

# DIE BAUTECHNIK

9. Jahrgang

BERLIN, 19. Juni 1931

Heft 27

## Die Untersuchung des Baugrundes und die Wasserhaltung für den Bau der Nordschleusenanlage in Bremerhaven.\*)

Alle Rechte vorbehalten.

Von Baurat W. Otto, Bremerhaven.

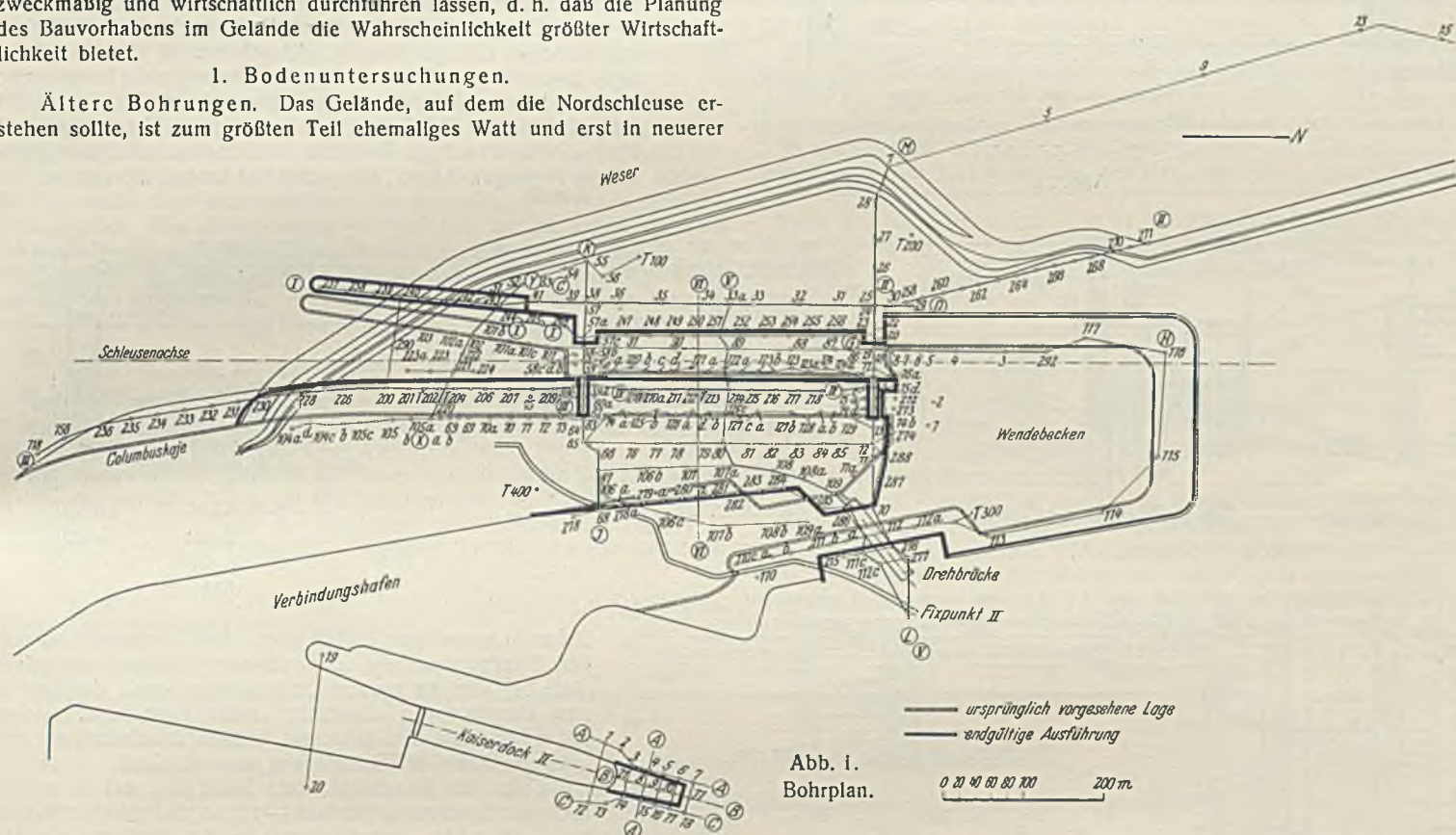
### I. Die Untersuchung des Baugrundes.

Die zur Durchführung eines Bauvorhabens notwendigen Baugrunduntersuchungen sollen die Beschaffenheit der vom Bauwerk angeschnittenen und unter ihm vorhandenen Bodenschichten so weit erforschen, daß die Konstruktion, die Bauausführung und die Erhaltung der Bauwerke sich zweckmäßig und wirtschaftlich durchführen lassen, d. h. daß die Planung des Bauvorhabens im Gelände die Wahrscheinlichkeit größter Wirtschaftlichkeit bietet.

#### 1. Bodenuntersuchungen.

Ältere Bohrungen. Das Gelände, auf dem die Nordschleuse entstehen sollte, ist zum größten Teil ehemaliges Watt und erst in neuerer

wurde grundsätzlich verlangt, daß jede Bohrung durch die Sandschicht hindurch noch 0,5 m in die Urtonschicht hineingebohrt wurde. Außerdem sollten auf beiden Seiten der Schleuse zunächst je zwei Bohrungen möglichst die Urtonschicht durchdringen, mindestens aber 50 m tief gebohrt werden; bei diesen Bohrungen wurde von 30 m Tiefe ab die Ver-



Zeit (1899) eingedeicht. Die aus dem Jahre 1914 vorhandenen Bohraufzeichnungen für den früheren Entwurf hatten unter einer Kleidecke von etwa 15 m Stärke diluvialen Sand und darunter Ton in verschiedenen Tiefenlagen ergeben. Auch die im Jahre 1927 auf der südlich an das Baugelände anschließenden Columbuskaje ausgeführten Bohrungen hatten gezeigt, daß die Bodenschichtung und -beschaffenheit in der nächsten Umgebung der Baustelle außerordentlich ungleichartig sind.

Bohrplan. Es wurde deshalb an Hand des Lageplanes der Nordschleuse ein Netz von etwa 90 Bohrungen so gelegt, daß die Bodenschichtung in den Achsen der Häupter und in den Fluchten der Ufer-einfassungen klar erfaßt und daß festgestellt werden konnte, ob die zu errichtenden Einzelbauwerke, wie Schleusenhäupter, Kammermauern, Kajen und Drehbrückenfundament wirtschaftlich standsicher zu erbauen waren (Abb. 1).

Bohrweite — Bohrtiefe. Als Bohrweite wurde 300 mm gewählt, um für die Boden- und Erddruckuntersuchungen und für die Bestimmung der Reibungsbeiwerte in der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau ausreichende Probenmengen zur Verfügung stellen zu können. Ferner hatte die 300-mm-Bohrweite den Vorteil, daß die an einigen Stellen vorgefundenen Geröllschichten durchstoßen und Probestücke gewonnen werden konnten. Abweichend von den früher vorgenommenen Bohrungen, wo nur in wenigen Fällen die Tiefenlage des Urtones festgestellt war,

\*) Von der Abhandlungsreihe „Nordschleusenanlage Bremerhaven“ erscheint später ein Gesamtsonderdruck. Bestellungen hierauf werden schon jetzt entgegengenommen.

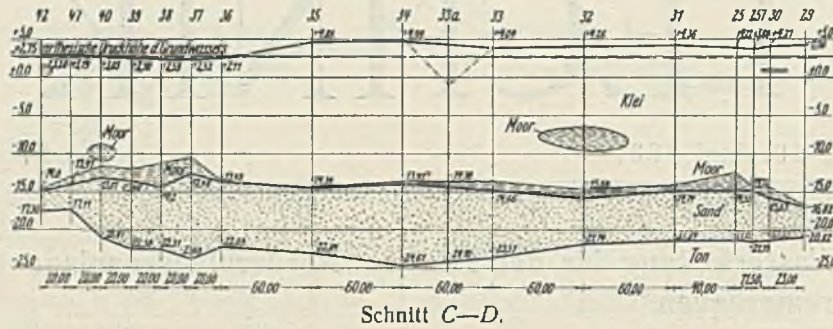
wendung von 200 mm weiten Rohren gestattet. Diese tief hinabführenden Bohrungen sollten außer den Aufschlüssen über die Beschaffenheit der Tonschicht noch feststellen, ob ein zweites Grundwasserstockwerk vorhanden sei und etwa mit einem Durchbruch dieses Wassers gerechnet werden mußte.

Bohrgeräte. Die für die Bohrungen benutzten Geräte waren die üblichen Dreihöcke mit Ventilbohrer, Spiralbohrer und Löffelbohrer (Tonschneider). Dort, wo im offenen Watt gearbeitet werden mußte, wurde die Bohrung von festen Gerüsten aus vorgenommen (s. Abb. 3).

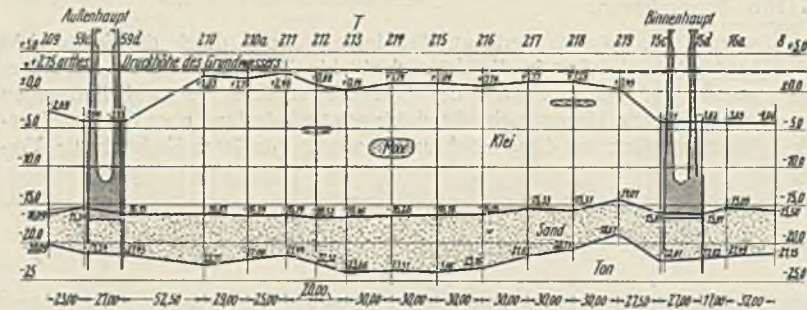
Ausführung der Bohrungen. Die Ausführung der Bohrungen war an die Siemens-Bauunion vergeben. Wegen der gebotenen Eile wurde die Arbeit mit vier Kolonnen und unter voller Ausnutzung des Tageslichtes in zwei Schichten durchgeführt.

Gewinnung, Sicherung und Aufbewahrung der Proben. Die anfallenden Bohrproben waren naturgemäß zahlreich, und ihre Aufbewahrung und Sichtung erforderten große Sorgfalt. Es wurde daher jeder Bohrkolonne ein für die Gewinnung und Aufbewahrung der Proben besonders angelernter Mann beigegeben. Die Proben wurden unmittelbar nach der Entnahme in 1 1/2- und 2-l-Weckgläser gefüllt, der Deckel mit Paraffin verklebt. Hierdurch ist es gelungen, den Boden in seiner natürlichen Beschaffenheit und Feuchtigkeit noch nach längerer Zeit für Untersuchungen bereitzustellen, und auch jetzt, nach nahezu dreijähriger Aufbewahrungszeit, haben die Proben fast ihren ursprünglichen Charakter erhalten.

Hand in Hand mit der Gewinnung der Proben wurde die Auftragung der Bodenprofile und durch die Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiff



Schnitt C—D.



Schnitt IV—IV.

Abb. 2a.

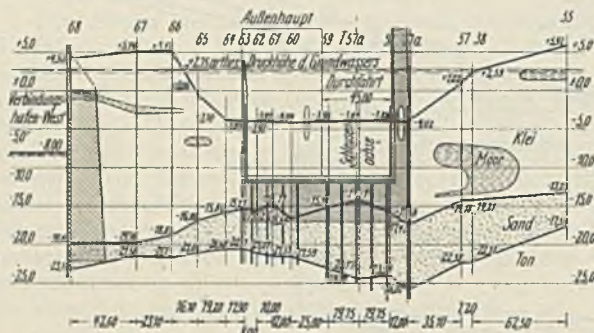
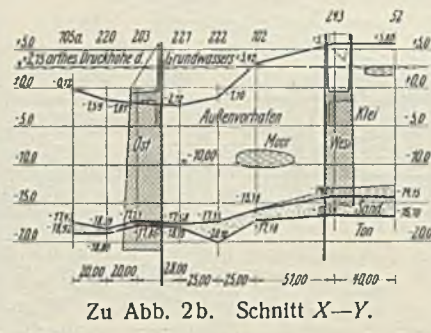
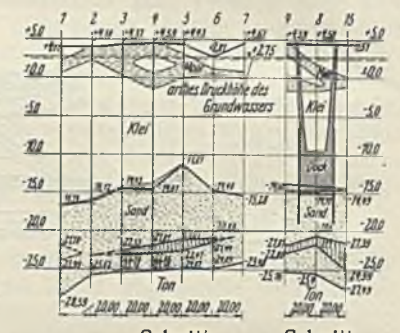


Abb. 2b. Schnitt J—K.



