

DIE PROJEKTIERTE COOLIDGE-STAUMAUER.

Von Dr.-Ing. N. Kelen, Berlin.

Die Coolidge-Staumauer, deren Bau schon in der aller-nächsten Zeit begonnen werden soll, wird zur Bewässerung von 40 000 ha Land in Südarizona, U. S. A., dienen. Die Baustelle liegt etwa 160 km oberhalb des zu entwässernden Landes am Gila-Fluß beim Zusammenfluß desselben mit dem San Carlos-Fluß. Die Abflußmenge dieses Flusses ist sehr veränderlich. Sie schwankt zwischen fast Null im Sommer und 2600 m³ und mehr im Winter. Die mittlere jährliche Abflußmenge beträgt 500 Mill. m³. Das zu errichtende Staubecken wird einen Raum von 1500 Mill. m³ fassen. Der künstliche See, der sich auf die beiden erwähnten Flüsse ausdehnt, wird eine Länge von 40 km und eine mittlere Breite von 3 km haben. Wir sehen also, daß die aufgespeicherte Wassermenge etwa dreimal so groß ist, als die mittlere Jahresabflußmenge, was dadurch zu erklären ist, daß erstens das von der Staumauer geschaffene Gefälle ausgenutzt werden soll, zweitens, weil die beiden Flüsse sehr stark geschiebeführend sind. Wenn das Staubecken nicht groß genug bemessen wäre, so müßte man mit einer baldigen Verschlammung des Beckens rechnen; bei so großen Abmessungen hat jedoch die Geschicbefrage in den allernächsten Zeiten keine Bedeutung. Die Talsohle an der Stelle, wo die Staumauer errichtet werden soll, liegt in einer Meereshöhe von 700 m, die untere Talbreite an dieser Stelle beträgt etwa 90 m und in der Höhe der späteren Mauerkrone etwa 180 m. Die vorgenommenen Probebohrungen ergaben, daß die größte Tiefe des widerstandsfähigen Felsens 7 m unter dem Gelände liegt, außerdem rechnet man mit einem mittleren Felsaushub von 3 m, so daß die größte Gründungstiefe 10 m betragen würde. Das zur Betonbereitung erforderliche Zuschlagsmaterial kann ebenfalls an der Baustelle gewonnen werden.

Die Gesamtkosten der Talsperre wurden auf 5 1/2 Mill. Dollar veranschlagt. Mit Rücksicht darauf, daß die Baukosten noch durch ziemlich hohe Enteignungskosten erhöht werden, da eine Eisenbahnstrecke von 22 km Länge mit teuren Kunstbauten im Bereich des Staus liegt, war es erforderlich, besondere Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen vorzunehmen, um die Baukosten innerhalb der gegebenen Grenzen zu halten. Es sind mehrere Staumauertypen untersucht worden. Die wirtschaftlich günstigsten waren die Gewölbestaumauer und die Gewölberahmenmauer. Um die Vorzüge beider Typen zu vereinigen und dadurch die Wirtschaftlichkeit evtl. noch zu steigern, ist ein besonderer Staumauertyp ausgearbeitet worden. Der neue Typ, dessen Bild die Abb. 1 zeigt, unterscheidet sich von einer Gewölberahmenmauer dadurch, daß die Gewölbe hier eine doppelte Krümmung haben; sie sind also nicht als Tonnengewölbe, sondern als eine Art Kuppel ausgebildet. Diese Kuppeln sind eiförmig und stützen sich auf Pfeiler, die zur Aufnahme der von der Schale kommenden Auflagerdrücke nach einer besonderen Art ausgebildet sind. Zur besseren Vorstellung denke man sich einen

Rahmen, der aus zwei Pfeilern gebildet ist, die oben und unten durch je einen Bogen miteinander verbunden sind. Auf den so ausgebildeten Rahmen stützt sich eine Schale, die die Form eines längs der Symmetrieachse durchgeschnittenen Eies hat. Der Wasserdruck wirkt auf diese Schale, die den Druck auf den ganzen Umfang dieses Rahmens überträgt. Die Staumauer ist im Grundriß, Talansicht und Querschnitt in Abb. 2 wiedergegeben. Äußerlich unterscheidet sich dieser Typ von einer Gewölberahmenmauer also erstens dadurch, daß die Gewölbe eine doppelte Krümmung haben, und zweitens, daß diese Gewölbe bzw. Schalen allmählich in die Pfeiler übergehen, so daß keine sichtbare Kämpferlinie vorhanden ist. Wie aus dem Querschnitt ersichtlich ist, ist die Tangente der Schale am Fundament beinahe senkrecht. Die Schale wird nach oben immer flacher und schließlich endet sie horizontal, indem sie in die Kronenbrücke übergeht.

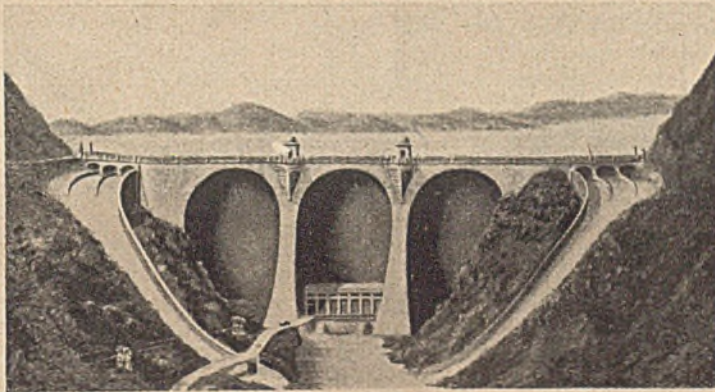


Abb. 1.

Zu dieser komplizierten Form führte die Bestrebung, den Pfeilerabstand möglichst groß zu wählen. Mit dem Abstand der Pfeiler geht man bei Gewölberahmenmauern bekanntlich bis etwa 15—16 m. Der Pfeilerabstand hat nämlich eine obere Grenze, die durch die Wirtschaftlichkeit des Bauwerkes bedingt ist. Nach Untersuchungen des Verfassers wächst der auf 1 m Mauerlänge bezogene Gewölbeinhalt mit zunehmendem Pfeilerabstand, selbst wenn man von dem durch die Neigung des Gewölbes

verursachten veränderlichen Wasserdruck absieht, während der Pfeilerabstand auf den Pfeilerinhalt im allgemeinen keinen wesentlichen Einfluß auszuüben vermag. Bei der Untersuchung dieser Frage müssen wir hauptsächlich drei statische Wirkungen berücksichtigen, und zwar 1. den Einfluß eines gleichmäßigen Wasserdrucks, der mit der Wassertiefe linear zunimmt, 2. den Einfluß eines zusätzlichen, durch die Neigung der Gewölbe veränderlichen Wasserdruckes und 3. die Gleitsicherheit der Pfeiler.

1. Die Bogenspannungen aus gleichmäßigem Wasserdruck sind nach Untersuchungen des Verfassers von dem Zentriwinkel und von der relativen Bogenstärke = $\frac{\text{Bogenstärke}}{\text{Spannweite}}$ abhängig. Die günstigsten Spannungen entstehen bei einem Zentriwinkel von 180°, also bei Halbkreisform. Ist nun eine gewisse zulässige Beanspruchung gegeben, so kann die zu dieser Beanspruchung gehörende Bogenstärke bestimmt werden, wenn man den Zentriwinkel entsprechend wählt. An tieferen Stellen der Staumauer, wo der Wasserdruck erheblich ist, wählt man — wie erwähnt — einen Zentriwinkel von 180°, um eine möglichst geringe Bogenstärke zu erhalten. Bei Gewölberahmenmauern, wo die Bogenspannweite konstant ist, bietet die richtige Wahl des Zentriwinkels sozusagen die einzige Möglichkeit, um die geringste Wandstärke zu erhalten. Will man jedoch mit der Herabsetzung der Wandstärke noch weiter-

gehen, so muß man die Spannweite ebenfalls herabsetzen, weil bei gegebenem Zentriwinkel zu einer gegebenen zulässigen Spannung eine bestimmte relative Bogenstärke gehört, also wird die absolute Bogenstärke bei kleinerer Spannweite geringer. Diese Maßnahme ist bei einer Gewölbereihenmauer von dem üblichen Pfeilerabstand (etwa 12—16 m) im allgemeinen nicht erforderlich. Bei einem so großen Pfeilerabstand wie im vorliegenden Falle (etwa 55 m) und bei entsprechend großer Mauerhöhe (etwa 75 m) muß aber eine solche Ausbildung doch in Erwägung gezogen werden. Das ist also die

Minimalstärke der Krone des Gewölbes gegeben. Um diese nicht allzu groß werden zu lassen, wurden z. B. die Gewölbe der Cave Creek-Sperre in Arizona mit veränderlicher Neigung ausgeführt derart, daß die Gewölbe oben senkrecht sind und mit zunehmender Tiefe immer flacher werden. Wie aus den Abb. 2 und 3 hervorgeht, erfolgte die Ausbildung der Coolidge-Sperre gerade umgekehrt. Die Ursache dieser Ausbildung liegt darin, daß hier weniger die obere als die untere Gewölbstärke beachtet wurde. Der Zweck war, eine möglichst geringe untere Bogenstärke zu erhalten und deshalb mußte der Einfluß des

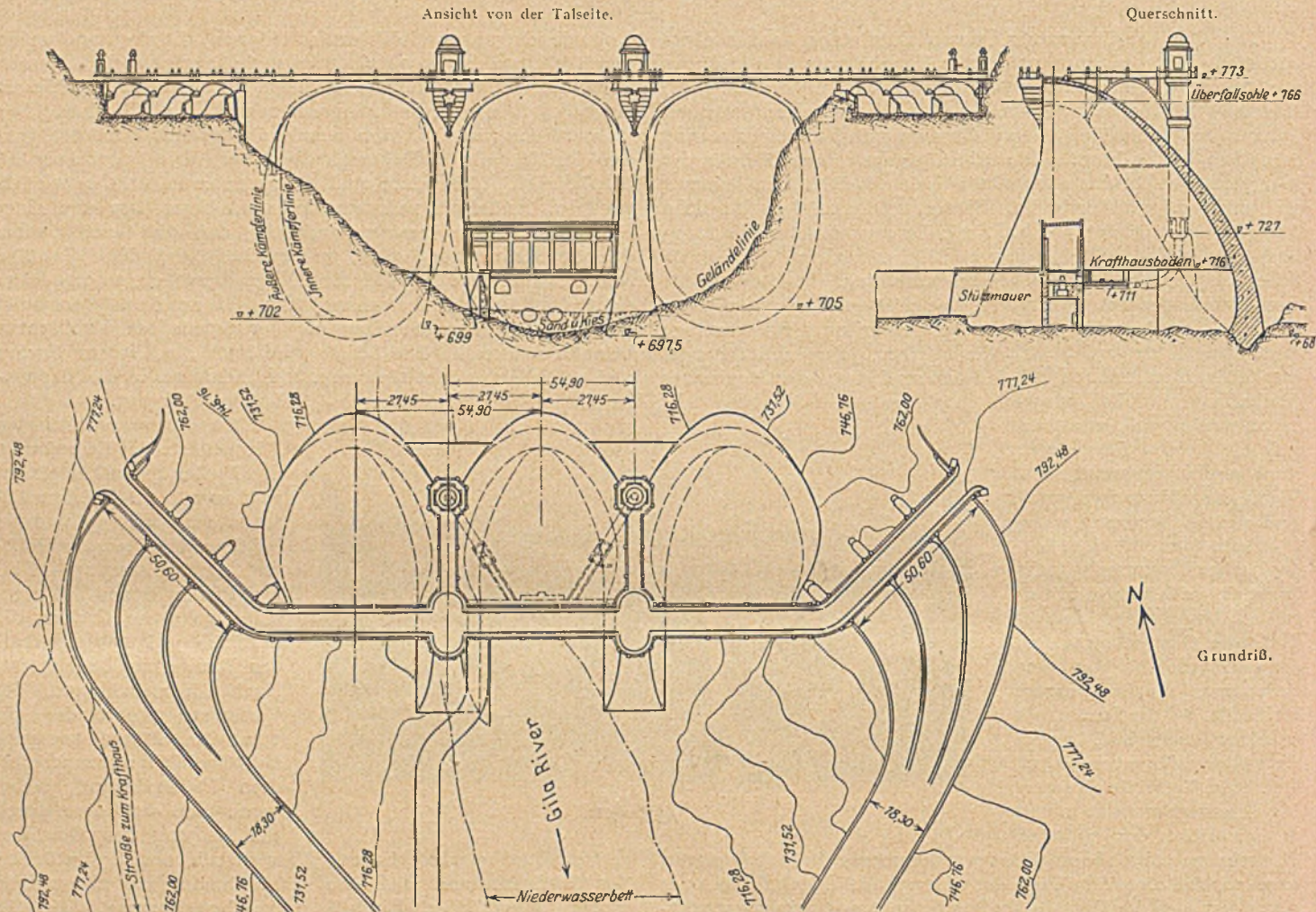


Abb. 2.

erste Ursache, warum im vorliegenden Falle die Stau-mauer mit nach unten hin abnehmender Bogenspannweite ausgebildet ist.

