese Weise vermochte man nach den beiden Flügeln des Damms (Abb. 2) hin zwei stark zerklüftete Strecken abzuschließen und die Tiefe der Risse, Menge und Geschwindigkeit der Durchsickerungen

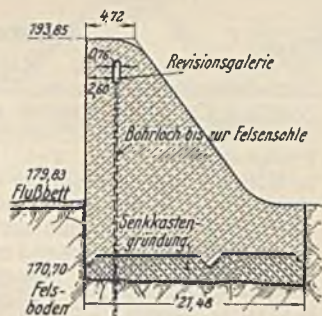


Abb. 1. Querschnitt.

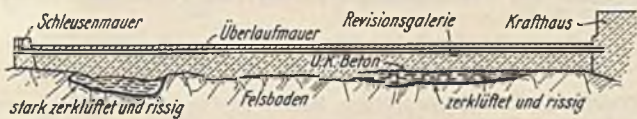


Abb. 2. Längenschnitt mit Darstellung der Sickerstellen.

zu messen. Die Rißtiefe schwankte im allgemeinen von 5 bis 25 cm, doch kamen auch Spalten von 50 und in einem Falle sogar von 90 cm vor; die Sickergeschwindigkeit erreichte 1,80 m/Sek. Laub, das bisweilen in den Bohrlochern auf dem Wasser schwimmend gefunden wurde, lieferte den Beweis, daß es sich in der Tat um durchsickerndes Wasser des Tennessee-Flusses, nicht um artesischen Quellen handelte.

Das von Christians angewandte Verfahren beruht auf der Tatsache, daß bis auf 100 °C erhitztes Bitumen dünnflüssig wird und sich bei geringem Druck leicht in feine und unregelmäßig zerklüftete Risse und

Spalten einpressen läßt, daß es ferner auch beim Erkalten noch plastisch genug bleibt, um sich unter 10 bis 12 kg/cm² Druck den Wandungen genau anzuschmiegen. Taucht man ein Metallrohr, das an das Druckventil einer heißen Bitumen ansaugenden Druckpumpe angeschlossen ist, in kaltes Wasser, so wird sich die oben eingepreßte Masse an seinen Wandungen ansetzen und erhärten, bei der dadurch erzielten schlechten Wärmeleitung jedoch in der Mitte flüssig bleiben, bis zum hinteren Ende gedrückt werden und dort einen Knoten bilden; dieser wird bei Verstärkung des Druckes — da das Bitumen auch nach der allmählichen Abkühlung plastisch genug bleibt — anschwellen und die vorhandene Öffnung völlig ausfüllen; tritt er auf eine Rückwand, so wird er sich gegen sie abplatten und auch die kleinsten Undichtigkeiten schließen, andernfalls bildet er mit dem daranhängenden Bitumenpfropfen einen dichten, die Spalten völlig ausfüllenden Anschlußgang, ebenso ist nach Abb. 3 im vorliegenden Falle der Vorgang beim Dichten der Risse und Spalten im Unterbau der Staumauer: Das durch Berührung mit den kalten Wandungen erhärtende Bitumen wird durch den Druck fest angepreßt und schließt auch die feinsten Risse.



Abb. 3. Schematische Darstellung des Dichtungsvorganges.

Wo die Spalten groß genug dazu sind, bilden sich die vorerwähnten Knoten und Pfropfen, werden in die feinsten Verästelungen der Risse hineingetrieben und füllen diese in Verbindung mit dem nachfließenden frischen Bitumen völlig aus, so daß sich schließlich ein zusammenhängender, dichter Abschluß bildet.

Die bei der Hales-Bar-Staumauer für diese Arbeiten verwendete Einrichtung bestand aus einem mit Ausguß versehenen und auf der Wehr-mauer aufgestellten Kessel und einer Pumpe mit Rücklaufventil, um den Druck auf dem Zuflußrohr zu regeln. Dieses hat eine Weite von 38 mm, folgt dem Lauf der Revisionsgalerie (Abb. 1) und kann bis zu 300 m lang gemacht werden; es ist an der Außenseite gegen Wärmeleitung geschützt und enthält im Innern isolierten, auf die ganze Länge durchgehenden, straff gespannten Eisendraht, durch den zur dauernden Erwärmung des Bitumens ein elektrischer Strom fließt. Ein Rohr versorgt gleichzeitig vier Bohrlöcher, wobei für jedes eine Motorpumpe mit einem ebenfalls 38 mm weiten und mit elektrisch geladenem Heizdraht versehenen Zuführungsrohr vorgesehen ist, dessen unterer Teil 19 mm weite Schlitze hat.