Zu Abb. 2b. Schnitt X—Y.



Schnitt A—A  
Schnitt D—D  
Abb. 2d.

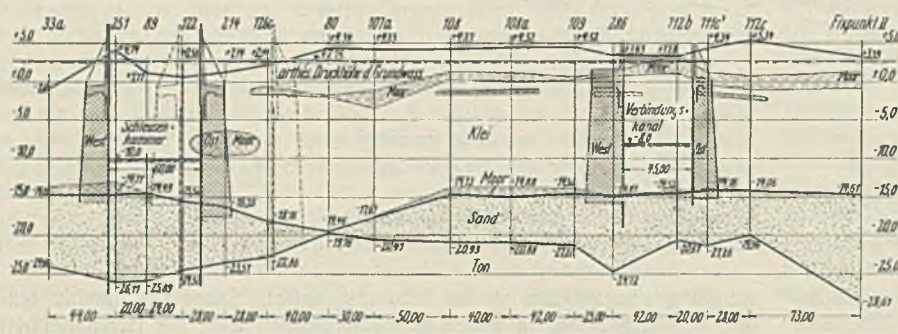


Abb. 2c. Schnitt V—V.

Abb. 2a bis d. Geländeschnitte.

gewonnenen Schichtenplanes wurden die in Abb. 4 u. 5 dargestellten Modelle der Urton- und der Sandschicht angefertigt. Diese Modelle zeigen plastisch den Aufbau der beiden Schichten und waren durch ihre Anschaulichkeit für die Weiterarbeit sehr wertvoll.

Der in Abb. 1 in seiner endgültigen Gestalt vorliegende Bohrplan, in den auch die durch die Bohrergebnisse notwendig gewordene Verschiebung der Bauwerke eingetragen ist, läßt aus der Anhäufung der Bohrungen die Stellen erkennen, wo zu weiterer Klärung die Zwischenschaltung von Beobachtungen gefordert werden mußte. Eine Auswahl von Schnitten durch das Baugelände geben Abb. 2a bis 2d, in die auch die endgültigen Bauwerktagen eingetragen sind.

Die Bodenarten: Der anstehende Klei (Alluvium) in einer Mächtigkeit von 10 bis 15 m zeigte in sich schon eine stark wechselnde Zusammensetzung. In den oberen Lagen, etwa bis —5 Brhv. N., wechselten stark mit Pflanzenresten, meist Schilfwurzeln, durchsetzte Schichten mit solchen von wenig Sandbeimischung, darunter wurden Schichten mit starkem Gehalt feinsten Sandes beobachtet. Meist wurde der mit feinsten Sandlagen durchsetzte Klei in größerer Tiefe erschlossen, er zeigte ein blättriges Gefüge (Abb. 6). Eingebettet in die Kleischicht lagen zwischen +1,5 und —3 zusammenhängende, ausgedehnte Darg- und moorige Schichten von durchschnittlich 0,5 m Stärke (Abb. 2c, Schnitt V—V), ebenso wurden an der Grenze zwischen Klei und Sand häufiger Schichten mit Pflanzenresten und moortartigen Bildungen (Abb. 7, Dargschichten) beobachtet und bei den

bau unter Leitung des verstorbenen Prof. Krey die Untersuchung der Proben in bodenstatistischer Hinsicht durchgeführt. Dabei stellte sich zunächst heraus, daß in der Höhenlage der Schichten, vor allem bei Sand und Ton, so große Unterschiede waren, daß es allein aus wirtschaftlichen Gründen nicht vertreten werden konnte, die teilweise sehr ungünstigen Werte der Konstruktion größerer Kajelängen zugrunde zu legen. Auch die in der Versuchsanstalt gewonnenen Schubfestigkeitswerte gingen sehr weit, bei Ton z. B. um das Vierfache, auseinander. Somit bestand bei Benutzung der ungünstigsten Werte einerseits die Möglichkeit starker Überbemessung und damit Unwirtschaftlichkeit, andererseits war es aber auch nicht ausgeschlossen, daß noch ungünstigere Werte auftreten konnten. Deshalb machten die aus der Bearbeitung der Proben sich ergebenden Unklarheiten in Schichtung und Beschaffenheit die Einschaltung neuer, ergänzender Bohrungen notwendig, und nach Abschluß der Untersuchungen waren auf dem Gelände der Nordschleuse insgesamt 479 Bohrungen durchgeführt, davon vier Tiefbohrungen von annähernd 50 m Tiefe, fünf Bohrungen von rd. 30 m Tiefe und 470 Bohrungen 0,5 bis 2 m in die Urtonschicht. Erst dieses dichte Netz von Bohrungen ergab ein ausreichend genaues Bild der Bodenschichtung und -beschaffenheit. Die Oberflächengestaltung der wichtigsten Schichten, des Urtones und des Sandes, ließ sich durch Höhenschichtenlinien ermitteln. Mit Hilfe des so

festgestellt. Einige Bohrungen — vor allem bei dem Binnenhaupt — mußten sogar aufgegeben werden, weil größere Steinblöcke nicht durchschlagen werden konnten. Nördlich der Schleusenbaustelle nimmt tiefen Ausgrabungen der Häupter, des Brückenpfeilers und der Dockverlängerung in größerem Umfange freigelegt (Abb. 8). Für die weitere Untersuchung wurde der Klei in zwei Hauptgruppen eingeteilt: „fetter Klei“, d. h. solcher mit wenig Sand und sehr viel tonigen Bestandteilen, und „magerer Klei“ mit Beimengung von viel Sand.

Unter der Kleischicht steht Sand an, der in seinen höchsten Erhebungen bis fast —10, an den tiefsten Stellen bis —30 reicht. Die Schichtstärke des diluvialen Sandes ist im engeren Baustellenbereich sehr wechselnd, an einigen Stellen nur 0,3 m, an anderen nahezu 12 m. Schichten feinen Sandes wechseln mit solchen größeren Kornes oder mit Kies. In der Nähe der steilen Vertiefungen des Urtones wurde grobes Geschiebe, z. T. bis Kopfgröße, festgestellt. Einige Bohrungen — vor allem bei dem Binnenhaupt — mußten sogar aufgegeben werden, weil größere Steinblöcke nicht durchschlagen werden konnten. Nördlich der Schleusenbaustelle nimmt

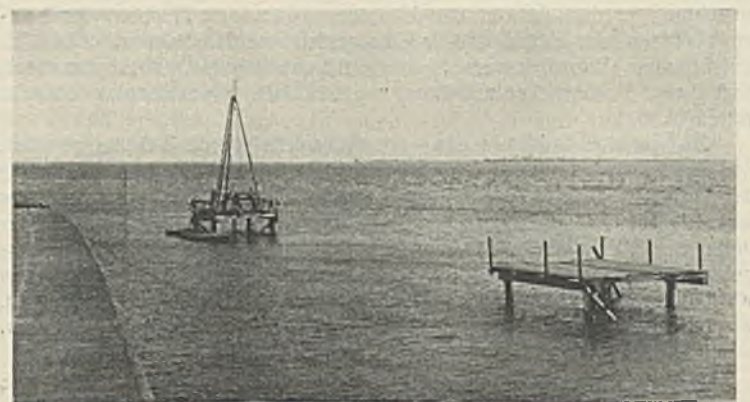


Abb. 3. Bohrung im Watt.

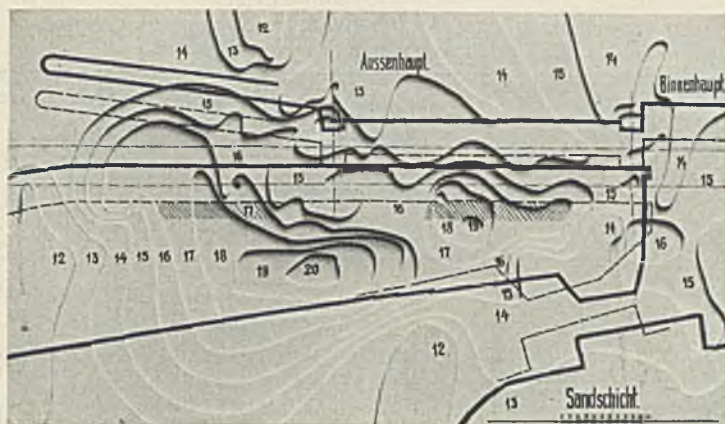


Abb. 4. Modell der Urtonschicht.

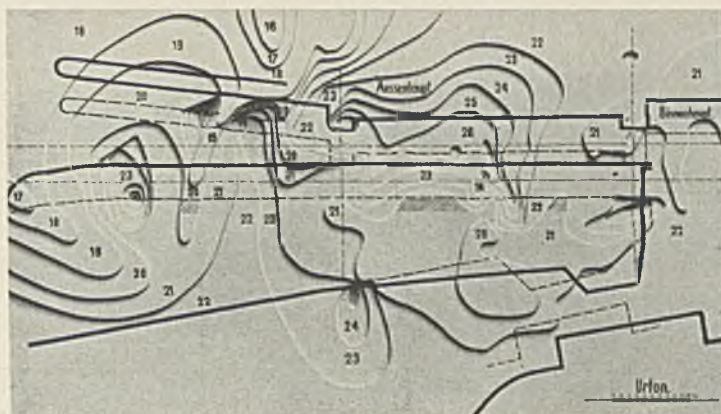


Abb. 5. Modell der Sandschicht.

die Stärke der Sandschicht noch zu, und der Sand wird gleichmäßig feinkörnig.

Unter der Sandschicht liegt Urton von grauer, dunkelbrauner bis schwarzer Farbe. Das Gefüge des Urtones war meist sehr dicht, so daß häufig die erbohrte Tonprobe mit scharfem Werkzeug aus dem Bohrer herausgeschlagen werden mußte. Der Ton und seine sandigen Beimengungen sind außerordentlich feinkörnig, mit Glimmer durchsetzt und kalkhaltig. Meist war die Probe aus dem Bohrer trocken, an anderen Stellen wurde aber auch weicherer Ton gefördert, der dann mehr Sandteile enthielt. Eine Durchbohrung der Tonschicht ist bei keiner der 50 m tiefen Bohrungen geglückt. Die Urtonschicht fällt im Baugelände von SW nach NO ab. Sie ist von tiefen Auskolkungen durchzogen, deren Ränder sehr steil abfallen, z. T. bis — 28 Brhv. N., während einzelne Höhenrücken sich bis — 16 Brhv. N. erheben.

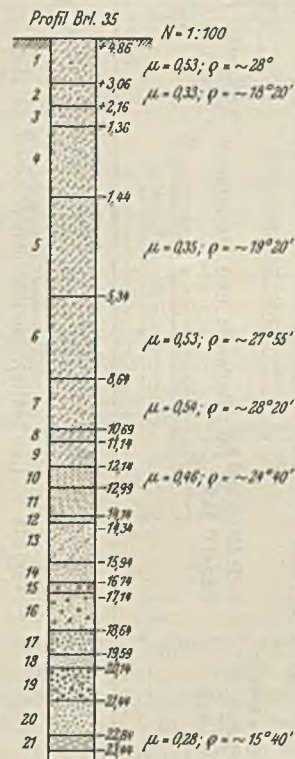
Ergebnisse der Bodenuntersuchungen.

a) Werte für die Standsicherheitsuntersuchungen. Mit dem Fortschreiten der Bohrarbeiten auf der Baustelle wurden jeweils eine Auswahl der gewonnenen Proben in den Versuchsanstalten in Berlin und unabhängig davon auch in Hannover untersucht und die für die Berechnung der Kajen wesentlichen Werte, nämlich Schubfestigkeit und Raumgewicht ermittelt<sup>\*)</sup>. Tabelle 1 gibt die Ergebnisse der Untersuchung einer vollständigen Bohrung (Bohrung 35), ausgeführt in der Versuchsanstalt für

<sup>\*)</sup> S. Agatz: „Die Grundlagen der Entwurfsbearbeitung und Bauausführung der Nordschleusenanlage“.