2. Die Spannungen aus veränderlichem Wasserdruk sind um so größer, je flacher die Neigung des Gewölbes, je größer der Zentriwinkel, je kleiner die relative Bogenstärke und je größer der Pfeilerabstand ist. Der veränderliche Wasserdruk, welcher als ein zusätzlicher Druck in die Berechnung eingeführt wird und zu dem gleichmäßigen Wasserdruk zu addieren ist, ist bei konstanter wasserseitiger Pfeilerböschung von der Wassertiefe unabhängig. Während der gleichmäßige Wasserdruk einen möglichst großen Zentriwinkel erfordert, ist für den veränderlichen Wasserdruk ein kleinerer Zentriwinkel günstiger. Aus diesem Grunde wählt man den Zentriwinkel im oberen Teile des Gewölbes, wo der veränderliche Wasserdruk maßgebend ist, kleiner, wogegen im unteren Teile das Gewölbe in einen Halbkreis übergeht, da unten der gleichmäßige Wasserdruk überwiegt. Wenn man die Querschnitte der Coolidge-Staumauer beobachtet, so sieht man, daß ihr Gewölbe ebenfalls nach diesem Prinzip ausgebildet sind. Durch den veränderlichen Wasserdruk ist auch die

veränderlichen Wasserdruk unten so klein wie möglich gehalten werden. Die Spannungen aus veränderlichem Wasserdruk sind im Gegensatz mit dem gleichmäßigen Wasserdruk von dem Pfeilerabstand, d. h. von der Bogenspannweite, abhängig, und zwar derart, daß sie mit zunehmendem Pfeilerabstand wachsen. Das war die zweite Ursache, weshalb die Bogenspannweite mit zunehmender Tiefe kleiner gewählt wurde. Eine weitere und vielleicht Hauptursache der Ausbildung der Gewölbe ist darin zu erblicken, daß man die an und für sich günstige Wirkung des Gewölbes dadurch steigern wollte, daß man nicht nur mit der üblichen Gewölbewirkung von Pfeiler zu Pfeiler gerechnet hat, sondern außerdem mit einer anderen Bogenwirkung normal zu dieser Richtung, indem das Gewölbe vom Fundament bis zur Mauerkrone ebenfalls bogenförmig ausgebildet ist. Mit anderen Worten, hier hat man es nicht mit einer zweidimensionalen Bogenwirkung, sondern mit einer dreidimensionalen Kuppelwirkung zu tun. Dadurch erreicht man, daß ein Teil des Wasserdruk unmittelbar auf das Fundament übertragen wird; dagegen ist die Lastübertragung am oberen Ende für den Pfeiler nicht gerade günstig.

3. Die Gleitsicherheit der Pfeiler erfordert eine starke wasserseitige Böschung, um eine möglichst große Wasserauflast auf die Pfeiler zu erhalten. Bei Gewölbereihenmauern ist im allgemeinen mit Rücksicht auf die nötige Gleitsicherheit eine wasserseitige Böschung von etwa 80% erforderlich. Außerdem ist eine gewisse Pfeilerbreite (im allgemeinen gleich der 1,1 bis 1,3fachen Höhe) erforderlich, um Zugspannungen an der Wasserseite zu vermeiden und eine günstige Verteilung der Bodenpressung zu erzielen. Diese Bedingung scheint bei der Coolidge-Sperre nicht erfüllt zu sein. In diesem Falle kann also von besonderen, von den Gewölben unabhängigen Pfeilern nicht die Rede sein, sonst wäre die Stauammer nicht gleitsicher, zumal die wasserseitige Böschung der Gewölbe mit der Tiefe abnimmt, wodurch die Wasserauflast noch geringer wird. Tatsächlich wurden auch die Pfeiler nicht als unabhängige Körper berechnet, sondern bei der Untersuchung wurden die Gewölbe ebenfalls beigezogen. Die statische Berechnung der Stauammer wurde nach einer Näherungsmethode ausgeführt, indem mehrere zur wasserseitigen Böschung normal stehende Schnitte

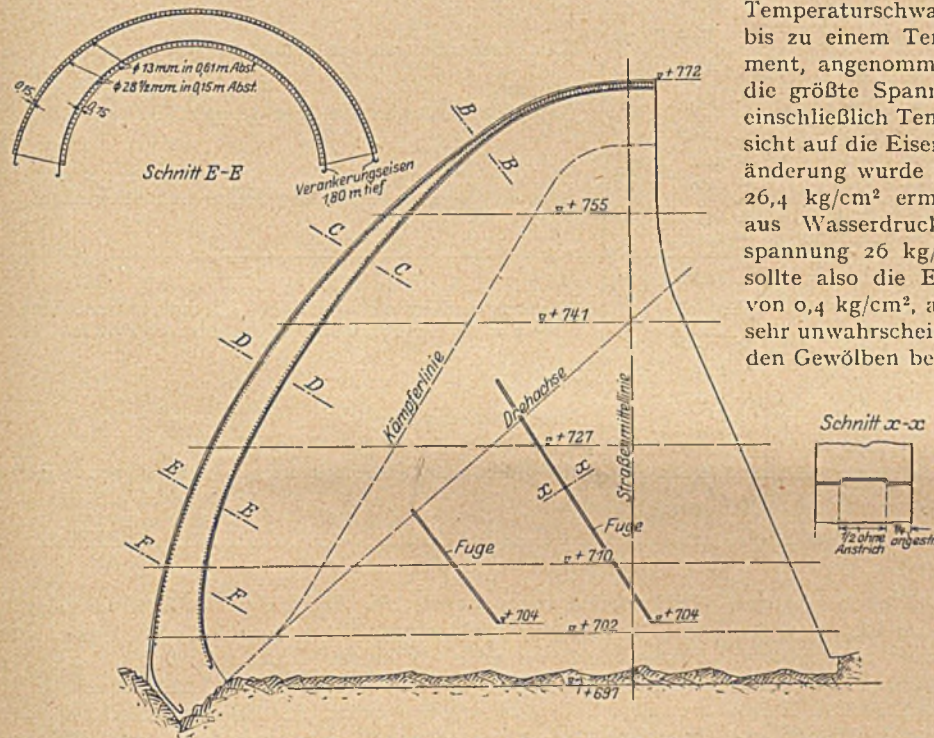


Abb. 3. Querschnitt in der Feldmitte.

als beiderseits eingespannte Bögen berechnet wurden, während für die Berechnung der Pfeiler die Stauammer als ein Schweregewichtskörper, bestehend aus Pfeilern und rechts und links anschließenden Gewölbehälften aufgefaßt wurde.

Nach Meinung des Verfassers ist diese Näherungsmethode im vorliegenden Falle nicht zulässig, insbesondere was die Pfeileruntersuchung anbelangt, und deshalb werden in dem fertigen Bauwerk ganz andere Spannungsverhältnisse herrschen als diejenigen, die sich aus der obigen Berechnung ergeben. Schon die einwandfreie Berechnung einer einzigen senkrecht stehenden Gewölbestauammer verursacht recht große Schwierigkeiten. Diese Schwierigkeiten sind im vorliegenden Falle noch viel größer, erstens, weil die Gewölbe eine doppelte Krümmung haben, und zweitens, weil sie nicht vom Pfeiler unabhängig berechnet werden können, sondern als ein einheitlicher Körper unter der Bedingung, daß die Belastung im unteren Teile der Gewölbe unmittelbar auf das Fundament, im übrigen Teile durch Vermittlung der Pfeiler an der Unterfläche derselben auf das Fundament übertragen wird.

Die Außenfläche der Schale ist eine Rotationsfläche. Die Drehachse ist in den Querschnitt der Abb. 3 eingezeichnet. Die Innenfläche ergab sich daraus, daß das Gewölbe in jedem

Schnitt die statisch erforderliche Stärke erhielt. Dabei ist der obere Teil an der Krone und der untere Teil am Fuß der inneren Fläche als sphärische Kuppel ausgebildet. Die Stauammer besteht, wie aus Abb. 2 ersichtlich ist, aus drei gleichen Gewölben. Die zwei äußeren Pfeiler sind von den Talwänden selbst gebildet. Die größte Höhe der Stauammer über Gründungssohle beträgt 76 m und die freie Höhe über Talsohle 67 m. Die Stauammer wird also höher sein als die Tirso-Talsperre, die bis jetzt die größte Höhe von allen aufgelösten Stauammern hat. Die Mauerlänge an der Talsohle beträgt 90 m und an der Krone 180 m, die Überfälle nicht mitgerechnet. Die Breite der Überfälle beträgt je 50,60 m. Die gesamte Breite des Dammes von Vorderkante Gewölbe bis zum talseitigen Fuß der Sohle beträgt 67 m, der Pfeilerabstand, wie erwähnt, 55 m. Die talseitige Pfeilerstärke ändert sich von 7,30 m oben bis 18,30 m unten. Die lichte Spannweite der Gewölbe ändert sich von 21,40 m am Fundament bis zu 45,80 m in der Höhe, wo die Kronenbrücke sich an die Pfeiler anschließt.

Bei der statischen Berechnung der Stauammer wurde eine Temperaturschwankung von 39° C, mit der Tiefe abnehmend bis zu einem Temperaturunterschied von 16,7° C am Fundament, angenommen. Nach der statischen Berechnung beträgt die größte Spannung im Gewölbe 41 kg/cm² Druckspannung einschließlich Temperatur und Schwindspannungen, ohne Rücksicht auf die Eisenbewehrung. Die Spannung ohne Temperaturänderung wurde auf 35 kg/cm² und aus Wasserdruck allein zu 26,4 kg/cm² ermittelt, während die größte Normalspannung aus Wasserdruck ohne Berücksichtigung der starren Einspannung 26 kg/cm² betragen soll. Nach dieser Berechnung sollte also die Einspannung eine zusätzliche Druckspannung von 0,4 kg/cm², also von nur 1 1/2% verursachen, was allerdings sehr unwahrscheinlich ist. Der Bericht behauptet weiter, daß in den Gewölben bei vollem Becken nur ganz geringe Zugspannungen auftreten. Sie sollen nur bei leerem Becken aus Temperaturänderung bedeutend werden und sollen dann im Maximum etwa 10 kg/cm² betragen. Mit Rücksicht auf die so ermittelte Zugspannung wurden die Gewölbe mit Eiseneinlagen bewehrt. Die Gleitzahl wurde zu 0,73 ermittelt, ohne Berücksichtigung eines Sohlenwasserdruckes. Die Sicherheit gegen Umkippen beträgt 3,82.

In der Tabelle auf Seite 388 sind die Kämpferspannungen aus den verschiedenen Wirkungen zusammengestellt. Bei der Berechnung wurde dieselbe Annahme gemacht, die dem Projekt zugrundegelegt worden sind. Die Berechnung erfolgte mit Hilfe der Berechnungstabellen des Verfassers*).

Aus dieser Tabelle geht hervor, daß die größten Spannungen bei Voraussetzung einer starren Einspannung im Schnitt E bzw. B der Abb. 3 auftreten. Die größte Druckspannung beträgt im Schnitt E 73 kg/cm² und die größte Zugspannung im Schnitt B 36 kg/cm², ohne Berücksichtigung der Eisenbewehrung. Die einzelnen Wirkungen sind getrennt berücksichtigt, um den Einfluß der verschiedenen Wirkungen auf die Spannungen zu zeigen. Daraus sieht man, daß in den oberen Schnitten der veränderliche Wasserdruck den größten Einfluß auf die Spannungen hat. Diese Spannung beträgt nämlich im Schnitt B 47,3 kg/cm² Druckspannung bzw. 40 kg/cm² Zugspannung. In den tieferen Schnitten ist dagegen der gleichmäßige Wasserdruck maßgebend. Diese Spannung beträgt im Schnitt E an der Talseite 53,4 kg/cm². Das Schwinden wurde, wie bei dem Projekt, entsprechend einer Temperaturabnahme von 5° C berücksichtigt, was wohl auch zulässig ist, vorausgesetzt, daß die Stauammer während des Abbindens des Betons dauernd feucht gehalten wird.

Die Gründungsfläche erhält eine entsprechende Verzahnung, um die Gleitsicherheit zu erhöhen. Der Gründungsplan ist in

*) „Die Stauammern“. Berlin 1926, Verlag Julius Springer.

Tabelle der Spannungen in t/m².