Die zum Einpressen verwendete Masse war aus verschiedenen Bitumenarten so gemischt, daß ein in heißem Zustande recht dünnflüssiges, in erkaltendem Zustande plastisches Erzeugnis entstand; für die jeweilige Zusammensetzung der Mischung kamen auch die Art des Untergrundes, die Weite und die Tiefe der zu schließenden Spalten in Betracht, und man verwendete z. B. zunächst eine im kalten Zustande weichere, in die Wandungen leicht hineinpreßbare Mischung, um am Schluß eine härtere, dem Druck des Wassers auf die Außenseite besser widerstehende Zusammensetzung zu wählen. Im ganzen waren 68 Bohrlöcher von 27 bis 40 m Tiefe vorhanden, durch die 2000 m³ Asphaltbitumen eingepreßt wurden; mit Steinkohlenteer waren Versuche gemacht worden, die jedoch nicht befriedigten. Durch das beschriebene Verfahren wurden die Sickerungen durch die Staumauersohle hindurch auf ein verschwindend geringes Maß beschränkt, das weitere Dichtungsarbeiten unnötig macht.

Vorteile gegenüber der Einpressung von Beton sind erstens die größere Dünnflüssigkeit des Bitumens, die von einem Bohrloch aus eine größere Anzahl von Spalten und Rissen zu erreichen und auf größere Länge auszufüllen gestattet. Beton hat auf längere Strecken den Nachteil vorzeitigen Abbindens und Entmischens, kann also bestenfalls nur einen kurzen Verschlusspfropfen bilden und erfordert eine größere Anzahl von Bohrlochern.

Zweitens bleibt, auch wenn die abzdämmenden Sickerermengen eine große Geschwindigkeit haben, die gesamte Menge des eingepreßten Bitumens im Mauerkörper, während bei flüssig eingebrachtem Beton ein großer Teil des Zements ausgespült wird und somit verlorengeht.

Wird ferner das Einpressen des Betons nur auf einige Minuten unterbrochen, so verstopft er Bohrloch und Rohr, und beide werden unter Umständen unbrauchbar. Die Verwendung von Asphaltbitumen darf dagegen beliebig lange unterbrochen werden, da zur Wiederaufnahme der Arbeiten nur das Wiederanzünden der Kessel und die Einschaltung des elektrischen Stromes erforderlich ist. Ki.

Der Bruch des Hangkanals am Kocherfluß der Wasserkraftanlage Ohrberg. Bereits in der „Bautechnik“ 1924, Heft 27, ist über den Bruch eines in Eisenbeton ausgeführten Hangkanals für die Alzwerke bei Burgkirchen¹⁾ berichtet, bei dem zwar nicht Verluste an Menschenleben, wohl aber erhebliche Verheerungen der Umgegend zu beklagen waren. Ein weiteres Beispiel für die Bedenklichkeit der Anlage von Hangkanälen ist der am 25. Februar 1923, mittags 11¹/₂ Uhr, eingetretene Einsturz des Kocherkanals, dessen Ursachen inzwischen als geklärt anzusehen sein dürften und über den Stadtbaurat Schleicher in der Asphalt- und Teer-industrie-Zeitung 1927, Heft 1, eingehend berichtet:

Auf der fraglichen Stelle, an der der Fluß nahe an den Berghang herantritt, wurde — um an Einschnittarbeiten zu sparen — das in Abb. 1 dargestellte Trogprofil gewählt, bei dem man jedoch nur Boden und

¹⁾ Vergl. auch „Die Bautechnik“ 1926, Heft 11, S. 129: Hartmann, Erfahrungen an Kanalanlagen für Kraftwerke.

Vorderwand in Eisenbeton, die auf der Bergwand liegende schräge Rückwand jedoch in Beton ohne Eiseneinlagen ausführte. Trennungsfugen waren in Abständen von 21 m angeordnet. Zwei der so gebildeten Felder wichen nur kurze Zeit nach der Inbetriebnahme des Werkes aus und stürzten in das Kocherbett, die beiden nächsten flußaufwärts anschließenden Felder rissen gleichfalls ab, blieben jedoch aufrecht (Abb. 2).