Tabelle 1. Bohrloch 35.

Lfd. Nr.	Tiefe		Schichtstärke m	Tiefe ab Gelände m	Raumgewicht $\gamma^{*)}$	$\nu$	$\mu$	Bodenbezeichnung
	von m	bis m						
1	+ 4,86	+ 3,06	1,80	1,80	1,575	{ 1,14 1,50 }	{ 0,62 0,53 }	magerer Klei mit feinem Sande
2	+ 3,06	+ 2,16	0,90	2,70	1,640	{ 1,50 1,13 }	{ 0,33 0,44 }	" " " "
3	+ 2,16	+ 1,36	0,80	3,50	1,625			" " " "
4	+ 1,36	— 1,44	2,80	6,30	1,640			" " " "
5	— 1,44	— 5,34	3,90	10,20	1,510	{ 1,50 2,00 }	{ 0,50 0,35 }	" " " "
6	— 5,34	— 8,64	3,30	13,50	1,500	{ 1,80 2,40 }	{ 0,53 0,56 }	" " " "
7	— 8,64	— 10,69	2,05	15,55	1,690	{ 2,00 2,60 }	{ 0,60 0,54 }	" " " "
8	— 10,69	— 11,14	0,45	16,00	1,525			" " " "
9	— 11,14	— 12,14	1,00	17,00	1,525			" " " "
10	— 12,14	— 12,99	0,85	17,85	1,412	{ 1,2 3,0 }	{ 0,52 0,46 }	humoser, fetter Klei
11	— 12,99	— 14,14	1,15	19,00	1,512			" " " "
12	— 14,14	— 14,34	0,20	19,20	1,900			kleihaltiger Sand
13	— 14,34	— 15,94	1,60	20,80	1,965			schwach kleihaltig; feiner scharfer Sand
14	— 15,94	— 16,74	0,80	21,60	1,940			grauer, scharfer Sand
15	— 16,74	— 17,14	0,40	22,00	2,100			scharfer, grober Sand mit Steinen
16	— 17,14	— 18,64	1,50	23,50	1,965			" " " "
17	— 18,64	— 19,59	0,95	24,45	1,965			scharfer, feiner Kies
18	— 19,59	— 20,14	0,55	25,00	1,900			feiner Sand
19	— 20,14	— 21,44	1,30	26,30	1,813			grober Kies mit Steinen
20	— 21,44	— 22,84	1,40	27,70	1,883			scharfer, grober Sand
21	— 22,84	— 23,44	0,60	28,30	1,951	{ 2,0 4,6 }	{ 0,28 0,28 }	graubrauner Ton



<sup>\*)</sup> Das Raumgewicht der Böden muß mit einem gewissen Vorbehalt angegeben werden, da es nicht unter den in Betracht kommenden Drücken ermittelt ist, sondern unter annähernd gleichem Druck.

Wasserbau und Schiffbau in Berlin. Sie zeigt ungefähr die mittlere Beschaffenheit der auf dem Baugelände erschlossenen Bodenschichten.

Als Ergänzung hierzu zeigt Tabelle 2 im Ausschnitt die Kleiuntersuchung der Bohrung 108, und es tritt hier die Verschiedenheit in dem Aufbau des Kleibodens in dem Wechsel der  $\mu$ -Werte klar zutage. Die Versuchsergebnisse der  $\mu$ -Werte schwankten für mageren Klei zwischen 0,38 und 0,62, für fetten Klei zwischen 0,32 und 0,52. Bei verschiedenen Belastungen und Tiefen ergaben sich für  $\mu$  des Klei folgende Werte:

Tiefe	$\nu =$	1,14	1,20	1,50	1,80	2,00	2,40	2,60	3,00 kg/cm <sup>2</sup>
+ 4,86	"	0,62		0,53					
+ 3,06		0,44		0,33					
— 1,14				0,50		0,35			
— 5,34					0,53		0,56		
— 8,64						0,60		0,54	
— 12,14			0,52						0,46

Für die Standsicherheitsnachweise wurde ein  $\mu$  von 0,414 als zulässig angesehen für gewachsenen Klei.

Da für die Hinterfüllung nur Klei in Frage kommen konnte und sich durch das Bewegen und das Lösen mit Greif- oder Löffelbaggern der Boden stark mischen mußte, wurde noch für die Bestimmung der  $\mu$ -Werte eine Versuchsreihe mit Kleiboden aus den Kippen durchgeführt. Bei den drei Belastungen  $\nu = 0,5, 1,0$  und  $2 \text{ kg/cm}^2$  schwankten die  $\mu$ -Werte zwischen 0,22 und 0,60. Die Kleinstwerte aus den Versuchen für die

23. Dezember 1927.

Tabelle 2. Untersuchungsergebnis der Erdproben aus Bohrloch 108. Nordschleuse.

Lfd. Nr.	Schürf- oder Bohrloch-Lage Station	Tiefenlage auf Pegel 0 Brhv.	Bodenart und Mächtigkeit	Raumgewicht	Spez. Gewicht	Wasserabgabe der erdfeuchten Probe 110°	Schubfestigkeitsbeiwert	Schlämmanalyse					Kies über 2 mm	Feinfraktion
								Sand	Slamm	Feinfraktion	Feinfraktion	Feinfraktion		
1	Bohrloch 108	+ 4,26 bis + 1,66	weicher, sandiger Kiesel, 2,60 m	1,84	2,66	24,7%	—	2,0 — 1,0	0,5 — 0,2	0,1 — 0,2	0,1 — 0,1	0,05 — 0,01	19%	10 bis 14 stark durchsetzt mit Pflanzenresten
2	dsgl.	+ 1,66 bis + 1,16	fetter, sandiger Kiesel, 0,50 m	1,86	2,76	26,1%	—	1,0 — 0,5	0,2 — 0,1	0,1 — 0,1	0,05 — 0,01	25%	14 stark durchsetzt mit Pflanzenresten	
3	"	+ 1,16 bis + 0,26	weicher, morastiger Kiesel mit Pflanzenresten, 0,90 m	1,37	2,46	60%	0,38	2,0 — 1,0	0,5 — 0,2	0,1 — 0,1	0,05 — 0,01	31%	viele Pflanzenreste bei 10 bis 14	
4	"	+ 0,26 bis — 2,14	weicher Kiesel mit Schluff, 2,40 m	1,58	2,61	36,7%	0,44	1,0 — 0,5	0,2 — 0,1	0,1 — 0,1	0,05 — 0,01	33%	viele Pflanzenreste bei 10 bis 14	
5	"	— 2,14 bis — 6,24	mittelweicher, sandiger Kiesel, 4,10 m	1,76	2,64	34,2%	0,42	2,0 — 1,0	0,5 — 0,2	0,1 — 0,1	0,05 — 0,01	35%	viele Pflanzenreste bei 10 bis 14	
6	"	— 6,24 bis — 9,84	weicher, sandiger Kiesel, 3,60 m	1,49	2,66	47%	0,41	2,0 — 1,0	0,5 — 0,2	0,1 — 0,1	0,05 — 0,01	55%	viele Pflanzenreste bei 10 bis 14	
7	"	— 9,84 bis — 12,94	weicher sandiger Kiesel, 3,10 m	1,53	2,60	40,7%	—	2,0 — 1,0	0,5 — 0,2	0,1 — 0,1	0,05 — 0,01	41%	viele Pflanzenreste bei 10 bis 14	
8	"	— 12,94 bis — 13,84	mittelfester, sandiger Kiesel, 0,90 m	1,49	2,60	44,6%	—	2,0 — 1,0	0,5 — 0,2	0,1 — 0,1	0,05 — 0,01	48%	viele Pflanzenreste bei 10 bis 14	
9	"	— 13,84 bis — 14,74	fetter, morastiger Kiesel mit Sand, 0,90 m	1,41	2,64	46,7%	0,46	2,0 — 1,0	0,5 — 0,2	0,1 — 0,1	0,05 — 0,01	59%	viele Pflanzenreste bei 10 bis 14	

Tabelle 3. Untersuchungsergebnisse des Urtones.

Nr.	Bohrung	Bodenart und ihre Mächtigkeit (m)	Raumgewicht	Spezifisches Gewicht	Schubfestigkeit		
					Belastung in kg/cm <sup>2</sup>	Belastungsdauer (Tage)	Beiwert
8	— 21,15 bis — 21,70	Fester Ton (0,55)	1,97	2,75	2,0	3	0,20
68	— 20,63 bis — 21,03	Fester Ton mit Sandschichten	1,90	2,70	0,8	2	0,34
68	— 21,03 bis — 23,12	Feiner kleiiger Sand (2,09)	1,90	2,67	2,0	—	0,50
68	— 23,12 bis — 24,68	Ton mit Sandschichten (1,56)	1,90	2,72	2,0	—	0,15
68	— 24,68 bis — 25,68	Fester Ton m. wenig feinem Sand	2,00	2,73	2,0	—	0,24
104 d	— 18,84 bis — 20,54	Weicher Ton (1,70)	1,90	2,72	0,7	—	0,50
104 d	— 20,54 bis — 22,74	Mittelfester Ton mit Sandadern	2,00	2,72	0,8	—	0,25
104 d	— 22,74 bis — 23,54	Mittelfester Ton mit Sandadern	2,00	2,72	2,9	—	0,27
104 d	— 22,74 bis — 23,54	Mittelfester Ton mit Sandadern	2,00	2,72	4,5	—	0,18
104 d	— 24,14 bis — 24,34	Fester Ton mit Sandschichten	1,90	2,72	1,2	—	0,40
202	— 17,91 bis — 18,91	Fester Ton mit Sandschichten (1,0)	1,90	2,69	3,3	—	0,39
202	— 18,91 bis — 19,41	Sehr fester Ton (0,50)	2,00	2,72	0,6	—	0,20
202	— 19,41 bis — 20,41	Weicher Ton (1,0)	2,00	2,72	2,7	—	0,17
202	— 20,41 bis — 20,81	Weicher Ton (0,40)	1,90	2,73	0,6	—	0,29
202	— 20,41 bis — 20,81	Weicher Ton (0,40)	1,90	2,73	2,9	—	0,24
202	— 25,81 bis — 26,81	Fester Ton (1,0)	1,90	2,74	0,8	—	0,55
202	— 25,81 bis — 26,81	Fester Ton (1,0)	1,90	2,74	2,9	—	0,54
202	— 26,81 bis — 27,01	Fester Ton mit starken Sandschichten	1,90	2,72	1,3	—	0,25
202	— 26,81 bis — 27,01	Fester Ton mit starken Sandschichten	1,90	2,72	3,4	—	0,23
202	— 27,01 bis — 27,31	Weicher sandiger Ton (0,3)	1,80	2,72	1,4	—	0,46
202	— 27,01 bis — 27,31	Weicher sandiger Ton (0,3)	1,80	2,72	3,5	—	0,45
202	— 27,31 bis — 27,61	Mittelfester sandiger Ton	1,90	2,72	1,4	—	0,46
202	— 27,31 bis — 27,61	Mittelfester sandiger Ton	1,90	2,72	3,5	—	0,39
202	— 27,61 bis — 28,06	Fester sandiger Ton (0,45)	1,90	2,72	1,5	—	0,17
213	— 23,66 bis — 24,66	Fester Ton (1,0)	1,90	2,69	3,6	—	0,14
213	— 23,66 bis — 24,66	Fester Ton (1,0)	1,90	2,69	1,0	—	0,23
213	— 24,66 bis — 25,56	Fester Ton (0,90)	1,90	2,69	3,3	—	0,20
213	— 24,66 bis — 25,56	Fester Ton (0,90)	1,90	2,69	2,0	—	0,19
213	— 25,56 bis — 26,16	Fester Ton (0,60)	2,00	2,71	3,3	—	0,18
213	— 25,56 bis — 26,16	Fester Ton (0,60)	2,00	2,71	1,2	—	0,31
213	— 26,16 bis — 27,16	Weicher Ton (1,0)	2,00	2,72	3,4	—	0,32
213	— 26,16 bis — 27,16	Weicher Ton (1,0)	2,00	2,72	1,3	—	0,46
213	— 26,16 bis — 27,16	Weicher Ton (1,0)	2,00	2,72	3,5	—	0,42
213	— 27,16 bis — 27,86	Weicher Ton (0,70)	1,90	2,73	1,4	—	0,43
213	— 27,16 bis — 27,86	Weicher Ton (0,70)	1,90	2,73	3,5	—	0,45
213	— 27,86 bis — 28,86	Fester Ton (1,0)	1,80	2,67	1,5	—	0,27
213	— 27,86 bis — 28,86	Fester Ton (1,0)	1,80	2,67	3,5	—	0,19
213	— 28,86 bis — 29,86	Fester sandiger Ton (1,0)	1,90	2,71	1,6	—	0,48
213	— 28,86 bis — 29,86	Fester sandiger Ton (1,0)	1,90	2,71	3,6	—	0,43
213	— 29,86 bis — 30,86	Weicher sandiger Ton (1,0)	2,00	2,70	1,7	—	0,47
213	— 29,86 bis — 30,86	Weicher sandiger Ton (1,0)	2,00	2,70	3,8	—	0,47
213	— 30,86 bis — 31,86	Sehr fester Ton (1,0)	1,90	2,68	1,7	—	0,17
213	— 30,86 bis — 31,86	Sehr fester Ton (1,0)	1,90	2,68	3,8	—	0,14
213	— 31,86 bis — 32,86	Weicher stark-sandiger Ton (1,0)	2,00	2,68	1,9	—	0,60
213	— 31,86 bis — 32,86	Weicher stark-sandiger Ton (1,0)	2,00	2,68	3,9	—	0,61
213	— 32,86 bis — 33,66	Weicher stark-sandiger Ton (0,8)	2,00	2,72	1,9	—	0,56
213	— 32,86 bis — 33,66	Weicher stark-sandiger Ton (0,8)	2,00	2,72	4,0	—	0,59
213	— 33,66 bis — 33,96	Sehr fester Ton (0,30)	1,90	2,74	1,9	—	0,28
213	— 33,66 bis — 33,96	Sehr fester Ton (0,30)	1,90	2,74	4,0	—	0,21