Zeichen	Querschnitt				Zeichenerklärung
	B	C	D	E	
α	54,0°	66,7°	74,1°	76,7°	Halber Zentriwinkel
l	22,5	24,6	23,7	19,6	Halbe theor. Spannweite in Meter
n	1,40	3,14	4,17	4,82	Bogenstärke in Meter
v	0,0622	0,1277	0,176	0,246	Relative Bogenstärke: $v = \frac{n}{l}$
h	5,42	18,30	44,30	65,10	Tiefe des Scheitels unter Stauziel: 770 + N. N.
$\cos \psi_w$	0,809	0,688	0,574	0,375	Böschung des Gewölbescheitels
T°	37,4	33,5	25,6	19,3	Gesamttemperaturschwankung in ° C.
+ t°	18,7	16,7	12,8	9,6	Temperaturerhöhung in ° C.
- t°	- 23,7	- 21,7	- 17,8	- 14,6	Temperaturabnahme + Schwinden in ° C.
σ_w tal	149,2	253	448	534	Kämpferspannungen aus gleichm. Wasserdruck
σ_w wasser	72,1	78,8	115	65,1	
σ_w tal	473	177,5	109	38,2	Kämpferspannungen aus veränderl. Wasserdruck
σ_w wasser	- 400	- 145	- 83	- 25,7	
σ_g tal	- 43,7	8,1	6,5	14,1	Kämpferspannungen aus Eigengewicht.
σ_g wasser	144	114	91,5	38,9	
σ_t tal	+ 131 - 166	+ 174 - 226	+ 147 - 205	+ 142 - 216	Kämpferspannungen aus Temperatur und Schwinden
σ_t wasser	+ 140 - 178	+ 180 - 235	+ 152 - 212	+ 147 - 224	
σ_{+t} tal	718,5	618,6	715,5	733,3	Gesamtspannungen: + t = bei Temperaturzunahme, - t = bei Temperaturabnahme und Schwinden
σ_{-t} tal	400,5	203,6	351,5	362,3	
σ_{+t} wasser	- 43,9	227,8	275,5	225,3	
σ_{-t} wasser	- 361,9	- 187,2	- 88,5	- 145,7	
σ_{max}	718,5	618,6	715,5	733,3	Maximalspannungen
σ_{min}	- 361,9	- 187,2	- 88,5	- 145,7	

N. B. Obige Werte sind auf Grund derselben Temperaturannahmen ermittelt worden, die den Projektberechnungen zugrunde gelegt wurden. Schwinden = - 5° C.

Abb. 4 dargestellt. Man hat umfangreiche Probebohrungen gemacht, um die geologische Beschaffenheit des Untergrundes einwandfrei festzustellen. Ein geologisches Profil zeigt Abb. 5. Zur Entwässerung der Staumauerfundamente sind zahlreiche Entwässerungsrohre geplant. Dies sind senkrechte Bohrlöcher in zwei Reihen angeordnet, deren Tiefe unter Gründungssohle 6,10 m beträgt (Abb. 6). Zur Entwässerung der Talwände dienen ebensolche Bohrlöcher, die normal zu den Talwänden stehen, außerdem wagerechte Entwässerungsrohre (Rohr a der Abb. 4). Diese Rohre münden in den Revisionsstollen c, dessen Eingänge sich bei b befinden (Abb. 4, Abb. 7).

Zur Erhöhung der Gleitsicherheit sind die Pfeiler mit Verankerungseisen f versehen. Die Gewölbe sind in beiden Richtungen stark bewehrt. Die Wasserseite der Pfeiler ist ebenfalls mit einer starken, zu Kämpferlinie parallel laufenden Bewehrung versehen, um die wasserseitigen Hauptzugspannungen aufzunehmen. Die Eiseneinlagen der Gewölbe sind in Abb. 3 schematisch angegeben.

Aus dieser Abbildung, in welcher auch der Pfeiler eingezeichnet ist, geht hervor, daß in den Pfeilern schräge Fugen geplant sind, die mit der Talseite der Pfeiler annähernd parallel laufen. Ein Schnitt durch diese Fugen (XX) ist in der Abbildung ebenfalls wiedergegeben. Anscheinend sollten diese Fugen Arbeitsfugen sein. Da nun nach der Zeichnung beabsichtigt ist, die äußeren Teile der Fugen (s. Schnitt X—X) mit Teer anzustreichen, so würden diese Fugen auch im endgültigen Zustand als Trennungsfugen wirken; eine solche Ausbildung erscheint jedoch nach Ansicht des Verfassers nicht begründet. Wenn die Fugen nur Arbeitsfugen sind, dann müssen sie auch anders verlaufen und den

Trajektorien angepaßt werden. Für endgültige Trennungsfugen sind sie dagegen direkt schädlich, weil dadurch die Pfeiler ihre Homogenität verlieren. In einem Horizontalschnitt, der durch diese Fugen geführt wird, erscheint der Pfeilerquerschnitt aus drei Teilen zusammengesetzt, so daß die Annahme einer linearen Spannungsverteilung längs eines Horizontalschnittes, die der Berechnung zugrundegelegt wurde, nicht zutrifft.

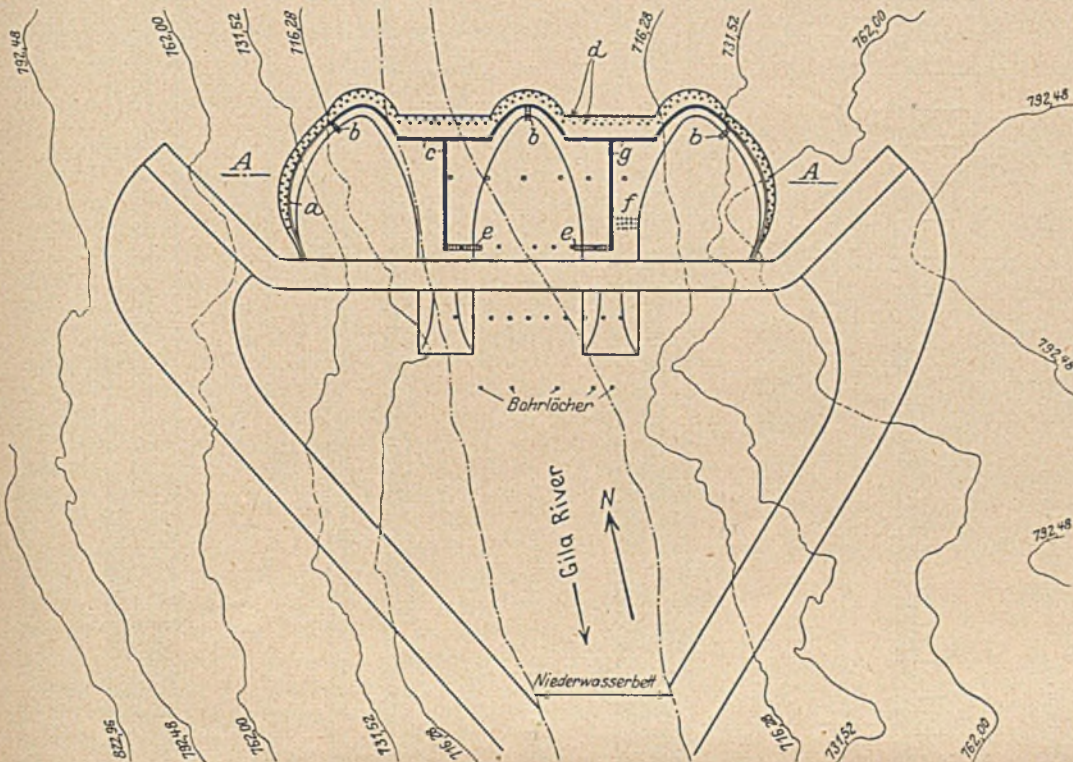
Man beabsichtigt, die Gewölbe in einer Betonmischung von 1 : 2 : 4 : 2 und die Pfeiler in der Mischung 1 : 2 1/2 : 5 : 2 1/2 auszuführen, entsprechend einer zu erwartenden Betondruckfestigkeit von 175 bis 210 kg/cm². Mit Rücksicht darauf,

Sand- und Kiesaushub	20 000 m ³
Felsaushub in trockener Baugrube oberhalb der Kote 704 + N. N.	150 000 „
Felsaushub mit Wasserhaltung unterhalb 704 + N. N.	10 000 „
Gesamtfundamentaushub	180 000 m³
Beton für die Pfeiler	63 500 m ³
Beton für die Gewölbe	56 000 „
Beton für die Überfälle und für den Überlaufkanal	10 300 „
Beton für die Kronenbrücke, Straßen usw.	7 900 „
Beton für den Entnahmeturm	1 760 „
Beton für das Krafthaus	5 500 „
Beton für Verkleidungen und Anstriche	1 150 „
Gesamtbetonmenge rd.	146 000 m³
Bewehrungseisen	2 250 t

daß die Stauwehr verhältnismäßig massiv ausgebildet wird, wird der Einheitspreis für die Schalung verhältnismäßig niedrig sein. Die erforderlichen Massen gehen aus vorstehender Zusammenstellung hervor.

Zum Vergleich sind mehrere Projekte ausgearbeitet worden, um zu der wirtschaftlichsten Lösung zu kommen. Die

Gewölbereihe in Wettbewerb treten, die nur um 2% teurer kommt, und da diese 2% außerhalb der Genauigkeitsgrenze einer Kostenberechnung liegen, so kann man sagen, daß diese Stauwehr ebensoviel kosten würde. Die Kuppelreihe wurde gewählt, weil sie etwas massiver ist und dadurch das Gefühl einer größeren Standsicherheit erweckt.



a = Entwässerungsrohr $\varnothing 7\frac{1}{2}$ cm in 3 m Abstand (Sammler).
b = Eingang zu den Entwässerungsstollen.
c = Entwässerungsstollen.
d = Bohrlöcher 6,10 m tief unter Gründungssohle, in 3 m Abstand.
e = Eingang zu den Turbinenkammern und Lüftung für die Generatoren.
f = Verankerungsseile $\varnothing 45$ mm in 1,55 m Abstand, 612 Stück für jeden Pfeiler.
g = Entwässerungsrohr $\varnothing 7\frac{1}{2}$ cm in 3 m Abstand.

Abb. 4. Gründungsplan.

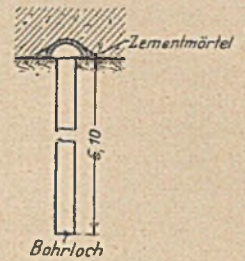


Abb. 6. Steigrohr zur Sohlenentwässerung (Löcher d der Abb. 4).

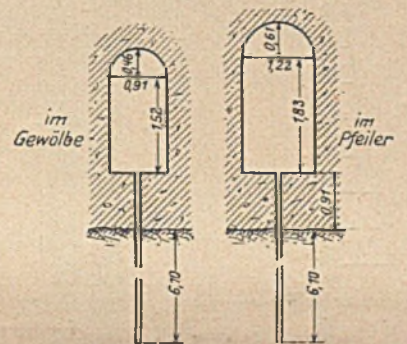


Abb. 7. Schnitte durch den Entwässerungsstollen (Stollen c der Abb. 4).

Vergleichswerte der Massen und Kosten sind für verschiedene Talsperrentypen in nebenstehender Zusammenstellung wiedergegeben.

Die hier angegebenen Werte sind Vergleichswerte, die die Massen bzw. Kosten eines Stauwehertyps im Verhältnis zu der



Abb. 5. Geologisches Profil (Schnitt A—A der Abb. 4).

auszuführenden Stauwehr angeben, wobei die Massen und Kosten dieser Stauwehr (Kuppelreihe) als 100 angenommen wurden. Aus dieser Zusammenstellung geht hervor, daß die geringste Masse eine Gewölbereihenmauer besitzt, die nur zwei Drittel der Masse der auszuführenden Stauwehr enthält. Was die Kosten anbelangt, so ist nach der Kostenberechnung die Kuppelreihe am billigsten und mit ihr könnte allein die

Typ	Massen	Kosten
Kiesschüttung	—	135
Gewölbemaier	161	112
Bogenförmige Gewichtsmauer ohne Sohlenwasserdruck	192	120
Bogenförmige Gewichtsmauer mit 50% Sohlenwasserdruck	233	141
Gewölbereihe	67	102
Kuppelreihe	100	100

Die Projekte, deren Urheber der Staatsing. S. R. Olberg, Los Angeles, ist, wurden am 8. Mai 1926 von der Behörde endgültig genehmigt. Die Bauausschreibung erfolgt im Oktober und das Bauwerk wurde am 2. Dezember v. J. auf Grund eines Angebotspreises von 2268525 Dollar vergeben.

Mit Rücksicht auf die Neuartigkeit dieser Stauwehr ist es zu erwarten, daß das Projekt im Laufe der Ausführung noch mehrere Änderungen erfahren wird. Über diese Änderungen, wie über den Fortschritt des Baues, werde ich in dieser Zeitschrift von Zeit zu Zeit berichten.