Als Ursache des Unfalls wird bezeichnet, daß (Abb. 1) die wagerechte Komponente der aus Wasserdruck und Eigengewicht zusammengesetzten Mittelkraft keinen hinreichenden Widerstand in dem zum Teil aus Anschüttung bestehenden Untergrunde fand; es konnte dafür nur die Reibung zwischen dem letzteren und dem Bauwerk in Frage kommen, da die mit altem Uferpflaster versehene Anschüttung gegen den Fluß zu den Beton der Sohle des aufgesetzten Kanalprofils nur um 30 cm überdeckte. Sie bildete auf etwa ein Drittel der Breite den Untergrund des Kanals und wurde durch eine 0,65 m breite, 1,10 m hohe Fundamentmauer sowie durch das vorerwähnte Pflaster gehalten. Dieser Baugrund ist zwar bei der vorhandenen Belastung von 1 kg/cm² von einem der Gutachter für genügend tragfähig gehalten worden, es kam jedoch hinzu, daß die zwischen den Muschelkalkbänken eingelagerten Tonmergelschichten entweder durch ein kürzliches Hochwasser des Kochers oder durch die zufolge langandauernden Regens verstärkten Sickerungen aus dem Berghang aufgeweicht und verseift waren. Sehr wahrscheinlich drang auch durch

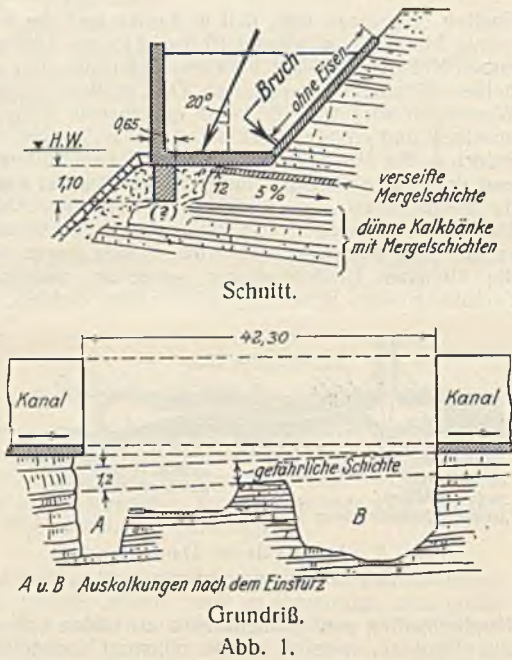


Abb. 1.

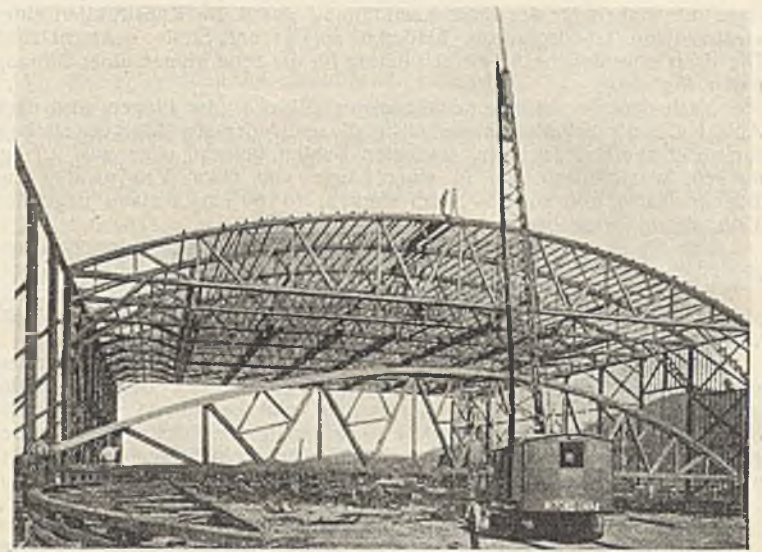


Abb. 2.

kleine Risse in der nur 15 cm starken — unbewehrten — bergseitigen Betonböschung Kanalwasser in den Untergrund. Alle diese Umstände haben offenbar in der Weise zu dem Unfall geführt, daß auf der tonigen, verseiften Mergelschicht oberhalb der etwa 1,20 m mächtigen Felsbank etwa 20 cm unterhalb der Kanalsohle — obschon an sich diese glitschige Fläche etwa 1:20 gegen den Berg hin geneigt war — die vordere Kanalwand samt der Sohle zur Vorwärtsverschiebung kam und von der rückwärtigen schrägen Wand genau an der Stelle abriß, wo ihre Bewehrung aufhörte. Nach Ansicht des vorgenannten Gutachters hätte denn auch das Vorhandensein von Eiseneinlagen in der Rückwand das Abreißen und damit den Unfall verhütet.

Bezüglich der Schuldfrage haben die Untersuchungen insofern keine Entscheidung gebracht, als nach ihnen weder Bauleitung noch Unternehmung für den Schaden verantwortlich gemacht werden können: Bei der endgültigen Wiederherstellung wird nach den vorliegenden Erfahrungen jedenfalls zunächst eine gute Sicherung des Baugrundes gegen das Kocherbett hin und eine Aufnahme der wagerechten Druckkräfte durch eine kräftige Betonmauer, Strebepfeiler oder dergl. stattfinden müssen.