Abb. 6. Klei mit feinen Sandlagern aus größeren Tiefen.



Abb. 7. Klei mit Dargschichten aus den oberen Lagen.

Berechnung auszuwählen, erschien zu ungünstig. Die Mittel aus den Einzelversuchen der Versuchsreihe ergaben für:

$\nu = 0,5$	1,0	2,0 kg/cm <sup>2</sup>
$\mu = 0,40$	0,29	0,29
$\mu = 0,48$	0,44	0,39
$\mu = 0,57$	0,47	0,38

Für Hinterfüllungsklei wurde für die Standsicherheitsuntersuchungen  $\mu = 0,315$  als zulässig angesehen.

Für die Sandschicht wurden von der Versuchsanstalt Schubfestigkeitswerte von 0,6 bis 0,7 bei einem Raumgewicht von 1,8 bis 2,1 angegeben.

An den Stellen sehr geringer Mächtigkeit der Sandschicht war für die Gleituntersuchungen die genaue Kenntnis der  $\mu$ -Werte des Urtones besonders wichtig. Eine große Zahl von Proben wurde untersucht, und die gefundenen, sehr verschiedenen Werte waren die Ursache für die Einschaltung weiterer neuer Bohrungen. Die Tabelle 3 gibt die Untersuchungsergebnisse des Urtones, dessen  $\mu$ -Werte meist für zwei Belastungen bestimmt wurden und zwischen 0,13 und 0,65 schwanken. Die so gewonnenen  $\mu$ -Werte wurden für die Gleituntersuchungen in die Schichtenpläne eingetragen (s. Abb. 9) und zeigten, wie sehr die Wertigkeit des Tones auf eng begrenztem Raum wechselte, und daß weiter für die Berechnungen auf die Auswahl von Mittelwerten nicht verzichtet werden durfte. Für die Standsicherheitsnachweise wurden die Tonuntersuchungsergebnisse dahingehend gewertet, daß für das obere Höhenmeter der Tonlage, das noch von dem darüberstehenden Grundwasser durchfeuchtet sein kann,  $\mu = 0,15$  gewählt wurde. Für die tieferen Lagen wurde  $\mu = 0,25$  zugelassen<sup>2)</sup>.

b) Verschiebung der Schleusenachse. Das zweite wesentliche Ergebnis der Bodenuntersuchung war die Verlegung der Schleusenachse um 47 m nach Westen.

<sup>2)</sup> Über die der Berechnung zugrunde gelegten Werte s. Agatz: „Die Grundlagen der Entwurfsbearbeitung und Bauausführung der Nordschleusenanlage in Bremerhaven“.



Abb. 8. Übergang der Klei- in die Sandschicht.

Schon ein Vergleich der Höhenschichtenlinien von Ton und Sand zeigte, daß die Kajemauern auf der Ostseite des Außenvorhafens und der Schleusenammer auf größere Strecken nur auf einer Sandschicht von kaum 1 m Stärke zu stehen kamen. Dazu ergaben die durchgeführten Prüfungen des Urtones, im Gegensatz zu der anscheinend großen Festigkeit der Tonprobe im Bohrer, derart geringe Reibungsfestigkeiten, daß für die Mauern recht schwere Konstruktionen erforderlich wurden. Eine weitere Nachprüfung ergab, daß die Reibungsfestigkeit des Urtones an verschiedenen Stellen noch um weitere 35% herunterging. Die daraufhin vorgenommene Nachrechnung der Kajemauern erwies, daß innerhalb der in den Abbildungen des Modells der Tonschicht schraffierten Mauerstrecken eine Standsicherheit der 18,5 und 21 m hohen freistehenden Mauern auch bei 35 m breiter Rostplatte des Pfahlrostes nicht mehr zu erreichen war.

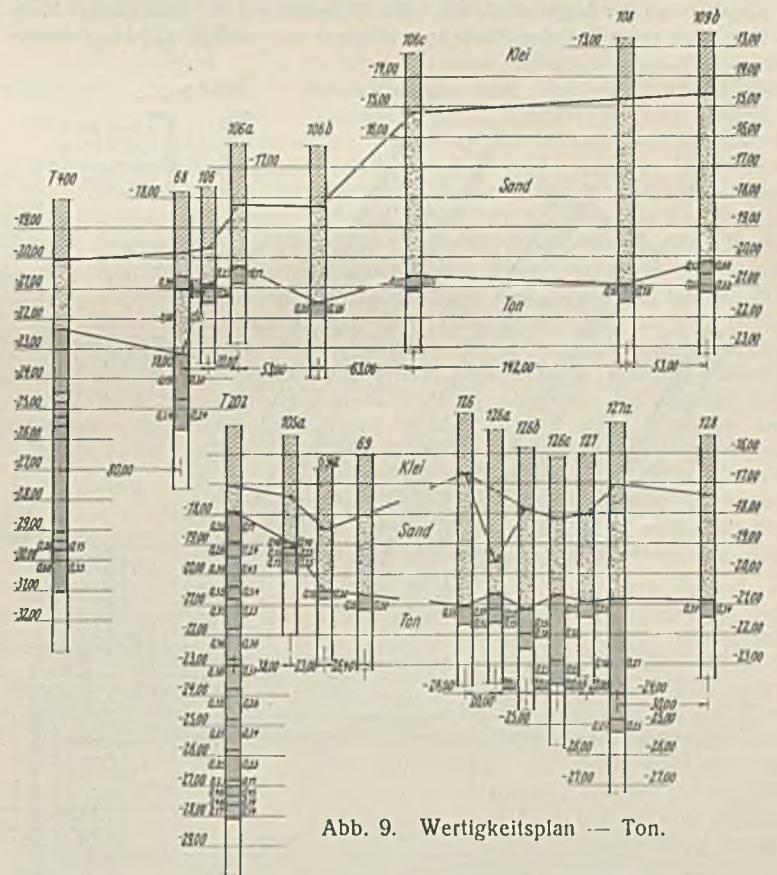


Abb. 9. Wertigkeitsplan — Ton.

Bei der zuerst vorgesehenen Linienführung der Bauwerke war die große Höhe der Kajemauern besonders auf der Ostseite des Außenvorhafens deshalb notwendig, weil diese Mauern zugleich den Deichschutz bilden mußten. Die Herstellung einer 35 m breiten Rostplatte hätte jedoch eine Unterbrechung der Gleisanlagen beim Schuppen G und teilweise Abfangung dieses Schuppens bedingt. Trotz dieser Schwierigkeiten in der Bauausführung ergaben die durchgeführten Berechnungen nicht die mindestens zu fordernde Standsicherheit von 1,10. (Schluß folgt.)



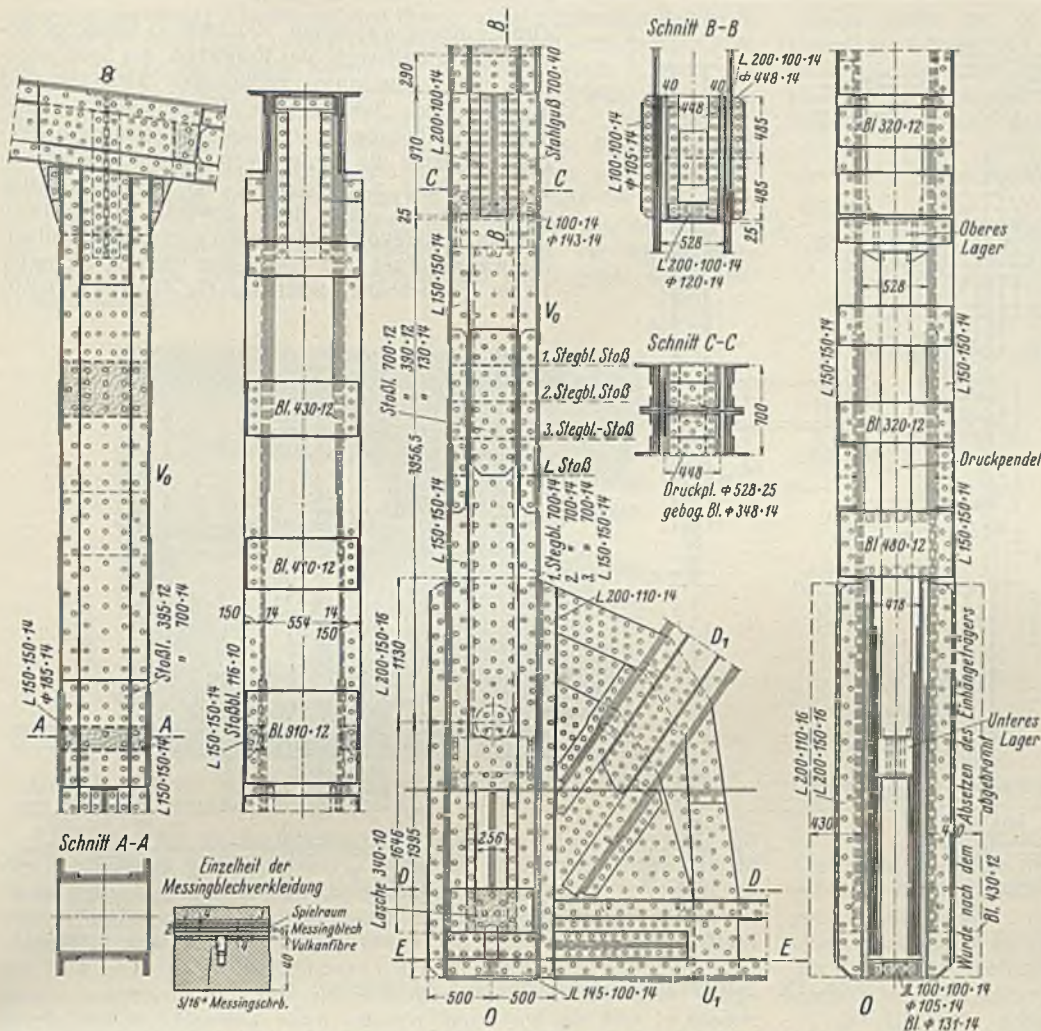
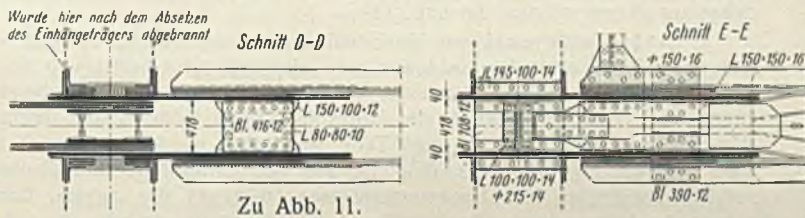


Abb. 11. Knotenpunkt o des Einhängeträgers und Pfosten Vo.