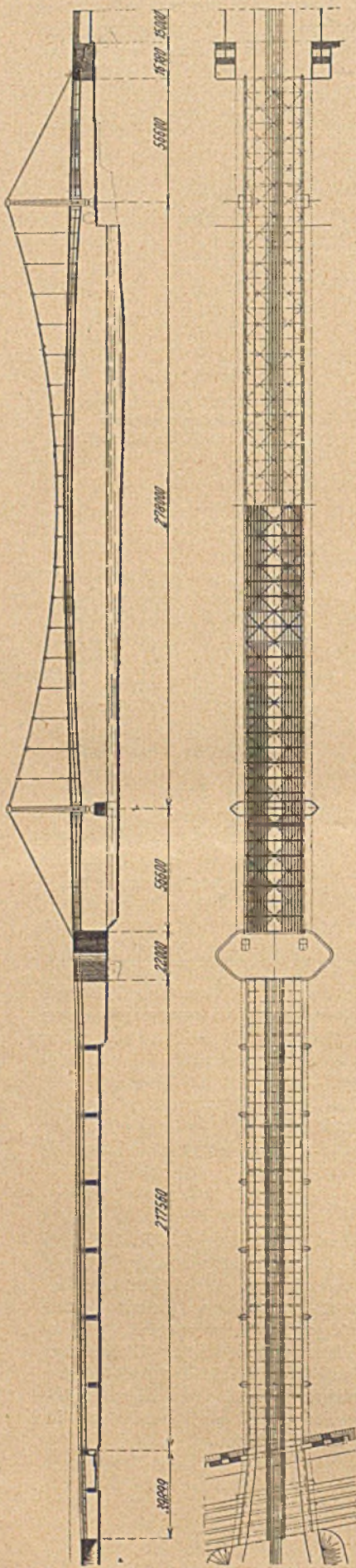


Abb. 122. „Weltstadt“, Entwurf I. Gesamtübersicht.

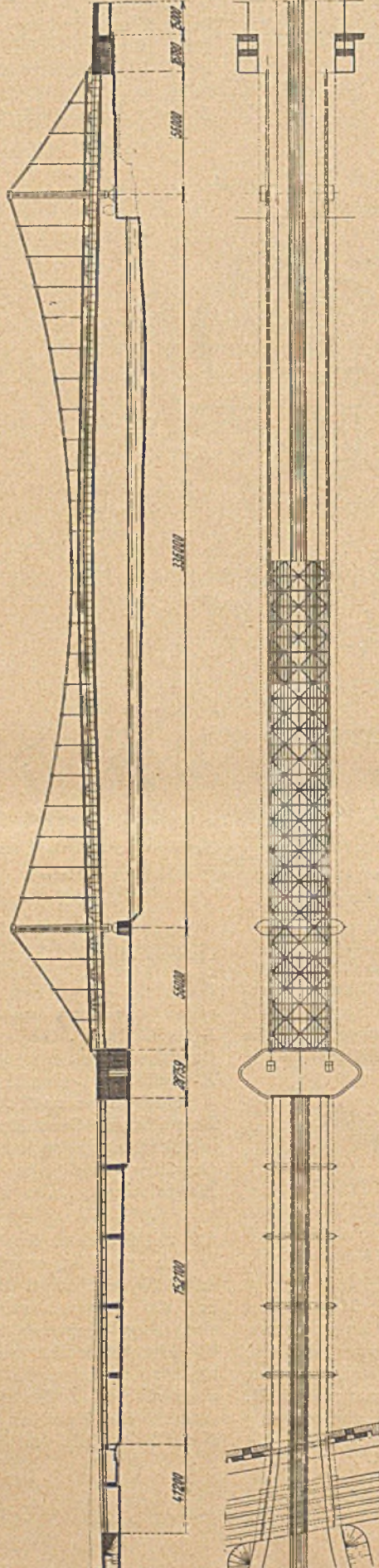


Abb. 123. „Weltstadt“, Entwurf II. Gesamtübersicht.

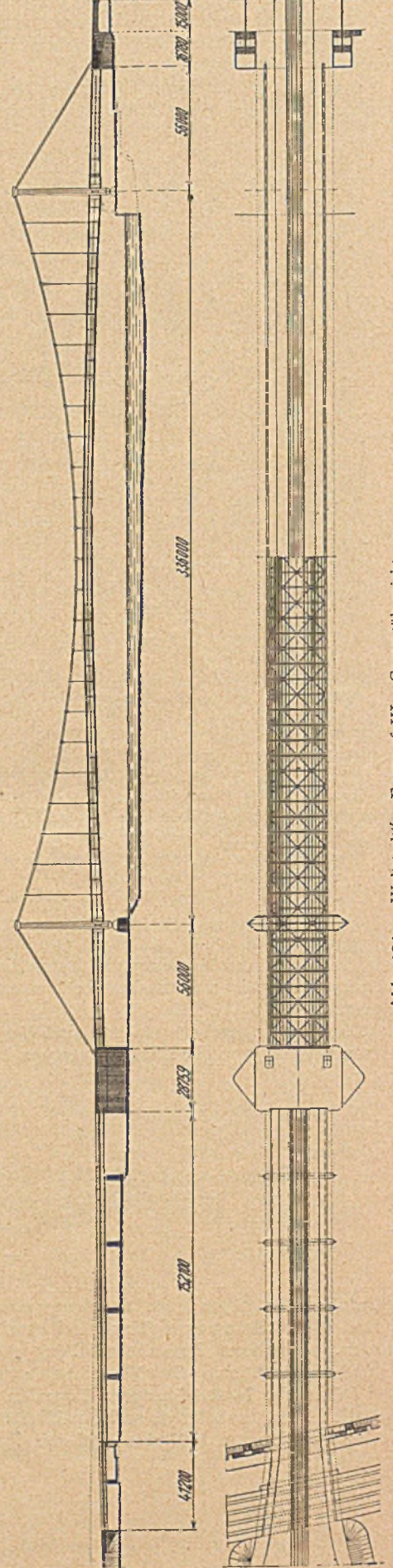


Abb. 124. „Weltstadt“, Entwurf III. Gesamtübersicht.

ENGERER WETTBEWERB UM ENTWÜRFE FÜR EINE FESTE STRASSENBRÜCKE ÜBER DEN RHEIN IN KÖLN-MÜLHEIM.

Von Dr.-Ing. Kommerell, Direktor bei der Reichsbahn, Berlin, und Dipl.-Ing. W. Rein, Berlin.

(Fortsetzung von Seite 379.)

II. „Weltstadt“.

Verfasser: Gesellschaft Harkort, Duisburg, Prof. Bruno Paul, Köln, und Philipp Holzmann A.-G., Zweigstelle Köln.

Unter Hinweis auf die Deutzer Hängebrücke beurteilen die Verfasser die ästhetische Überlegenheit dieser Brückenform als über jeden Zweifel erhaben. Allerdings bedingen bei Mülheim Stützweite, Brückenbreite und Belastungen Verhältnisse, welche nur bei den amerikanischen Riesenbrücken ihresgleichen finden. Indessen waren die Verfasser bemüht, ein Bauwerk zu schaffen, welches unter Vermeidung jeder kleinlichen Gliederung und jeglicher Schmuckform ein Vorbild für die großzügige Durchführung eines kühnen Bagedankens werden soll. Neuere Ergebnisse über die theoretische Behandlung von Hängebrücken kamen dieser Absicht sehr zu statten. — Wie der Erläuterungsbericht besagt, bedurfte es aber mühevoller Arbeit, die bei der Berechnung angewendete neue Verformungstheorie in exakte mathematische Form zu bringen. Der Erfolg zeigte sich in niedriger, schlanker Form der Versteifungsträger, deren Durchbiegungen kleiner werden als nach früheren Berechnungen anzunehmen war. Hierzu trug ferner auch die straffe Linienführung der Hängegurte in den Seitenöffnungen bei. Die Schwingungen des Systems werden so langsam, daß keinerlei Störungen dadurch hervorgerufen werden. — Die Verfasser haben unter dem Kennwort „Weltstadt“ drei Kabelhängebrückentwürfe eingereicht. Entwurf I weist eine 278 m weit gespannte Hauptöffnung mit einem Strompfeiler und zwei 56,6 m große Seitenöffnungen auf (Abb. 122). Die Entwürfe II und III überspannen bei gleich großen Seitenöffnungen den ganzen Strom mit einer 336 m großen Mittelöffnung (Abb. 123 u. 124). Entwurf I und III sehen straff gespannte, mit den Seitenöffnungen nicht verbundene Rückhaltkabel vor, um die Durchbiegung der vollwandigen Versteifungsträger möglichst klein zu halten. Beim Entwurf II besitzt der fachwerkartige Versteifungsträger größere Steifigkeit, und die Rückhaltkabel konnten hier in den Seitenöffnungen durch Hängestangen mit dem Versteifungsträger verbunden werden. Um den Platz für das Ufergleis zu gewinnen, ist der rechtsrheinische Pylonenpfeiler 7,5 m hinter die Flucht der vorgeschobenen Werftmauer gerückt. Allen drei Entwürfen gemeinsam ist die nachstellbare Verankerung der Hauptkabel im Widerlager, welche stets zugänglich bleiben soll. Der Abstand der Hauptträger beträgt 26,4 m. Rechtsrheinisch schließt sich die 15 m weite Eisenbetonüberbrückung der Mülheimer Freiheit an. Linksrheinisch überbrücken bei Entwurf I sieben Öffnungen mit eisernen Gerberbalken von 31 m Stützweite das Flutgelände, bei Entwurf II

und III deren fünf von 30 m Stützweite. Deichstraße und Hafenbahn auf dem linken Rheinufer sind ebenfalls mittels Gerberbalken überspannt. Die ungewöhnlich kurz gehaltenen Seitenöffnungen beschränken, wie Abb. 125 zeigt, das Ein-

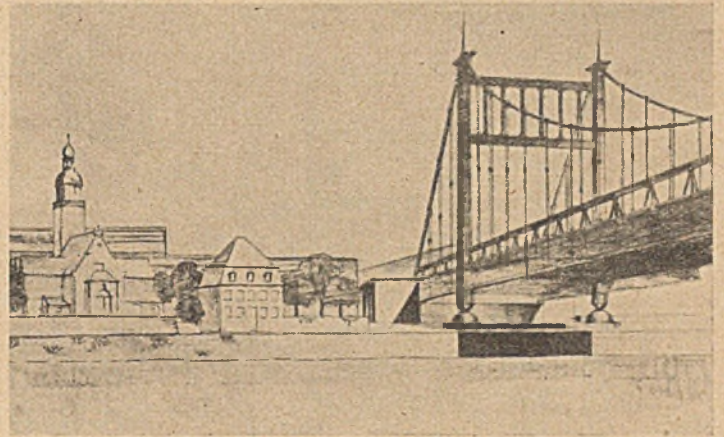


Abb. 125. „Weltstadt“.

schneiden der Brücke in das Mülheimer Stadtbild auf ein günstiges, geringes Maß¹¹⁾.

Die aus patentverschlossenen Formdrähten bestehenden

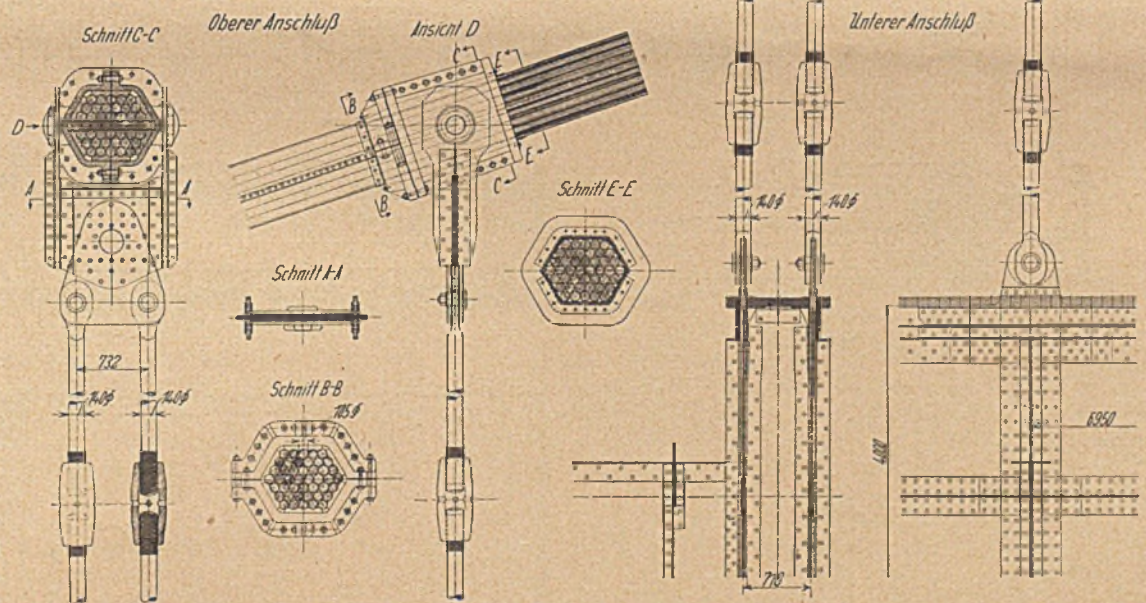


Abb. 126. „Weltstadt“. Entwurf I. Kabelquerschnitt und Hängestäbe.