Das Versetzen sechs Tonnen schwerer Hallenträger durch einen Universal-Raupenkrän der Link Belt Co. bei der Montage eiserner Filmaufnahmehallen in Hollywood stellt ein bemerkenswertes Beispiel wirtschaftlicher Verwendung eines Baugerätes im Hochbau dar. Nachdem die vorher mit Baggerlöffel versehene Maschine zunächst für den Baugrubenaushub verwendet worden war, wurde sie durch Ausrüstung mit einem



fast 20 m langen Ausleger, dem außerdem noch eine etwa 3,65 m lange Verlängerung aufgesetzt war, zum Hebezeug umgebaut. Mit diesem wurden je Arbeitstag neun Hallenbinder im Einzelgewicht von über 6 t sowie sämtliche Pfetten, Füllstäbe und die gesamte Dachhaut versetzt.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Eisenbetonpfahl. (Kl. 84c, Nr. 435 721 vom 6. 2. 1924 von Gustave Grimaud in Bouillé-Courdault, par Oulmes [Vendée], Frankreich.) — Um den Pfahl als Bohrer benutzen zu können und ihn durch weichen Grund hindurch in tragfähige Schichten einzutreiben, wird in der Achse des



Pfahles ein Eisenstab 3 eingegossen, der an der Spitze über den Beton hinausragt und in eine zweizackige Schneide 1 endigt. Die Bewehrung des Pfahles besteht aus der Eisenstange 3 mit Bohrschneide 1 und den Längsstäben 4, die mit einer Drahtwindung 5 umspannt und mit Beton umhüllt sind.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: Die Reichsbahnoberräte Dr. jur. Voßköhler, Mitglied der R. B. D. Osten in Frankfurt (Oder), als Mitglied zur R. B. D. Essen, Ernst Eggert, Vorstand des E. B. A. Beuthen (Oberschles.), als Mitglied zur R. B. D. Erfurt, die Reichsbahnräte Dr. jur. Veh, bisher bei der Gruppenverwaltung Bayern in München, als Vorstand zur Betriebsinspektion Salzburg, Curtius, Vorstand des E. B. A. Gumbinnen, nach Goldap als Vorstand des dorthin verlegten E. B. A. Gumbinnen, Riemann, Vorstand der Eisenbahn-Bauabteilung Erfurt, als Vorstand zum E. B. A. Beuthen (Oberschles.), Knopf, bisher bei der R. B. D. Königsberg (Pr.), als Vorstand zur neuerrichteten Eisenbahn-Bauabteilung Goldap. Dr.-Ing. Rummeler, bisher bei der R. B. D. Magdeburg zur R. B. D. Breslau, Stromberg, Leiter einer Abteilung beim E. A. W. Lingen, zum Eisenbahn-Abnahmeamt Breslau, Grahl, Werkdirektor des E. A. W. Frankfurt (Oder), zum Eisenbahn-Abnahmeamt 1 Berlin, und Königshöfer, Leiter einer Abteilung beim E. A. W. Halle (Saale), zum Eisenbahn-Abnahmeamt 2 Berlin mit amtlichem Wohnsitz in Lübeck, sowie der Reichsbahnbaumeister Dr.-Ing. Braumann, bisher bei der R. B. D. Würzburg, als Vorstand (auftrw.) zur Maschineninspektion Schweinfurt.

Bestellt: der Reichsbahnrat Rabenalt in Erfurt zum Vorstand der dortigen E. B. A.

Gestorben: die Reichsbahnoberräte Laubenheimer, Mitglied des E. Z. A. in Berlin, und Braun, Mitglied der R. B. D. Kassel.

Preußen. Die Staatsprüfung haben bestanden: die Regierungsbauführer Gerhard Deichsel, Edmund Lamby (Wasser- und Straßenbau-fach) — Elimar Hoffmann (Eisenbahn- und Straßenbau-fach).

INHALT: Die geplante Nabalentwässerung im Weldener Becken zwischen Neustadt und Rothenstadt. — Beitrag zur Berechnung von Raumpfeilwerken. (Schluß). — Einfache Auswertung der Einflußlinien. — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Wiederherstellung massiver Bogenbrücken. — Dichtung der Hales-Bar-Staumauer durch Asphaltenspritzungen. — Bruch des Hangkanals am Kocherfluß der Wasserkraftanlage Ohrnberg. — Versetzen sechs Tonnen schwerer Hallenträger. — Patentschau. — Personalnachrichten