Zu Abb. 11.

senkten Niete geschlossen, ebenso wurde das in Abb. 11 gestrichelt gezeichnete Loch für den alten Bolzen ausgefüllert. Das Material des Pfostens ist St. Si. Die neugeschlagenen Nieten haben einen Durchmesser von 28 mm.

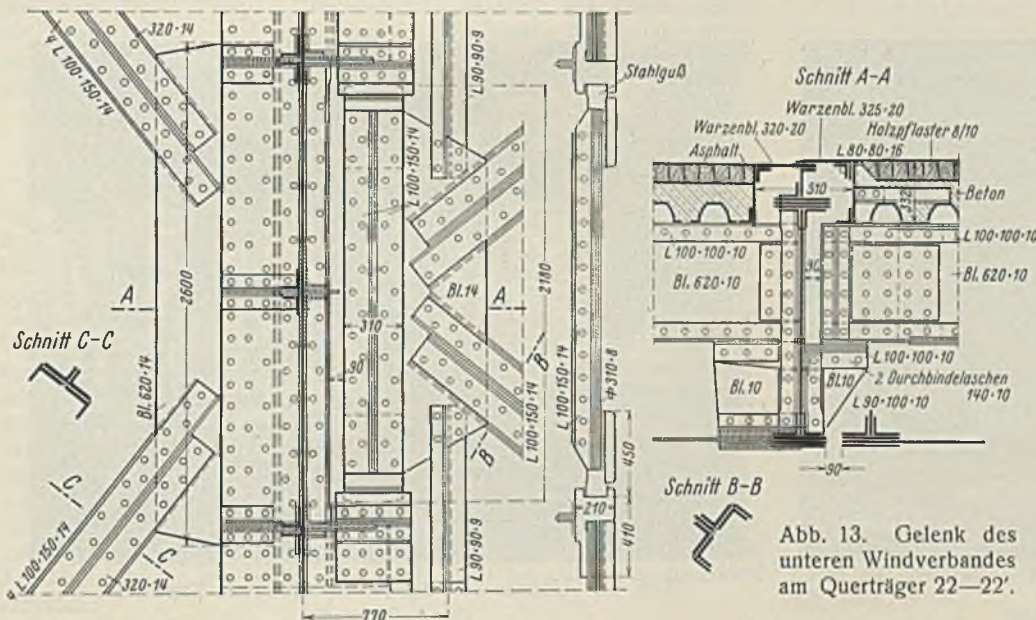


Abb. 13. Gelenk des unteren Windverbandes am Querträger 22—22'.

Die eigenartige konstruktive Gestaltung gewisser Einzelteile des neuen Gelenkpfostens und des Kragträgerknotenpunktes mit den zugehörigen Stabanschlüssen war durch die schwierige Montage dieser Glieder bedingt. Das Arbeiten an dem unter hoher Spannung stehendem Brückenteil bei außerordentlich beschränkten Raumverhältnissen und die notwendigerweise stets anzubringenden und oft umzusetzen den Sicherungskonstruktionen erlaubten nur

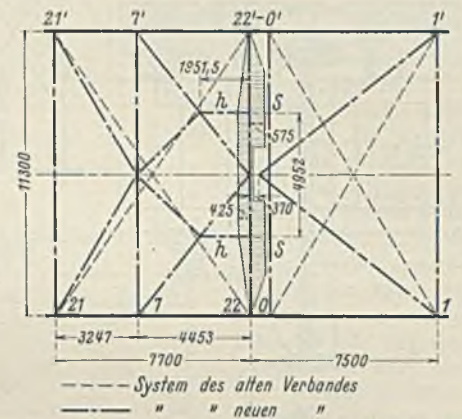


Abb. 12. System des unteren Windverbandes in den Feldern 21—22 u. 0—1.

einen stückweisen Einbau der neuen Teile. In weit größerem Umfange, als dies bei gewöhnlichen Bauten der Fall ist, mußte sich hier der Konstrukteur den gegebenen Verhältnissen anpassen und seine Konstruktionen so ausbilden, daß sie den Erfordernissen der Montage in jeder Weise entsprachen.

c) Unterer Windverband im Felde 21—22. Vor dem Einbau wurden die Windstützkkräfte aus dem Einhängeträger in den Kragträger durch Kontakt in dem Gelenknotenpunkt übergeleitet. Da dieser Knotenpunkt vorübergehend außer Wirkung gesetzt werden mußte, wurde nunmehr das System abgeändert und in Querträgermitte ein besonderes Windverbandgelenk angeordnet. In Abb. 12 ist mit gestrichelten Linien das System des alten Verbandes dargestellt. Dieser war in der Schwerlinie des Untergurtes angeschlossen. Um den Einbau des neuen Verbandes vor dem Ausbau des alten zu ermöglichen, wurden die Stäbe der neuen Verspannung tiefer gelegt und an die Deckplatten der Untergurte angeietet. Die Stäbe *s* dienen zur Wahrung der Stabilität des Punktes 0 (s. S. 417), die Stäbe *h* mußten während der Zeit, in der der Gelenkknotenpunkt gelöst war, das Moment aufnehmen, das durch den außermittigen Anschluß des Verbandes im letzten Felde des Einhängeträgers entsteht. Das Windverbandgelenk ist konstruktiv so ausgebildet, daß es den großen Vorteil allseitiger Zugänglichkeit besitzt. Seine Einzelheiten zeigt Abb. 13, die auch die Querschnitte der Windverbandstäbe erkennen läßt.

d) Anschlüsse der Längsträger an den Gelenkquerträger. Wie bereits auf S. 372 erwähnt, müssen nach dem Gelenkumbau die gesamten Längenänderungen der Mittelloffnung von den nunmehr allein wirksamen Gelenken an der Homberger Seite aufgenommen werden. Es treten hier also die doppelten Verschiebungen gegen früher auf. Infolgedessen ergab sich die Notwendigkeit, die beweglichen Anschlüsse sämtlicher Längsträger der Fahrbahn und der Fußwege, wie auch die Fahrbahnunterbrechung auszuwechseln. Die bisherige Konstruktion (Abb. 14) hatte sich nicht bewährt, da sich zwischen den Aussteifungswinkeln des Querträgers und dem Stegblech des Längsträgers Rost festsetzte, der die abstehenden Winkelschenkel stellenweise ausgebeult und die Aufstandflächen in der Querrichtung stark gegeneinander verschoben hatte.





durch die Zugbänder  $Z$  in den mit den Pfosten nicht vernieteten Balken  $B$ , von dem sie mittels der Hilfslager  $H$  oder der Druckwasserpumpen  $P$  in das am Pfosten angenietete Konsol  $Ko$  abgegeben wurde. Durch den oberen Teil des vorhandenen, entsprechend verstärkten Pfostens  $Vo$  wurde dann die Stützkraft in die im Obergurtnotenpunkte  $XXII$  neu eingebauten Knotenbleche des Hilfssystems geleitet. Die Pumpen dienten nur zur Umleitung der Kraft in die Hilfskonstruktion und umgekehrt. Während der Dauer des Umbaus des Gelenkes strömte die Kraft durch die Lager  $H$ . Der untere Querriegel  $Q$  diente zur Erhaltung der Stabilität des Endknotenpunktes  $O$  des Einhängeträgers. Er war mittels einer kräftigen Konsole gegen den Querträger und damit gegen den Windverband abgestützt.

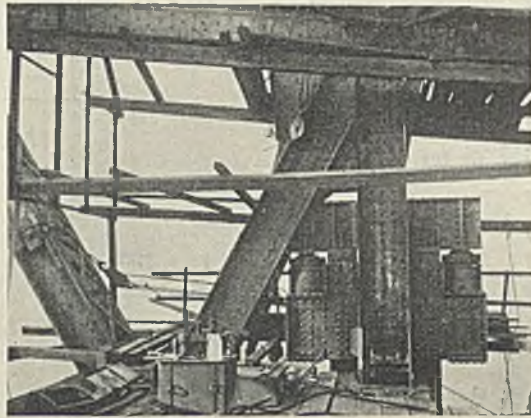


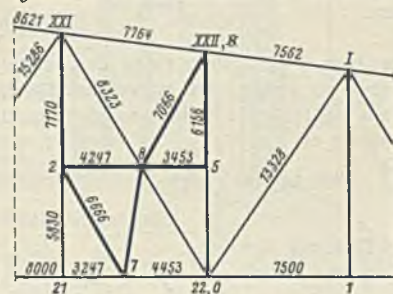
Abb. 18. Oberer Teil der Aufhängung mit der Pressenkonstruktion.

Abb. 16 zeigt die Ausführung des Drucklagers  $L$ , der Traverse  $T$  mit den Anschlüssen der Zugbänder  $Z$  und den Querriegel  $Q$  mit dem in Riegelmitte angeordneten Stützkonsol. Um die Lager anbringen zu können, mußte von den Knotenblechen des Kragträgers der untere Streifen abgebrannt bzw. in der Rundung ausgebohrt werden. Im übrigen stellt das Bild einen späteren Bauzustand dar, bei dem die Fußwegkonsolen bereits ausgebaut sind und der Untergurtstab des Kragträgers durchgeschnitten ist. Ebenfalls einen späteren Bauzustand gibt Abb. 17 wieder, auf der die Zugbänder zu erkennen sind. Jedes Zugband bestand aus fünf Blechen  $420 \cdot 14$  in St St. Abb. 18 zeigt schließlich das feste Konsol  $Ko$  mit den Pressen  $P$  und den Hilfslagern  $H$ , sowie den beweglichen Balken  $B$  mit den Bolzen, an denen die Zugbänder hängen.

Da auch der Querträgeranschluß während des Gelenkumbaus gelöst

werden mußte, war es notwendig, den Querträger an einem oberen Querriegel aufzuhängen. An Stelle der Fußwegkonsolen wurden je zwei Hilfsträger vorübergehend eingebaut, die die Fußweg-Längs- und Fußweg-Randträger trugen und mittels  $\square$ -Eisen ebenfalls an dem über den Fußweg tragenden Querriegel festgemacht waren.

System der Hilfskonstruktion im Feld 21-22



Horizontalverband 2-5



Vertikalverband in XXI-2

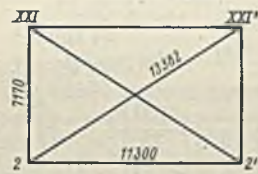


Abb. 19.

System der Hilfskonstruktion im Felde 21-22.

Abb. 19 zeigt die in die Hauptträgerwand eingebauten Hilfsstäbe 8-XXII, 2-8, 8-5, 2-7 und 8-7. Das System wurde mit Absicht so gewählt, daß die unter Spannung stehenden Knotenpunkte unberührt blieben. Die Montage dieser Stäbe wie auch die Verstärkung des ebenfalls ein Glied des Hilfssystems bildenden oberen Teiles des Pfostens  $V_{21}$  ging daher verhältnismäßig einfach vor sich. Ein in der waagerechten Ebene 2-5 liegender Verband, zu dem auch der vorhin erwähnte, an den Endpfosten angeschlossene Querriegel gehörte, sorgte für die Abstützung des auf Druck beanspruchten

unteren Teiles des Pfostens  $Vo$  in allen jenen Bauzuständen, in denen die Verbindung zwischen dem oberen und dem unteren Teil dieses Pfostens getrennt werden mußte. Die von dem waagerechten Verband aufgenommenen Kräfte wurden von dem in der Ebene 2-XXI angeordneten Querverband nach aufwärts geleitet und hier vom oberen Windverbände des Kragträgers übernommen. Abb. 17 gibt den unteren Teil des Hilfssystems in einem späteren Bauzustand wieder.