Hauptkabel sind zu einem sechseckigen Querschnitt zusammengefaßt, und zwar sind bei Entwurf I (Abb. 126) 44 Einzel-

Hauptkabel sind zu einem sechseckigen Querschnitt zusammengefaßt, und zwar sind bei Entwurf I (Abb. 126) 44 Einzel-

¹¹⁾ Hier wie auch in Abb. 23 sind auf den Pylonenköpfen besondere Spitzen, welche die Übersichtspläne Abb. 122, 123 u. 124 nicht aufweisen, erkennbar. Diese Aufsätze sind, wie die Verfasser mitteilen, von dem künstlerischen Mitarbeiter hinzugefügt worden, wohl mit der Absicht, diese Punkte noch besonders zu betonen. Wie die Übersichtspläne erkennen lassen, gewinnen aber die Entwürfe nur durch die Beseitigung dieser entbehrlichen Schmuckform, zumal sie in dieser vereinfachten Gestaltung dem einleitend gegebenen Grundgedanken der Verfasser besser entsprechen dürften.

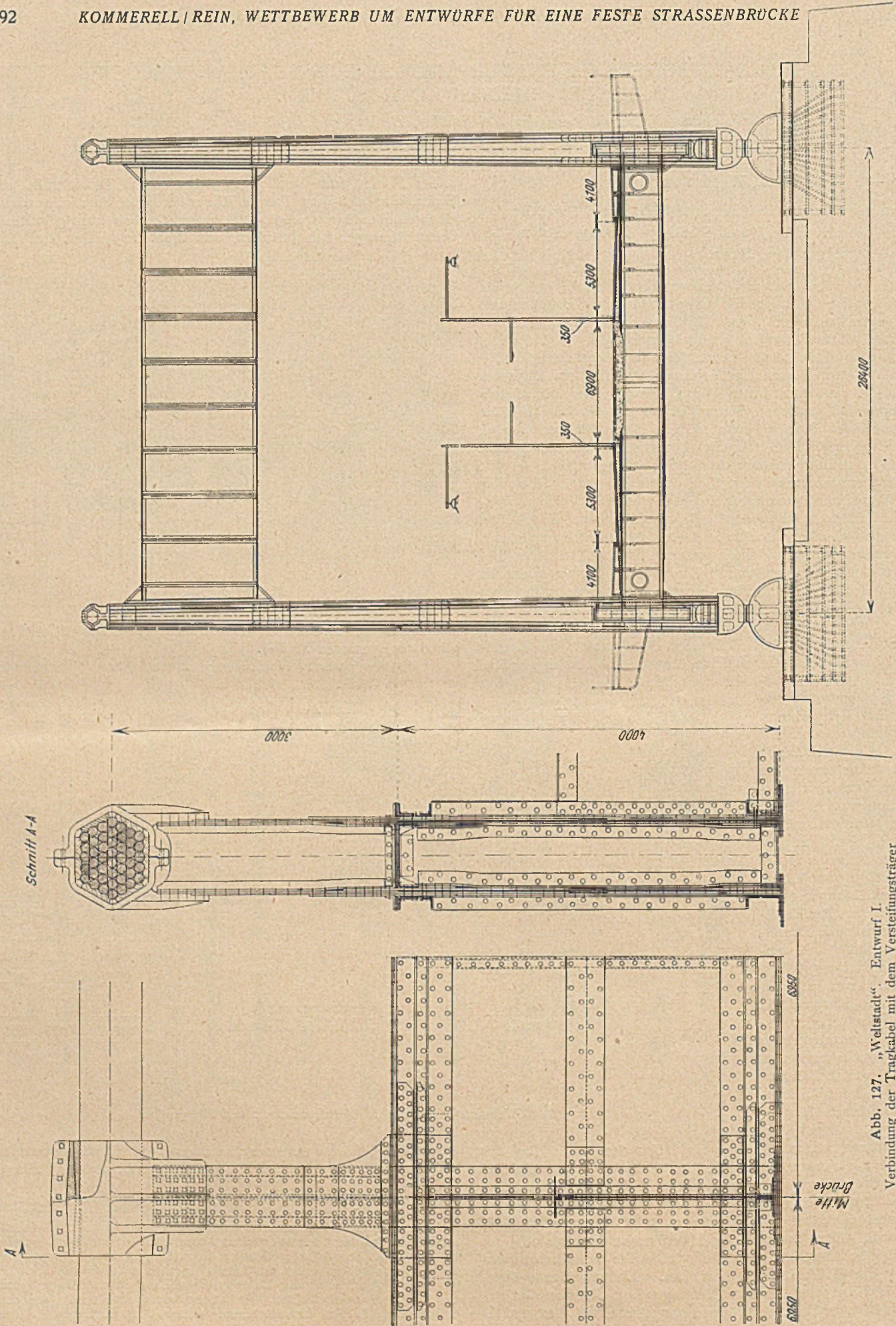


Abb. 127. „Weltstadt“. Entwurf I. Verbindung der Tragkabel mit dem Versteifungsträger in Brückenmitte.

Abb. 128. „Weltstadt“. Entwurf I. Querschnitt an den Pylonen.

stränge von je 105 mm \varnothing vorgesehen. Zum Schutz gegen Witterungseinflüsse werden die Zwischenräume der Kabel an der Außenseite mit Asphalt verstrichen, das Ganze mit asphaltierter Leinwand umhüllt und mit einem sechseckigen Blechmantel umgeben, welcher den üblichen Schutzanstrich gegen Witterungseinflüsse erhält. Der Durchhang in Brückenmitte beträgt $\frac{1}{12}$ der Spannweite. Der Anschluß der Tragkabel an die Versteifungsträger in Brückenmitte ist aus Abb. 127 zu ersehen. Das fertige Kabel wird zur Erhöhung der Sicherheit gegen Abgleiten der Kabelschellen maschinell zusammengepreßt. Außerdem sind an den Pylonenköpfen und den benachbarten Schellen zwischen die einzelnen Kabel lanzettenförmige Keile zur künstlichen Verdickung eingelegt. Die das Kabel zusammenhaltenden Schellen dienen gleichzeitig zur Befestigung der in 14 m Abstand angeordneten Hängestangen, welche aus je zwei durch Spannschlösser nachstellbaren Rundstäben bestehen. Der Kräfteausgleich in den beiden Hängestangen erfolgt über einem unmittelbar unter der Kabelschelle angeordneten Wägebalken (vgl. Abb. 126).

Der vollwandige Versteifungsträger weist bei Entwurf I 4 m Stehblechhöhe ($\frac{1}{70}$), bei Entwurf III — trotz der großen Stützweite — nur 4,40 m Stehblechhöhe (also etwa $\frac{1}{74}$) auf. Bei den Entwürfen I und III liegt die Oberkante der 1,1 m breiten Versteifungsträger 1,1 m über der Fußwegoberkante (Abb. 128). Aus statischen wie schönheitlichen Gründen ist hier, wie bereits erwähnt, in den Seitenöffnungen auf eine Verbindung mit den Rückhaltkabeln ver-

zichtet und der an der Durchgangsstelle durch die Pylone leicht erhöhte Versteifungsträger der Mittelöffnung ein Feld nach der Seitenöffnung ausgekragt. Der fachwerkartige Versteifungsträger des Entwurfes II ist 6,5 m hoch ($\frac{1}{52}$) und liegt mit seiner Oberkante etwa 3 m über den Fußwegen. Durch die Schrägstäbe wird der Ausblick hier etwas beschränkt; andererseits ist aber der Querverkehr nach dem zweiten Ausbau gesichert. Die Auflagerung des Versteifungsträgers zwischen den Pylonen ist aus Abb. 129 u. 130 zu ersehen.

Die Ausbildung der Fahrbahn geht aus Abb. 131 hervor. Sie entspricht genau den Ausschreibungsbedingungen.

Die Ausbildung der vollwandigen Pylone mit den halbkugelförmigen Lagern ist aus den Abbildungen 128, 129 u. 130 zu ersehen. Ein oberer Querriegel mit parallelen Gurten verbindet die Pylonenstiele etwas unterhalb der Kabelsättel in einfachster und ansprechender Form.

Die den Kabelzug aufnehmenden Verankerungswiderlager erhalten sehr große Abmessungen. So beträgt die Grundfläche des linksrheinischen Widerlagers bei Entwurf I $23 \times 53,4$ m. Außerdem sind diese Widerlager noch durch zwei unter der Flußsohle liegende Betondruckkörper von 6×6 m Querschnitt auf der linken Rheinseite und 4×10 m Querschnitt auf der rechten Rheinseite mit den Hauptpylonenpfählen verbunden, um auch deren Gewicht mit zur Aufnahme der Kabelzüge heranziehen zu können.

An der Umlenkstelle der Kabel überträgt ein Eisenbetonlagerstück die Kräfte auf den Schaft, der durch Zuganker mit dem anschließenden Verankerungsblock verbunden ist. (Abb. 132). Eiserne, fachwerkartig ausgebildete Böcke verteilen die Zugkräfte der Verankerungsträger, an welche die Einzelstränge durch je zwei hydraulische Pressen sowie Keile und Paßstücke nachstellbar angeschlossen sind, auf den sie umgebenden Betonblock. Die für Entwurf I erforderlichen 352, für Entwurf II und III 488 Pressen einschließlich der Pumptanlage sollen ständig in einer der beiden Verankerungskammern verbleiben. Die Pumpen können durch Verbindungstollen von einer Kammer zur andern gebracht werden. Eine besondere Abdichtung dieser Kammern ist nicht vorgesehen, da

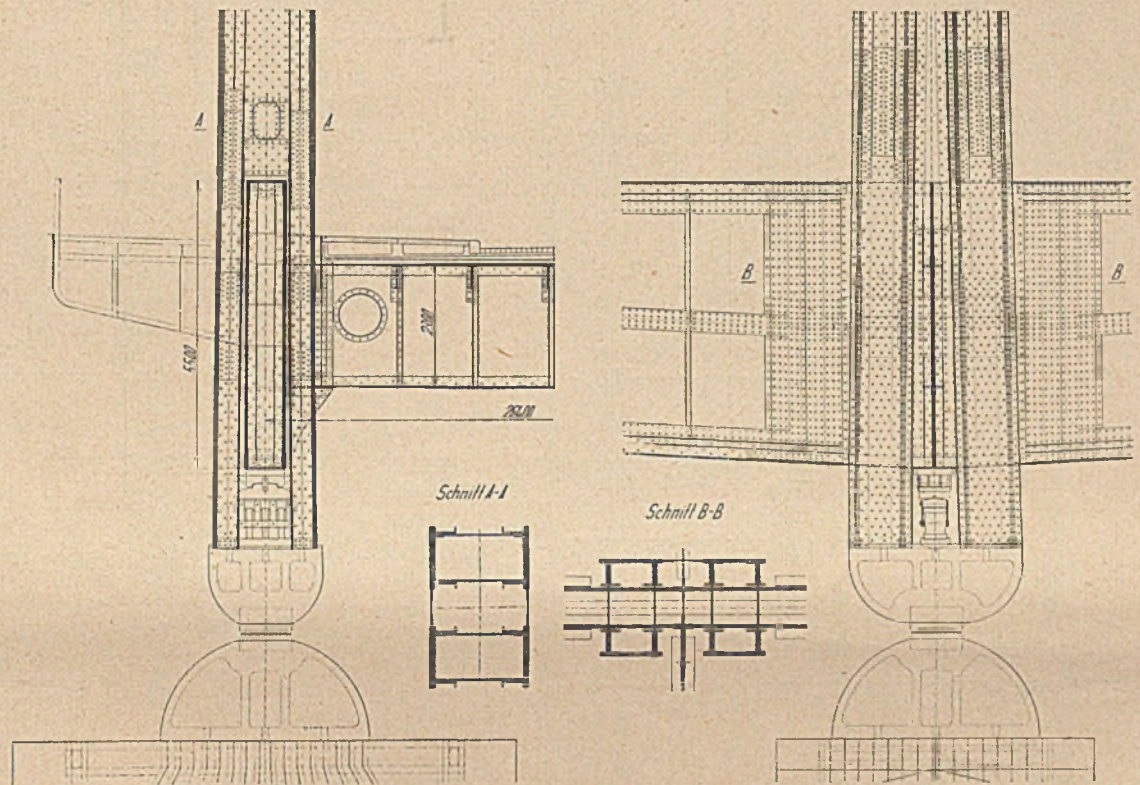


Abb. 129. „Weltstadt“. Entwurf I. Pylonenfuß mit Versteifungsträger.

etwaiges Sickerwasser mittels einer selbsttätig anspringenden Pumpe entfernt wird.

Der Aufstellungsvorgang der großen Überbauten ist folgendermaßen vorgeschlagen (Abb. 133). Nach dem Einbau der seitlichen Überbauten auf festen Gerüsten sowie der landeinwärts abgestützten Pylone können die Einzelstränge mittels einer über die Pylonenköpfe laufenden Seilbahn und einem Hilfssteg aufgebracht werden (Abb. 134). Die Kabel werden in einer am Ufer zu errichtenden Werksanlage in ihrer ganzen Länge fertig verseilt und bis zu einem Drittel der Bruchlast, d. h. bis zu der wirklich auftretenden Gebrauchsspannung, gereckt. Nach dem Verlegen sämtlicher Stränge und Erteilung der jeweils erforderlichen Vorspannung mit Hilfe der Verankerungspressen erfolgt das Zusammenpressen und Aufbringen der Kabelschellen sowie der Ummantelung und des Schutzanstriches. Der Versteifungsträger der Mittelöffnung soll nicht durch Anhängen an die Hauptkabel vorgestreckt, sondern bis zur frei zu haltenden Schiffsfahrtsöffnung auf festen Rüstungen aufgelegt werden. Die mittleren Teile über der Durchfahrtsöffnung werden in ganzer Länge auf besonderen Rüstungen am Ufer zusammengebaut und in einer kurzen Verkehrs-pause mittels Prähmen eingefahren. Die Tragfähigkeit dieser mittleren Teile ist für die Stützweite von etwa 100 m über der Schiffsfahrtsöffnung völlig ausreichend. Die Verfasser wollen durch dieses Verfahren die bei der amerikanischen Kabel-

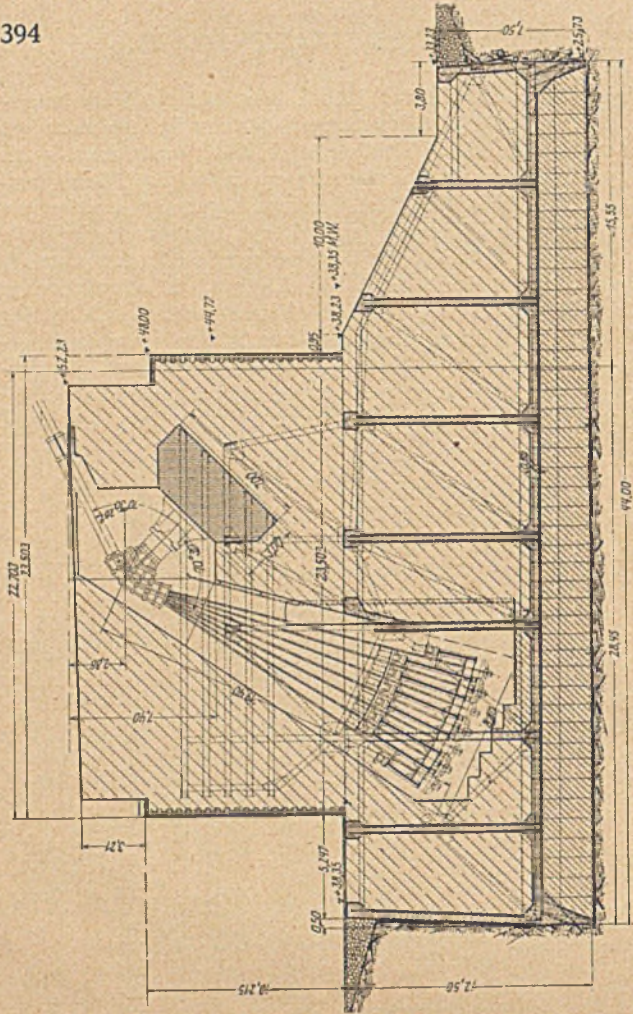


Abb. 132. „Welstadt“. Kabelverankerung.

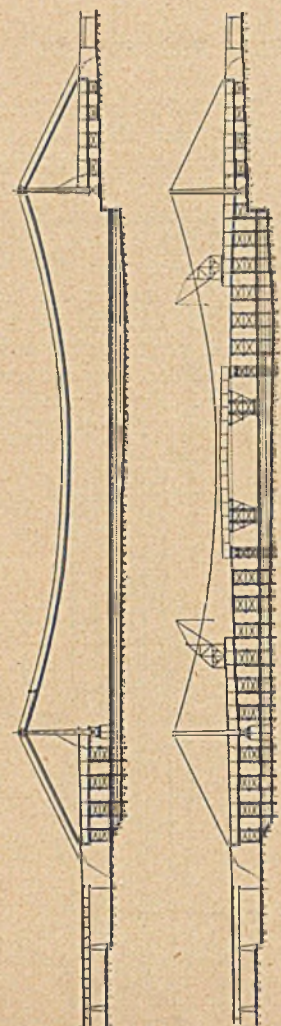


Abb. 133. „Welstadt“. Entwurf I. Aufstellungsplan.

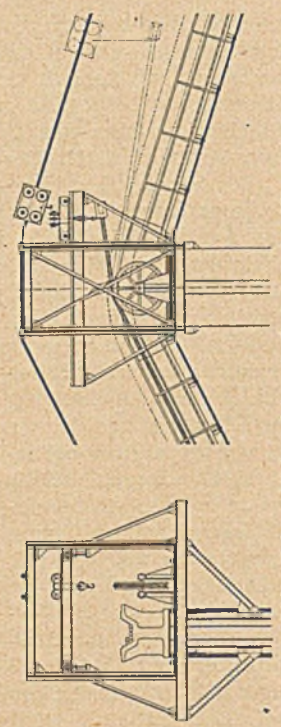


Abb. 134. „Welstadt“. Aufbringen der Tragkabel.

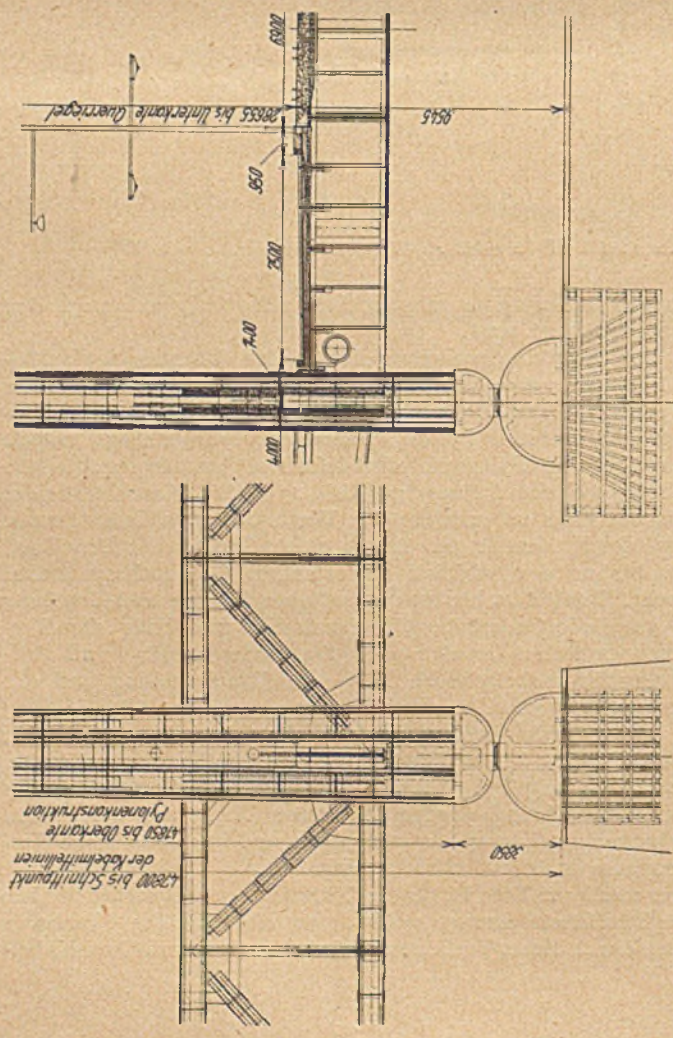


Abb. 130. „Welstadt“. Entwurf II. Pylonfuß und Versteifungsträger.

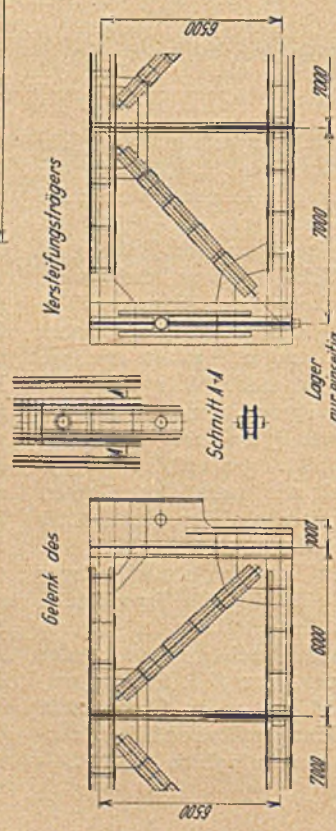


Abb. 131. „Welstadt“. Entwurf I und III. Querträger.

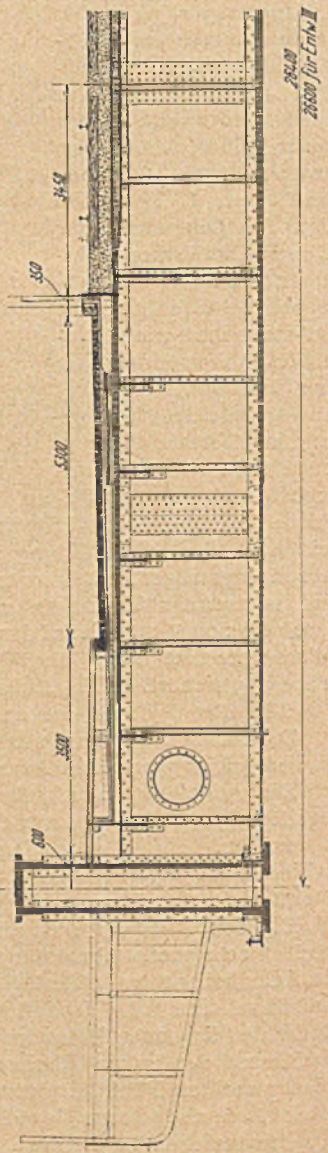


Abb. 131. „Welstadt“. Entwurf I und III. Querträger.

brücke in Philadelphia entstanden Schwierigkeiten¹²⁾ beim Zusammennieten der Stöße des Versteifungsträgers infolge der großen örtlichen Durchbiegungen vermeiden und halten ihr Verfahren auch für wirtschaftlicher. Ein Schrägstellen der Pylone nach der Wasserseite durch Nachlassen der Kabel mit Hilfe der verstellbaren Verankerung ermöglicht dann ohne Schwierigkeiten den Einbau der Hängestangen. Durch Anziehen der Verankerungen kann die Durchbiegung soweit vermindert werden, daß das gesamte Eigengewicht der Versteifungsträger mit der Fahrbahn von den Hauptkabeln aufgenommen wird, und die noch offenen Stöße der Versteifungsträger vernietet werden können. Es ist mithin möglich, durch Anpassung des Durchhanges die Gesamtdurchbiegungen infolge der aufgebracht Gewichte genau auszugleichen. Bei einem Stich von $\frac{1}{12}$ entspricht 1 cm Kabellängenänderung 2,25 cm Durchhangsveränderung. Die Pressen in den Verankerungsschächten haben demgegenüber einen Gesamthub von 0,7 m.

Die Gründung der Pylonenpfeiler erfolgt auf Eisenbetonsenkstücken von 16×50 m auf dem linken und $18,7 \times 52$ m Grundfläche auf dem rechten Ufer. Die zu den Verankerungswiderlagern führenden Baugruben der Druckkörper sollen abschnittsweise zwischen eisernen Spundwänden mittels Greifer unter Wasser ausgehoben und der Beton im Naßschüttverfahren eingebracht werden. Die Spundwände müssen in Höhe der Flußsohle abgeschnitten werden. Die Verankerungswiderlager (Abb. 135) schließlich ruhen auf je zwei in 1 m Abstand angeordneten Eisenbetonsenkstücken. Zur Erhöhung ihres Eigengewichtes ist der Füllbeton des oberen Senkkastenteiles mit Basaltschotter hergestellt. Auf dem rechtsrheinischen Ufer bilden die Senkkästen gleichzeitig die Unterstützung für den Eisenbetonbogen der Mülheimer Freiheit. Das Absenken soll, falls erforderlich, von Anschüttungen zwischen eisernen Spundwänden aus erfolgen. Die Vorlandpfeiler werden unter Wasserhaltung z. T. zwischen eisernen Spundwänden, zum andern Teil in offener Baugrube ausgeführt. Gegen Auskolkungen sind überall Steinschüttungen vorgesehen.