Die Hilfsstäbe erhielten entsprechend den aufzunehmenden hohen Stabkräften große Querschnittsabmessungen. So beträgt die Querschnittsfläche des mit 980 t belasteten Stabes 8-XXII  $728 \text{ cm}^2$ . Als Material für die Hilfskonstruktionen wurde, mit Ausnahme der aus St St angefertigten Zugbänder, der Balken  $B$  und der Traversen  $T$  der Aufhängung, durchweg St 37 verwendet. (Schluß folgt.)

## Berechnung ganz oder teilweise gefüllter, frei tragender, dünnwandiger Rohrleitungen mit beliebig geneigter Achse.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. R. Abdank, Düsseldorf-Obercassel.

Beim Bau der Druckrohrleitungen des Shannonkraftwerkes in Irland ergab sich bei deren außergewöhnlichen Abmessungen die statische Frage, ob und in welchem Maße Teilfüllungen gefährlicher für den Bestand der Rohre sind als die volle Füllung. In der Dissertation des Verfassers (Ref. Prof. Dr. L. Föppl, München) ist, gestützt auf Großversuche, die ganze Fragengruppe einer zusammenhängenden Behandlung unterworfen, die ihren Niederschlag in der folgenden Berechnungsvorschrift gefunden hat.

Die vom Verfasser aufgestellte Näherungsformel

$$\max \sigma_z = \frac{3}{32} \cdot l \cdot \frac{l}{\delta} \sqrt{\frac{r}{\delta}}$$

[vgl. Fall b) der Vorschriften] geht aus einer angenäherten Vorstellung über den Verlauf dieser Spannungen hervor. Genaue, unter Benutzung der Hilfsmittel der höheren Festigkeitslehre durchgeführte Untersuchungen zeigen, daß in erster Annäherung allein diese Vorstellung noch mit den Grundgesetzen der Statik und Elastizitätslehre und den bis jetzt bekannten Versuchsergebnissen in Übereinstimmung gebracht werden kann. Infolge der Art ihrer Entstehung ist die Formel jedoch ähnlich den Überfallformeln der Hydraulik noch mit einem Berichtigungsbeiwert zu versehen, der aber nach der begründeten Ansicht des Verfassers für dünnwandige Rohre kaum wesentlich schwanken kann und so lange ohne Gefahr für die Sicherheit des Rohres gleich  $l$  angenommen werden darf, als ein Ausknicken nicht zu befürchten ist. Jedenfalls kann man mit Hilfe der Formel die Sicherheit einer Rohrleitung durch Vergleich mit ausgeführten Leitungen oder Feinblechmodellen beurteilen, wobei man zugleich Anhaltspunkte für die Knickgefahr erhält. Man hat zwei Fälle zu unterscheiden:

a) Die Neigung des Rohres ist so stark, daß Teilfüllungen möglich sind, bei denen die Lagerringe des Rohres vom Wasserspiegel nicht geschnitten werden. Bei solchen Neigungen brauchen die Rohre nur für volle Füllung nach Thoma<sup>1)</sup> untersucht zu werden.

b) Das Rohr liegt mit seiner Achse waagrecht. Außer der vollen Füllung braucht nur die bei halber Füllung auftretende größte membran Normalspannung in Richtung der Mantellinien  $\sigma_z$  untersucht zu werden, die sich für freie Auflagerung annähernd aus der Formel ergibt:

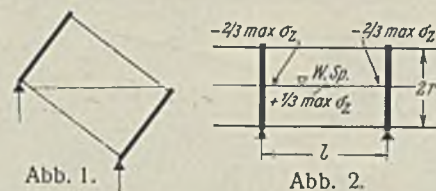


Abb. 1.

Abb. 2.

$$\max \sigma_z = \frac{3}{32} \cdot l \cdot \frac{l}{\delta} \sqrt{\frac{r}{\delta}}$$

worin  $\delta$  = der Blechdicke ist. Bei stetig über die Lagerringe durchlaufenden Rohrsträngen ermäßigt sich dieser Wert am Anschluß an die Lagerringe auf  $-\frac{2}{3}$ , im Feld auf  $-\frac{1}{3}$  ( $-$  = Zug,  $+$  = Druck).

Wie ein Vergleich der entsprechenden Formeln zeigt, übertreffen die Größtwerte der membran Normalspannungen in Richtung der Mantellinien bei halber Füllung immer die bei voller Füllung, so daß die Teilfüllung immer untersucht werden muß.

Für zwischenliegende Fälle wird man, wenn sie nicht sehr nahe an Fall a) liegen, gut tun, sie der Sicherheit halber nach Fall b) zu berechnen.

<sup>1)</sup> D. Thoma: „Die Beanspruchung frei tragender, gefüllter Rohre durch das Gewicht der Flüssigkeit“, Zeitschr. f. d. gesamte Turbinenwesen, 17. Jahrg., S. 49.

Berechnungsbeispiel.

Halbmesser der Rohrwand  $r = 3,00\text{ m}$   
 Stützweite  $l = 10,00\text{ m}$   
 Wanddicke  $\delta = 1,5\text{ cm}$   
 Angenommener Nietabzug  $25\%$   
 Spez. Gewicht des Wassers  $\gamma = \frac{1}{1000}\text{ kg/cm}^3$ .

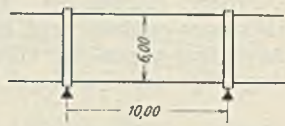


Abb. 3.

Stetig durchlaufend zu rechnen.

a) Neigung des Rohres  $\alpha = 30^\circ$ .

Der Wasserspiegel schneidet zwar immer wenigstens einen der beiden Lagerringe. Die Abweichung ist jedoch so gering, daß sie vernachlässigt werden darf. Das Rohr braucht deshalb nur für volle Füllung nachgewiesen zu werden. Die größte Umfangsspannung ist

$$\sigma_u = h \cdot \frac{r}{\delta} \cdot \frac{100\%}{75\%} = 3 \cdot \frac{300}{1,5} \cdot \frac{100}{75} = 800\text{ kg/cm}^2\text{ (Zug)}$$

am tiefsten Punkte des Rohres.

Die größte Normalspannung in Richtung der Mantellinien ist, wenn man für Zug und Druck mit vollem Nietabzug rechnet:

$$\begin{aligned} \max \sigma_z &= \frac{2}{3} \cdot \frac{l^2}{8\delta} \cdot \cos 30^\circ \cdot \frac{1}{1000} \cdot \frac{100\%}{75\%} \\ &= \frac{2}{3} \cdot \frac{1000^2}{8 \cdot 1,5} \cdot 0,866 \cdot \frac{1}{1000} \cdot \frac{100}{75} = 64\text{ kg/cm}^2 \\ &\text{(Zug, Druck).} \end{aligned}$$

Die größte Schubspannung ist (mit Nietabzug)

$$\begin{aligned} \max \tau &= \frac{l}{2} \cdot \frac{r}{\delta} \cdot \cos 30^\circ \cdot \frac{1}{1000} \cdot \frac{100\%}{75\%} \\ &= \frac{1000}{2} \cdot \frac{300}{1,5} \cdot 0,866 \cdot \frac{1}{1000} \cdot \frac{100}{75} = 115\text{ kg/cm}^2. \end{aligned}$$



Abb. 4.

b) Neigung des Rohres  $\alpha = 0$  (waagerechte Achse).

1. Volle Füllung:

$$\max \sigma_u = h \cdot \frac{r}{\delta} \cdot \frac{100\%}{75\%} = 3 \cdot \frac{300}{1,5} \cdot \frac{100}{75} = 800\text{ kg/cm}^2\text{ (Zug)}$$

an der Sohle des Rohres

$$\begin{aligned} \max \sigma_z &= \frac{2}{3} \cdot \frac{l^2}{8\delta} \cdot \frac{100\%}{75\%} \cdot \frac{1}{1000} \\ &= \frac{2}{3} \cdot \frac{1000^2}{8 \cdot 1,5} \cdot \frac{100}{75} \cdot \frac{1}{1000} = 74\text{ kg/cm}^2\text{ (Zug, Druck)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \max \tau &= \frac{l}{2} \cdot \frac{r}{\delta} \cdot \frac{1}{1000} \cdot \frac{100\%}{75\%} \\ &= \frac{1000}{2} \cdot \frac{300}{1,5} \cdot \frac{1}{1000} \cdot \frac{100}{75} = 133\text{ kg/cm}^2. \end{aligned}$$

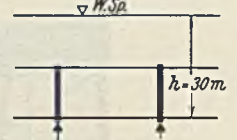


Abb. 5.

2. Halbe Füllung:

$\max \sigma_u$  kleiner als für volle Füllung.

$$\begin{aligned} \max \sigma_z &= \frac{2}{3} \cdot \frac{3}{32} \cdot l \cdot \frac{l}{\delta} \sqrt{\frac{r}{\delta}} \cdot \frac{1}{1000} \cdot \frac{100\%}{75\%} \\ &= \frac{2}{3} \cdot \frac{3}{32} \cdot 1000 \cdot \frac{1000}{1,5} \sqrt{\frac{300}{1,5}} \cdot \frac{1}{1000} \cdot \frac{100}{75} \\ &= \frac{3}{4} \sqrt{\frac{300}{1,5}} \cdot 74\text{ kg/cm}^2 = 785\text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$\max \tau$  wie bei voller Füllung = 133 kg/cm<sup>2</sup>.

Vermischtes.

Fassung der Wasserkräfte des Catawba-Flusses. Eng. News-Rec. 1930, Bd. 104, Nr. 25, vom 11. Juni, S. 1007, enthält einen bemerkens-

werten Bericht über die Fassung der Wasserkräfte des Catawba-Flusses im Gebiete von Nord- und Südkarolina. Es werden darin im besonderen auch einzelne ältere und neuere Einbauten erläutert, die zur Kraftgewinnung und Verbesserung der gesamten umfangreichen Anlage von der Duke Power Co. im Laufe der letzten 25 Jahre vorgenommen wurden. Die nach und nach durch 10 Staudämme geschaffenen Sammelbecken überdecken eine Fläche von 21 200 km<sup>2</sup> (= 55 000 acres). Um die stark wechselnden Wassermengen des Flusses in besonders hohem Maße auszunutzen, sind zum Ausgleich noch Dampfstationen angelegt. Von den insgesamt erzeugten 1 350 000 PS werden jedoch 600 000 PS allein durch Wasserkräfte gewonnen.



Abb. 1.

Der Catawba-Fluß entspringt an den Ostabhängen der Blue Ridge-Berge, deren höchste Erhebungen zwischen 900 und 2200 m über dem Meeresspiegel liegen. Innerhalb des Flußlaufes von der obersten bis zur untersten Kraftanlage ist ein Gefälle von 345 m auf einer Länge von 130 km vorhanden. Oberhalb der unteren Kraftanlage (Wateree Station) umfaßt der Catawba ein Niederschlagsgebiet von rd. 13 000 km<sup>2</sup>. Die größte Wassermengenaufspeicherung liegt bereits vor der obersten Anlage (Bridgewater Station), so daß die gespeicherte Energie auch an den tiefer gelegenen Werken ausgenutzt werden kann. Das unter dem Flußlauf liegende Gebirge besteht aus Gneis und Granit. Der undurchlässige Fels wird fast überall von einer ziemlich mächtigen Bodenschicht überlagert, die die aufgenommenen Niederschläge lange zu halten vermag. Außerdem sind die an den Fluß angrenzenden Gebiete insbesondere im oberen Laufe reich bewaldet.



Abb. 2.

Die größten Regenmengen gingen während der Jahre 1918 bis 1929 zwischen Mitte August und Mitte November nieder, wobei sich der August 1928 und Oktober 1929 durch besonders starke Regenfälle auszeichneten, wie aus einem Schaubilde des Berichtes über die am obersten und untersten Werk beobachteten Niederschlagsmengen zu entnehmen ist. Aus diesen Aufzeichnungen geht ferner hervor, daß sowohl die jährlichen wie auch die monatlichen durchschnittlichen Niederschlagsmengen stark schwanken, so daß also die Grundwasseraufspeicherung in langen Trockenperioden einen sehr wesentlichen Ausgleich bieten muß.