Die statische Berechnung ist, wie einleitend bereits bemerkt, besonders beachtenswert und nach der von Melan zuerst aufgestellten, von den Amerikanern bei ihren Großbrücken weiter ausgebildeten, sogen. Verformungsmethode durchgeführt. Diese beruht auf der bekannten Tatsache, daß bei großen Kabelhängebrücken die Längenänderungen der Tragkabel für jeden Belastungsfall ein verschieden verformtes Hauptsystem erzeugen. Die ursprüngliche Parabelform des Kabels verwandelt sich in verschiedene Arten von Kettenlinien, so daß

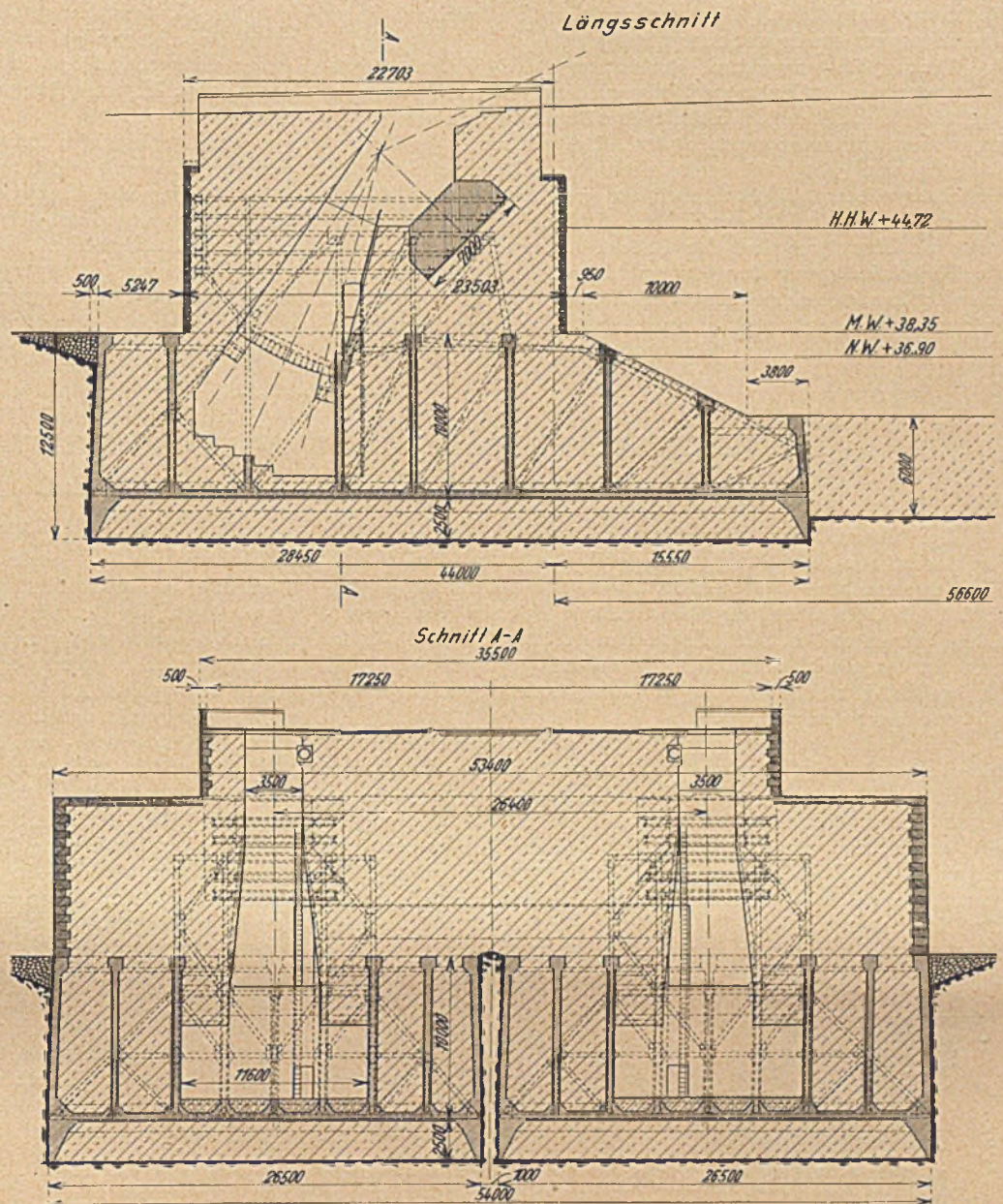


Abb. 135. „Weltstadt“. Linksrheinische Verankerungswiderlager.

die übliche, auf der Elastizitätstheorie beruhende Berechnungsmethode mit Auswertung von Einflußlinien nicht ohne weiteres mehr anwendbar ist. Durch Ausnutzung der eingetretenen Verformungen, vor allem der Stichvergrößerung, lassen sich erhebliche Baustoffersparnisse erzielen, über deren absolute Größe jedoch noch verschiedenerlei Meinungen bestehen. Die Durchbiegungen infolge Verkehrslast sind bei den Entwürfen I und II zu 62 cm, bei Entwurf III zu 75 cm errechnet. Bei Temperaturerhöhung auf 45° ergibt sich bei Entwurf I 40 cm, bei den Entwürfen II und III 42 cm Durchbiegung. Trotzdem ist nur eine Überhöhung der Fahrbahn von 10 cm vorgesehen mit der Begründung, daß die der Durchbiegungsberechnung zugrunde gelegte Höchstlast außerordentlich selten vorkommen wird. Die Verfasser sind der Ansicht, daß trotz der geringen Versteifungsträgerhöhen die Durchbiegungen infolge der straffen Rückhaltkabel nur kleine Werte annehmen und auch keine für den Verkehr über die Brücke und das Bauwerk selbst unangenehme Schwingungserscheinungen zur Folge haben. Die größte Querneigung bei einseitiger Belastung wird bei den Entwürfen I und II etwa 1 : 69, bei Entwurf III etwa 1 : 57,5. Die Elastizitätszahl der Kabel ist mit 1 800 000 kg/cm² in die

¹²⁾ Vgl. „Z. D. V. D. I.“, Band 71 (Jg. 1927) Seite 422.

Rechnung eingeführt. Die nachzuweisende Bruchlast jedes Einzelstranges wurde mit 1000 t festgelegt.

Durch die erwähnte Verbindung der Verankerungswiderlager mit den Pylonenfeilern wird erreicht, daß die wagerechte Seitenkraft der Kabel mit einer Reibungszahl von rd. 0,3 vom Baugrund aufgenommen wird. Die größtzulässige Bodenpressung von 5 kg/cm² wird dabei nicht überschritten. Die Verfasser weisen schließlich noch auf eine Möglichkeit der Baustoffsparsnis beim Entwurf II hin. Da der Versteifungsträger nicht als Haupttragglied der Brücke anzusprechen ist, sollte die Berücksichtigung der Wechselwirkung von Kräften nicht so weit gehen, wie sie in den Vorschriften allgemein verlangt ist. Auf eine ähnliche Anregung ist bereits bei der Besprechung des Entwurfes „Freier Strom“ hingewiesen.

Für die Versteifungsträger ist bei Entwurf III nur Siliziumstahl, bei den beiden anderen Entwürfen St 48 als Baustoff vorgeschlagen. Wie aus Tafel V hervorgeht, wird der Entwurf II rd. 14,5 v. H., der Entwurf III rd. 16 v. H. teurer als der Entwurf I.

Das Preisgericht hat den Entwurf III in engere Wahl gezogen, dabei aber die straff gespannten Rückhaltkabel der Seitenöffnung als ästhetischen Nachteil gewertet. Dieser Nachteil dürfte aber u. Er. durch das weniger starke Einschneiden in das Mülheimer Stadtbild wenigstens zum Teil wieder aufgehoben werden. — Insgesamt dürfte es den Verfassern gelungen sein, mit den drei besprochenen Entwürfen Lösungen vorzuschlagen, die als großzügige Ingenieurbauwerke klar und ausdrucksvoll in Erscheinung treten. (Fortsetzung folgt.)

DER HOCHWASSERSCHUTZ DER STADT LENINGRAD (ST.-PETERSBURG).

Dipl. Ing. Hanns Simons, Leningrad (Rußland).

Der unermessliche Schaden der Überschwemmung, die im Herbst 1924 die Stadt Leningrad (das frühere St.-Petersburg) heimsuchte, hat von neuem alle jene Bestrebungen verstärkt, die seit Gründung der Stadt (1703) alle verantwortlichen Stellen und unzählige Ingenieure erfüllten und die dahin trachten, einen wirksamen Schutz der Stadt gegen die häufigen, oft verhältnismäßig kleinen, oft aber katastrophalen Überschwemmungen zu sichern.

Die (weiter unten angeführten) eigentümlichen meteorologischen und hydrologischen Verhältnisse der Newa-Mündung, auf deren Delta-Inseln und Ufern die Stadt liegt (s. Abb. 1) haben fast in jedem Jahre Erhöhungen des Wasserspiegels über den Normalwasserstand zur Folge. Diese Erhöhungen betragen in der Regel einige Fuß (gleich 0,305 m), wobei aber immerhin in dem Zeitraum von 1703—1926 die Erhöhung in 163 Fällen mehr als 5 Fuß betrug (i. M. also alle 1 ½ Jahre). Welche Teile der Stadt dabei schon überschwemmt werden, zeigt die Karte Abb. 1¹⁾. Die Statistik weist ferner für die

223 Jahre des Stadtbestehens auf: 35 Überschwemmungen mit einer Überschwemmungshöhe von 6—7 Fuß über normal, 22 Fälle mit 7—8 Fuß, 13 Fälle mit mehr als 8 Fuß. Die bedeutendsten, registrierten Hochwasser waren 1824 (mit 13'6" = 4,12 m), 1777 mit 3,22 und 1924 mit 3,79 m. Jedes größere Hochwasser hat selbstverständlich bei der niederen Lage der

Die primäre Ursache für die Entstehung der Herbstüberschwemmungen sind starke Winde westlicher und südwestlicher Richtung, deren Entstehungsort im nördlichen Atlantischen Ozean liegt, die zunächst die Wassermassen der Ostsee gegen den Botnischen und vorab gegen den Finnischen Meerbusen zudrängen. Das allein verursacht Wasserspiegelschwankungen bis zu 2, maximal 4 Fuß. Eine weitere Erhöhung des Wasserspiegels aber und damit die Herbeiführung von Katastrophen kann durch diese W- und SW-Winde bzw. Stürme allein nicht bewirkt werden. Das tritt erst ein, wenn sich außer dem genannten Windsystem ein örtlicher Zyklon von bestimmter Lage bezüglich der Stadt Leningrad bildet. Derartige Zyklone umfassen nur ein kleines Gebiet, sie bewegen sich mit einer Geschwindigkeit von 50—60 km pro Stunde von Westen nach Osten, wobei ihre Bahn entweder südlich oder nördlich von Leningrad liegen kann. Nur der letztere Fall ist gefährlich, denn bei ihm entstehen infolge der den Zyklonen eigenen Drehrichtung ihrer Windmassen entgegen dem Uhrzeigersinn, südwestliche Winde, die sich den primären Luftströmungen addieren und so — durch das Hineindrängen weiterer Wassermassen in den Finnischen Busen gegen die Newa-Mündung hin — den Wasserspiegel noch weiter und stärker als vorher heben.

Eine weitere, sekundäre Erhöhung des Wasserspiegels erfolgt dann schließlich noch durch das zuströmende Newa-Wasser selbst, da durch die Stauwirkung der Meereswelle, die sich gegen die Newa-Mündung hin bewegt, der Abfluß des Newa-Wassers gehemmt wird, und die sekundlich abfließenden 3500 m³ Newa-Wasser das Delta bzw. das Flußbett anzufüllen trachten. Im Vergleich zu der Gesamtüberflutung beträgt die hieraus folgende Wasserspiegelerhöhung bei Katastrophenhochwassern nach Ablauf der ersten 6 Stunden nur etwa 2 Fuß bei einer Gesamterhöhung von etwa 14 Fuß. Die Zeitdauer der Hochwasser ist zum Glück nur gering, der erwähnte örtliche Zyklon dauert gewöhnlich nicht mehr als 6—10 Stunden und nach seinem Weggang bzw. Aufhören setzt sofort ein schnelles Sinken des Wasserspiegels ein. Nach wenigen Stunden (gewöhnlich halb soviel Zeit als das eigentliche Steigen dauert) ist der Wasserspiegel wieder auf einem ungefährlichen Stand angelangt.

Selbstverständlich war schon sofort nach Gründung der Stadt die Schaffung eines ausreichenden Überschwemmungsschutzes eine Hauptsorge aller maßgebenden Stellen geworden. Zeitlich lassen sich die zahlreichen bisher aufgestellten Entwürfe in vier Gruppen einteilen: 1. die Projekte des 18. Jahrhunderts, 2. die Ergebnisse eines 1825 nach dem großen Hochwasser ausgeschriebenen Wettbewerbes, 3. die Ergebnisse der Arbeiten der russ. geogr. Gesellschaft nach 1890 und schließlich 4. die neuesten, seit 1924 infolge des damaligen Hochwassers neu in Angriff genommenen Untersuchungen und Planungen, die erst in den Anfängen stehen und mit großer Gründlichkeit zunächst auf die Sammlung und Bearbeitung aller topogra-

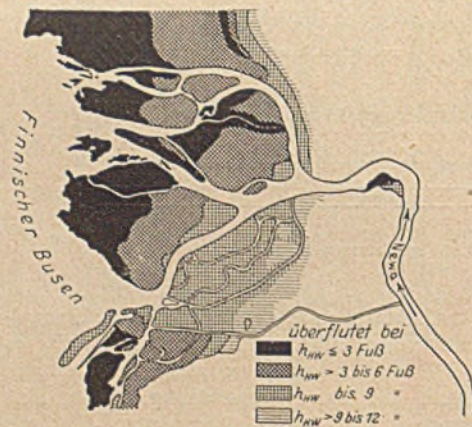


Abb. 1. Überflutungsgebiete für die vor kommenden Hochwasserstände von 3—12 Fuß.