Die geringste, am obersten Staudamm (Bridgewater) im Jahre 1925 mitgeführte Wassermenge wurde zu 2,22 m<sup>3</sup>/sek ermittelt, während in früherer Zeit (Juli 1916) eine Höchstmenge von rd. 2650 m<sup>3</sup>/sek beobachtet wurde. Somit war es erst durch den sachgemäßen Einbau von Stau- und Überwachungsanlagen sowie durch die zusätzlich errichteten Dampfkraftwerke möglich, eine durchschnittliche Strommenge von 1400 Mill. kWh jährlich zu erzeugen. Besondere Verbesserungen ergaben sich vornehmlich an dem achten und neunten Staudamm, die zu den älteren Anlagen gehören. Durch Einbau neuerer Dämme konnte die Leistung

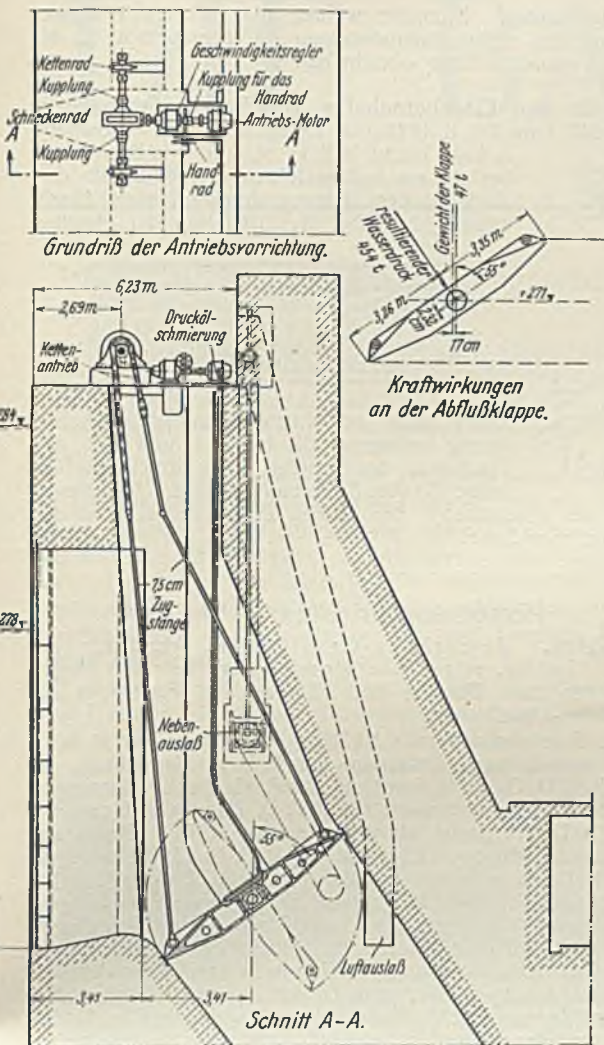


Abb. 3.

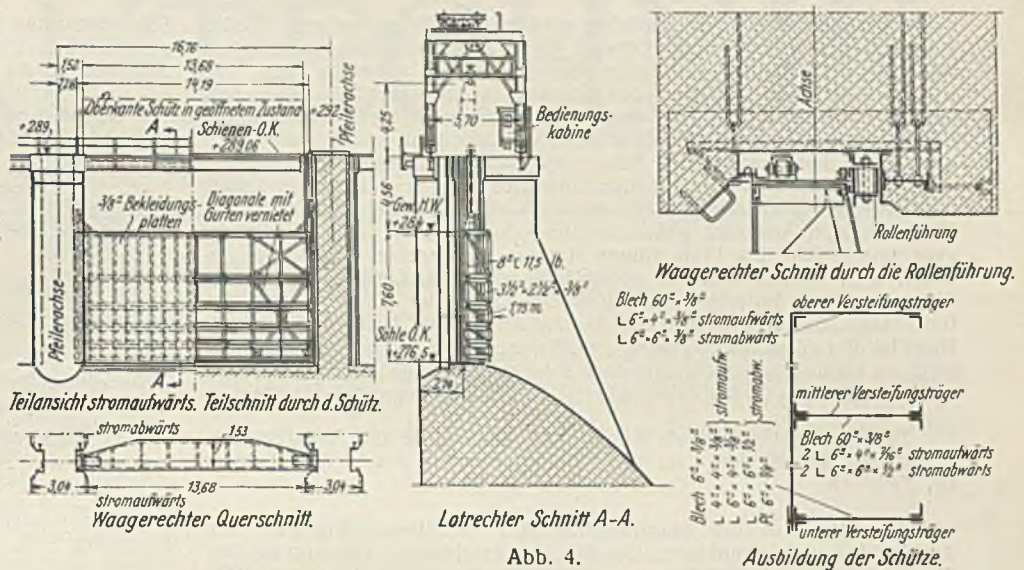
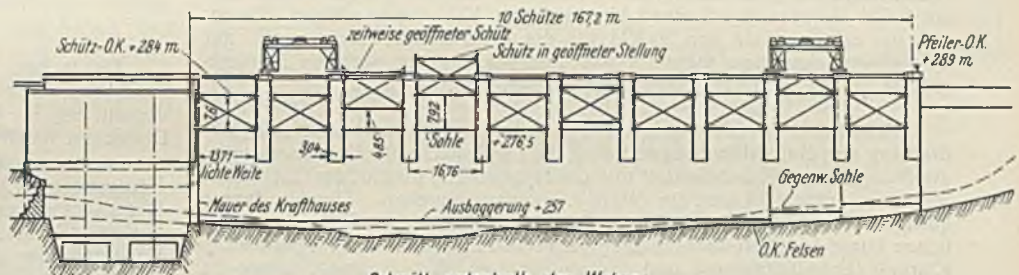


Abb. 4.



Schnitt unterhalb des Wehres.  
Zu Abb. 4.

Belichtungsflächen abgesehen von den Sprossen durch die Fache der Vierendeel-Träger unterbrochen sind. Außerdem springen alle 25 m die senkrechten Teile der Halbrahmen mit den Enden der Kragarme aus den Glasflächen heraus (Abb. 1 u. 4, Heft 20).

Herr Dörnen und der Verfasser haben die Frage, ob man Zwischendächer anordnen soll oder nicht, reiflich erwogen. Die drei Gründe, die uns schließlich veranlaßt haben, die Fläche über den Gleisen bis auf die

dieser beiden Werke von früher 41 600 PS auf 51 000 bzw. 54 000 PS gesteigert werden.

Das oberste Staubecken ist durch einen Erddamm von rd. 50 m Höhe geschaffen worden, während die neun unteren Becken durch Schwergewichtmauern aus Beton abgegrenzt sind, die durchweg auf gutem, undurchlässigem Fels stehen. Zwei der älteren Anlagen sind in Abb. 2 wiedergegeben, während Abb. 3 u. 4 die neueste Anlage (Oxford Station) in den wesentlichsten Teilen darstellen, bei deren Errichtung die Gesellschaft ihre jahrelangen Erfahrungen verwertet hat.

Jedes Schütz des Oxfordwehres hat eine lichte Durchtrittsöffnung von 7,6 × 13,7 m bei ganzer Füllung, so daß alle 10 Schütze zusammen einen Abfall von 660 m<sup>3</sup>/sek gestatten, was etwa 25 % der größten Flutmenge an dieser Stelle bedeutet. Die gesamten Anlagen für die Fassung der Wasserkräfte wurden von der Duke Power Co. entworfen und erbaut. Zs.

Nochmals die Bahnsteighallen Düsseldorf-Hauptbahnhof.<sup>1)</sup> Unter den von der Firma Flender, Düsseldorf, für den Ideenwettbewerb ausgearbeiteten Entwürfen befindet sich auch einer, nach dem die Firma ein Modell hat anfertigen lassen. Auf Wunsch der Firma wird in Abb. 1 u. 2 dieses Modell wiedergegeben. Wie man sieht, handelt es sich um dieselbe Binderform, wie sie in Heft 20 beschrieben ist. Der Binderabstand beträgt ebenfalls 25 m. Als Hauptpfetten sind hier vollwandige Längsunterzüge vorgesehen, die über die in der Querrichtung eingespannten, zwischen den Gleisen stehenden Stützen kontinuierlich hinweggeführt und mit den Stützen zu Rahmen verbunden sind, so daß sich eine Einspannung der Stützen in der Längsrichtung der Halle erübrigt. In diese Unterzüge wechseln in Abständen von 8,33 m die Zwischenbinder ein, deren zwei also zwischen je zwei Hauptbindern liegen. Die Zwischenbinder haben hutartige Form mit je vier gegen senkrechte Kräfte biegefesten Ecken. Der Raum über den Gleisen bleibt offen. Der Windverband liegt über dem Bahnsteig zwischen vier Dachpfetten, die die zu den Bindern gleichlaufenden Sparren mit Schalung tragen. Die Verglasung ist vom Bahnsteig aus gesehen vor den senkrechten Teilen der Haupt- und Zwischenbinder mit Hilfe einer besonderen Tragkonstruktion aufgehängt. Sie läßt oben einen schmalen durchgehenden Schlitz frei und geht in voller Höhe und Länge ohne jede Unterbrechung außer den senkrechten Sprossen durch. Nach Ansicht des Verfassers wird diese große Glasfläche nicht so gut wirken wie die Anordnung bei dem in Heft 20 beschrriebenen Entwurf, wo die Schürzen gegen die eigentlichen in den Vierendeel-Trägern sitzenden Belichtungsflächen als untergeordnet zurücktreten und die

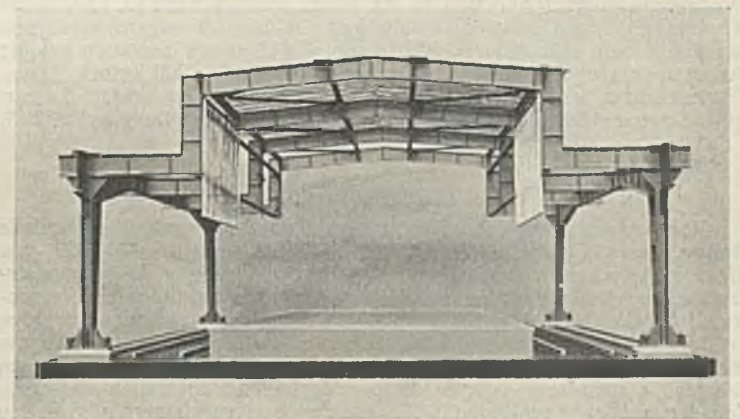


Abb. 1.

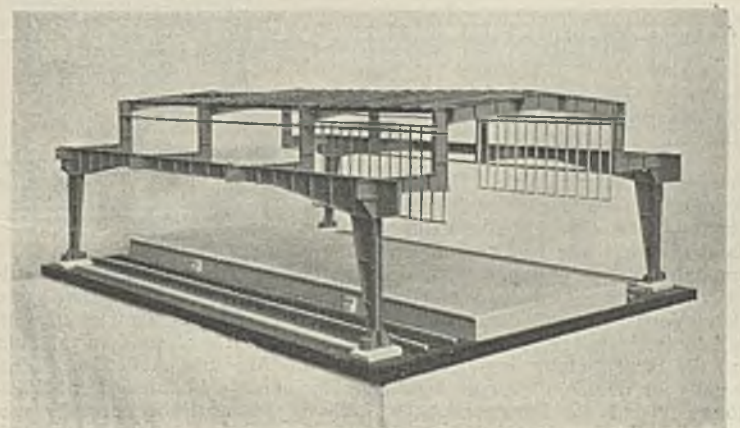


Abb. 2.

<sup>1)</sup> Vgl. Bautechn. 1931, Heft 20, S. 279.

durchgehenden Schlitze zuzuschalen, sind in Heft 20 angegeben. Wollte man bei dem Flenderschen Entwurf diese Zwischendächer nachträglich anordnen, so würden die Unterzüge über den Stützen störend wirken. Sie würden den Raum zwischen den Schürzen in zwei Hälften teilen und dadurch die beiden Schlitze voneinander trennen, während bei unserem Entwurf eine solche Scheidewand nicht vorhanden ist, sondern der Rauch auch durch den benachbarten Schlitz ungehemmt mit abziehen kann.

Von den etwa 45 eingereichten Entwürfen zeigt noch nicht ein halbes Dutzend mehr oder weniger teils mit, teils ohne Zwischendach die in den Modellen zum Ausdruck gebrachte Binderform. Wenn man die Rauchgase unmittelbar ins Freie führen und nur senkrechte Verglasung zulassen will, kommt man fast zwangsläufig zu dieser Gestaltung. Keiner dieser wenigen Entwürfe aber löst die Frage der Überbrückung des Binderabstandes so glücklich wie der zur Ausführung bestimmte Entwurf. Hier ist der Vierendeck-Träger am Platze, der zwar wenig verwendet wird, an dieser Stelle aber alle ihm zufallenden Aufgaben auf das Beste erfüllt.

Reichsbahnoberrat Leopold, Wuppertal-Elberfeld.

**Technische Hochschule Berlin.** Als Rektor für die Amtszeit vom 1. Juli 1931 bis 30. Juni 1932 ist bestätigt worden der o. Prof. Bergrat Dr. Tübben.

**Abschlag auf die Stundensätze der Gebührenordnungen der Architekten und Ingenieure.** Der AGO hat beschlossen, vorläufig auf den Stundensatz bel gutachtlicher usw. Tätigkeit, der seit 10. November 1925 auf 8 RM festgesetzt ist, einen Abschlag von 10% zu gewähren. Ferner soll der erhöhte Satz von 20 RM für die erste Stunde nicht mehr zur Verrechnung kommen, vielmehr soll dieser Betrag nur noch als Mindestgebühr für kleinere Gutachten angesetzt werden.

**Richtlinien für die Beurteilung, Zulassung, Bemessung und Bedienung von Hauskläranlagen** haben die Landesstelle für Gewässerkunde, die Biologische Versuchsanstalt und das Hygienische Institut der Universität München aufgestellt und im März 1931 herausgegeben. Die für Bayern gültigen „Richtlinien“ enthalten außer einem allgemeinen Teil im wesentlichen kurze Angaben über die hauptsächlichsten Systeme der mechanischen Klärung (Entschlammung) und der biologischen Nachreinigung, ferner die Anforderungen an die bauliche Gestaltung und die Bemessung der Hauskläranlagen.

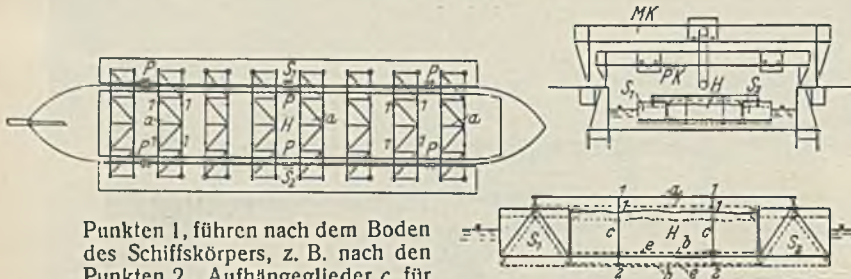
Die vorstehend genannten drei Stellen werden vom 1. Januar 1932 ab bei der Begutachtung von Gesuchen betr. Einbau von Hauskläranlagen auf der Erfüllung der in den „Richtlinien“ niedergelegten Anforderungen bestehen; Abweichungen können nur nach Prüfung und praktischer Erprobung begutachtet werden.

**Berichtigung.** In dem Aufsatz über die Sydney-Brücke, Heft 11, S. 138, 1. Sp., Zeile 21 v. o., ist infolge einer Ungenauigkeit der englischen Literaturquelle die der Berechnung der Brücke zugrunde gelegte größte Windgeschwindigkeit unrichtig zu 100 m/sek (entsprechend rd. 1000 kg/m<sup>2</sup> Winddruck!) angegeben; in Wirklichkeit ist eine Windgeschwindigkeit von 100 statute miles/hour = 160,9 km/h = 44,7 m/sek zugrunde gelegt; das entspricht einem Winddrucke von rd.  $0,1 \cdot 44,7^2 = 200 \text{ kg/m}^2$ .

Außerdem muß es in Zeile 12 v. u. heißen: 5,4 cm anstatt 5,4 mm (größte Knotenblechdicke); vgl. hierzu die Zusammenstellung auf S. 143, r. Sp.

**Patentschau.**

**Vorrichtung zum Überführen von Flußfahrzeugen über untiefe Stellen eines Flusses.** (Kl. 65b, Nr. 478 783 vom 15. 10. 1927 von Nikolaus Asmussen in Oppeln.) Um Flußschiffkörper, die gegen ungewöhnliche Beanspruchungen sehr empfindlich sind, durch ein Pontongestell anheben und über untiefe Stellen hinwegfahren zu können, werden am Pontongestell Aufhängeglieder für einen Schiffkörper vorgesehen, die an die Fahrzeugladung unmittelbar tragenden, entweder fest mit dem Fahrzeug verbundenen oder in dieses eingelegten Bodenteilen angreifen. Von den auf Schwimmkästen  $S_1, S_2$  ruhenden Fachwerkträgern  $a$ , z. B. den



Punkten 1, führen nach dem Boden des Schiffkörpers, z. B. nach den Punkten 2, Aufhängeglieder  $c$  für das Fahrzeug, die so beschaffen und mit Marken versehen sind, daß der Tiefgang des Schiffkörpers entsprechend der jeweiligen Wassertiefe durch sie eingestellt werden kann. Durch Verstärkungsglieder, Schwellen und Längsverstärkungen wird erreicht, daß der Schiffsboden so gut wie gar nicht beansprucht wird, sondern vielmehr nur die Schiffsladung angehoben wird. Zum Auf- und Abbau des Tragwerkes für den Schiffkörper wird eine Hafenanlage benutzt. Der Schiffkörper  $H$  und die Schwimmkästen  $S_1, S_2$  werden an Pollerstellen  $P$  verknüpft. Sodann werden durch einen oder mehrere Montagekrane  $MK$  die einzelnen Tragteile verlegt und mit dem Schiffkörper und den

Schwimmkästen verbunden. Nunmehr werden die vorher mit Wasser gefüllten Schwimmkästen mittels Pumpenkrane  $PK$  leergepumpt, bis der Schiffskörper die gewünschte Höhe erreicht hat.

**Bewehrung für den Eisenbetonbelag von Brückenfahrbahnen.** (Kl. 19d, Nr. 504 543 vom 16. 1. 1927 von Irving Iron Works Company in Long Island, N.Y. [V. St.A.]) Die Bewehrung besteht aus hochgestellten, in der Druck- und Zugzone des Belages durchlaufenden Flacheisen 1, 2, wobei die Flacheisen der gleichen



Zonen unter sich durch angenietete, zickzackförmig gebogene Bänder 3, 4 und mit den Flacheisen der anderen Zone durch strebenartige Bänder 6 verbunden sind. Erfindungsgemäß verlaufen die Flacheisen 1 der oberen Zone senkrecht zu den Flacheisen 2 der anderen Zone.

**Personalmeldungen.**

**Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft.** Ernannt: der Reichsbahndirektor Dr. jur. et rer. pol. Homberger bei der Hauptverwaltung in Berlin zum Direktor und Mitglied des Vorstandes der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft.

Versetzt: die Reichsbahnoberräte Söfing, Dezernent der R. B. D. Königsberg (Pr.), und Urban, Dezernent der R. B. D. Magdeburg, als Dezenten zur R. B. D. Osten in Frankfurt (Oder), Gödecke, Dezernent der R. B. D. Magdeburg, als Dezernent zur R. B. D. Hannover, Grabski, Dezernent der R. B. D. Wuppertal, als Dezernent zur R. B. D. Berlin und Dr. jur. von Livet de Moisy, Dezernent der R. B. D. Magdeburg, als Dezernent der R. B. D. Halle (Saale), die Reichsbahnräte Barthel, bisher beim Betriebsamt Oppeln 1, zur R. B. D. Halle (Saale), Xaver Staudinger, Vorstand des Neubauamts Kaiserslautern, als Vorstand zum Betriebsamt Zweibrücken, Specht, bisher bei der R. B. D. Ludwigshafen (Rhein), als Vorstand zum Neubauamt Kaiserslautern, Stinner, Werkdirektor des Ausbesserungswerks Magdeburg-Saibke, zum RZ für Einkauf, Röckl, bisher beim Maschinenamt Regensburg, als Vorstand zum Neubauamt Ulm, Dr. jur. Karl Koch, Vorstand des Verkehrsamts Aschersleben, als Dezernent zur R. B. D. Halle (Saale), Karl Kaufmann, Vorstand des Verkehrsamts Kaiserslautern, als Vorstand zum Verkehrsamt Nürnberg 1 und Dr. jur. Reisert, bisher bei der R. B. D. Ludwigshafen (Rhein), als Vorstand zum Verkehrsamt Aschaffenburg, der Reichsbahnbaumeister Dr.-Ing. Larsen, bisher bei der R. B. D. Berlin, zur R. B. D. Stettin, der Reichsbahnamtmann Moers, bisher bei der R. B. D. Magdeburg, zur R. B. D. Altona und der Oberlandmesser Binde, bisher bei der R. B. D. Magdeburg, zur R. B. D. Halle (Saale).

Überwiesen: der Reichsbahnrat Dr.-Ing. Feindler, bisher bei der Hauptverwaltung, zum RZ für Rechnungswesen in Berlin.

Übertragen: den Reichsbahnräten Dr.-Ing. Köhler in Frankfurt (Oder) die Geschäfte eines Dezenten bei der R. B. D. Osten daselbst, Schleif in Magdeburg die Stellung als Vorstand des Maschinenamts Magdeburg 2 und Dr. jur. Vollradt in Oppeln die Stellung als Vorstand des Verkehrsamts Oppeln.

In den Ruhestand getreten: der Direktor bei der Reichsbahn Burckhardt, Dezernent der R. B. D. Nürnberg, der Reichsbahnoberrat Sommer, Vorstand des Verkehrsamts Oppeln, und der Reichsbahnrat Cichon, Vorstand des Verkehrsamts Liegnitz.

Gestorben: der Reichsbahnrat Leopold Lindner bei der R. B. D. Schwerin (Mecklbg).

**Berichtigung.** Der Reichsbahnrat von Ammon in Regensburg ist nicht nach Zweibrücken versetzt worden.

**Preußen.** Der Regierungsbaumeister (W.) Kurt Griesert beim Kulturbauamt in Landsberg a. d. Warthe ist zum Regierungsbaurat ernannt und als solcher planmäßig angestellt worden.

Die Staatsprüfung haben bestanden: die Regierungsbauführer Gerhard Goetzke, Peter Fix, Eberhard Keiler (Wasser- und Straßenbaufach).

Gestorben: Oberregierungs- und -baurat (W.) Dr.-Ing. Goetzke bei der Wasserstraßendirektion in Hannover, Regierungs- und Baurat (W.) Nicol bei der Oderstrombauverwaltung in Breslau.

**INHALT:** Die Untersuchung des Baugrundes und die Wasserhaltung für den Bau der Nordschleusenanlage in Bremerhaven. — Instandsetzungs- und Verstärkungsarbeiten an der Rheinbrücke Ruhrort-Homburg. (Fortsetzung.) — Berechnung ganz oder teilweise gefüllter, freitragender, dünnwandiger Rohrleitungen mit beliebig geneigter Achse. — Vermischtes: Fassung der Wasserkräfte des Catawba-Flusses. — Nochmals die Bahnsteighallen Düsseldorf-Hauptbahnhof. — Technische Hochschule Berlin. — Abschlag auf die Stundensätze der Gebührenordnungen der Architekten und Ingenieure. — Richtlinien für die Beurteilung, Zulassung, Bemessung und Bedienung von Hauskläranlagen. — Berichtigung. — Patentschau. — Personalmeldungen.