Häuser, Keller, Lagerräume bedeutende Sachschäden zur Folge, die Katastrophen-Hochwasser bedingen — namentlich in früheren Jahrhunderten bei mangelnder Organisation — außerdem noch zahlreiche Verluste an Menschenleben. Aus diesen wenigen Angaben folgt schon die Bedeutung, die ein dauernder, wirksamer Hochwasserschutz für die Stadt besitzt. Wenn man nicht annimmt, daß Leningrad überhaupt zum Tode verurteilt ist — ein Gedanke, der 1920 vielleicht möglich war, aber nicht mehr heute — so ergibt sich ein solcher Hochwasserschutz als eine unbedingte Lebensnotwendigkeit.

¹⁾ Die Abb. 1 ist einem Artikel über denselben Gegenstand von Prof. Ljachnitzky in der russischen Zeitschrift „Baugewerbe“ vom Januar 1925 entnommen.

phischen, meteorologischen und hydrologischen Unterlagen hinzielen.

Hinsichtlich der prinzipiellen Lösung der Aufgabe lassen sich die bisherigen ersten Entwürfe gleichfalls in vier Gruppen zusammenfassen:

1. Unter der (falschen) Voraussetzung, daß die Hochwasser ihre Entstehung ausschließlich der Verhinderung des Abflusses des Newawassers infolge des Stauens durch westliche Winde verdankten, wollten die ersten Bearbeiter entweder durch Umgehungskanäle den Abfluß erleichtern oder durch Umwandlung aller Straßen der größten Insel „Wassiljewski-Insel“ in Kanäle die Wasserfläche vergrößern, um damit eine kleinere Erhöhung des Wasserspiegels zu erzielen. Tatsächlich wurden auch zwei solche Kanäle gebaut (Obwodny-Kanal und Jekaterinen-Kanal) die zwar in mancher anderen Hinsicht nicht ohne Nutzen sind, aber selbstverständlich nicht den geringsten Einfluß auf das Hochwasser ausüben, das ja wie oben gesagt zu 80% von angetriebenen Meereswassermassen hervorgerufen wird. Alle in dieser Richtung liegenden Ideen gehören hauptsächlich dem 18. Jahrhundert und dem Beginn des 19. Jahrhunderts an und haben lediglich noch historisches Interesse.

2. Dasselbe gilt von der zweiten Gruppe, die das gewünschte Ziel durch eine vollkommene Eindeichung des gesamten Stadtgeländes durch einen oder mehrere Deichringe erreichen wollen. Als typisches Projekt dieser Art ist in Abb. 2 dasjenige des französischen Ingenieurs Tréteur²⁾ (1825) wiedergegeben. Man

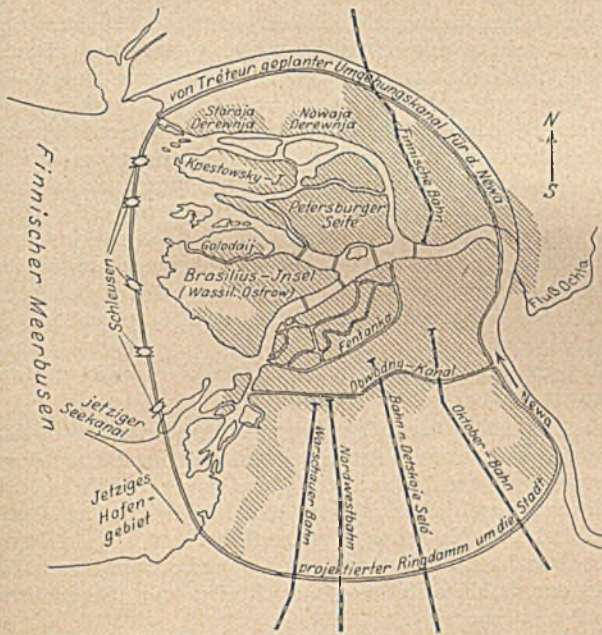


Abb. 2. Entwurf von Tréteur (1825).

sieht: die ganze Stadt, Inseln und Festland, sind von einem langen Deich umgeben, der durch einzelne Schleusen die Schiffe aus- und einläßt. Alle Newaarme sind abgesperrt und für den Abfluß ein Umgehungskanal längs des Deiches vorgesehen. Abgesehen von den Kosten und der großen Verkehrsbehinderung sprechen vor allem sanitäre Gründe gegen den Abschluß der zahlreichen Newaarme, die die gesamten Abwässer aufzunehmen haben, vom frischen Wasser.

3. Bedeutend besser sind diejenigen Projekte, die alle Ufermauern längs den Armen der Newa, sowie längs den zahlreichen Kanälen auf etwa +9 Fuß über N. N. erhöhen wollen, unter teilweiser Aufschüttung der Straßen hinter den Kai-

²⁾ Tréteur gehörte, ebenso wie der bekannte weiter unten genannte Bazin, zu einer Reihe von französischen Ingenieuren, die von Alexander I. in Rußland angestellt wurden, die Hochschule für Verkehrswesen gründeten und auf Jahrzehnte hinaus der russischen Ingenieurkunst ihren Stempel aufdrückten.

mauern. Eine solche Lösung wurde bereits vom Grafen Münnig im Jahre 1726 eindringlichst doch erfolglos dem damaligen Zaren vorgeschlagen. Der Gedanke wurde 1892 von Ing.-General Tillo erneut aufgegriffen und ein Kostenanschlag aufgestellt, der bei den damaligen Preisen mit 4 500 000 Rbl. abschloß (sicher zu wenig). Das Projekt wurde von einer besonders dafür gebildeten Kommission gutgeheißen und als eines der besten aller bis dahin vorliegenden angesehen. Trotzdem kann man auch diese Lösung nicht als endgültig befriedigend ansehen. Zunächst — und das ist der Hauptfehler — schützt sie gerade vor den Katastrophenhochwässern nicht, denn dafür müßten alle Mauerkrone auf +14 Fuß über N. N. liegen, was mit Rücksicht auf die bestehenden Bauten undurchführbar wäre. Außerdem ist gegen das Eindringen von Grundwasser, das auch jetzt schon bei kleinen Hochwässern die meisten in der Newanähe gelegenen Keller anfüllt, kein Schutz geschaffen.

4. Eine radikale Abhilfe, unter gleichzeitiger Vermeidung hygienisch bedenklicher Folgen scheint nur diejenige Lösung zu bieten, die zuerst von dem Hydrauliker Bazin in dem Wettbewerb von 1825 vorgeschlagen wurde und die in Folgendem besteht: das Projekt, das — wohl infolge seiner für frühere Anschauungen schwierigen Ausführung und infolge unklarer Anschauungen über die tatsächlichen Ursachen der Hochwasser — von allen Gutachtern des vorigen Jahrhunderts verworfen wurde, sieht die Errichtung eines großen Abschlußdammes des Finnischen Meerbusens in der Gegend von Kronstadt vor (Abb. 3). Der Damm würde etwa 22 km lang sein. Die Dammkrone legte Bazin auf +10 Fuß über N. N., für die Schifffahrt sah er eine Schleuse vor und für den Abfluß des Newawassers einen besonderen Auslaß. In einer Variante ließ er Schleuse und Auslaß fallen und ordnete nur eine rechtwinklig zur Windrichtung gelegene ständige Öffnung von ca. 160 m Weite an, indem er annahm, daß durch eine solche Öffnung, die noch durch einen davor gezogenen Teil des Dammes geschützt war, keine nennenswerten Wassermassen eindringen könnten.

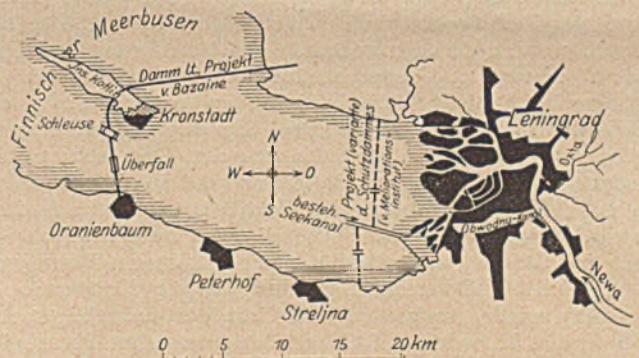


Abb. 3. Das Projekt von Bazin (1825) nebst Einzeichnung der Variante: Verschiebung des Hauptdammes nach Osten (1925).

Auf dieser Grundlage fußt das generelle Projekt, das die 1924 nach dem Hochwasser gebildete Studienkommission beim Russ. Hydrologischen Institut aufstellte und durch einige Änderungen und Zusätze der ursprünglichen Idee vervollständigte. Der Hauptabschlußdamm bei Kronstadt ist beibehalten, jedoch soll die Dammkrone auf etwa +6,5 m = 21,5 Fuß über N. N. gelegt werden. In dem Damm sind genügend große und leistungsfähige Schleusen vorzusehen, und außerdem einen Wasserauslaß, dessen feste Krone auf +5 Fuß über N. N. liegen soll. Auf diese Weise würde der Wasserspiegel in dem Deltagebiet hinter dem Damm dauernd auf rd. 1,5 m über dem jetzigen Normal-Wasserspiegel liegen. Durch die Hochlegung der festen Krone des Auslasses entfällt eine dauernde Bedienung der Abschlußschützen bei den häufigen kleinen Schwankungen des Außenwassers bis zu 5 Fuß. Bei einem Ansteigen des Außenwasserspiegels über 5 Fuß werden die Abflußöffnungen geschlossen. Um den Binnenwasserspiegel nicht

durch den Zufluß des Newawassers zu erhöhen (s. oben), soll die Newa an einer Stelle starken Gefälles, den sogenannten Stromschnellen (auf halbem Weg zwischen Mündung und Ladoga-See) durch ein dort zu errichtendes Wehr bei Hochwasserzeiten abgesperrt werden. Die Bildung der Flußufer auf dem ca. 40 km langen Stück zwischen Stromschnellen und Ladoga-See läßt dies zu. Dieses Wehr bildet einen Bestandteil einer großen Wasserkraftanlage, die das Newagefälle bei den Stromschnellen für die Elektrizitätsversorgung von Leningrad ausnutzen soll (ein Teil des russischen Elektrifizierungsplanes). Selbstverständlich wird auch die Newaschiffahrt (Verbindung nach Finnland und dem Wolchow) großen Vorteil aus einer Stauanlage an den bisher hinderlichen Stromschnellen ziehen.

Da die dauernde Höherlegung des Wasserspiegels innerhalb des Kronstadter Dammes für das Stadtgebiet unvorteilhaft ist, sind weitere sekundäre Deiche vorgesehen, die das jetzige Ufer begrenzen. Das eingedeichte Ufergebiet soll künstlich entwässert werden. Hierdurch ließe sich das teilweise versumpfte Ufergebiet der Stadterweiterung nutzbar machen.

Zu erwähnen ist schließlich noch eine Variante, die vom

Meliorationsinstitut vorgeschlagen wurde. Der Hauptdamm des Bazinschen Projektes ist gegen Leningrad hin verschoben, wodurch an Länge und Gründungstiefe gespart werden kann. — Über die Kosten läßt sich bei dem jetzigen Stadium der Entwurfsbearbeitung noch kein Bild gewinnen. Die technische Ausführbarkeit des Hauptdammes bei Kronstadt dürfte feststehen. Die ersten Mittel für eingehende Untersuchungen sind bereits angewiesen. Grundsätzlich hat sich die Studienkommission auf den Standpunkt gestellt, daß nur eine in jeder Hinsicht genügende, durchgreifende Schutz gewährende Lösung angestrebt werden darf und daß von allen behelfsmäßigen Zwischenlösungen abzusehen ist.

Das Hauptproblem liegt augenblicklich selbstverständlich auf dem finanziellen Gebiet. Wie aber auch zur Zeit die Lage in dieser Beziehung sein mag — einmal wird sicher die Stadt, die in den letzten beiden Jahren schon wieder sichtlich Aufschwung genommen hat, vor die unabweisliche Forderung gestellt werden, einen endgültigen Hochwasserschutz zu errichten und es lohnt sich, schon heute die Bestrebungen dafür zu verfolgen.

DIE BODENSEEREGULIERUNG.

Von Oberbaurat i. R. Dr.-Ing. Cassinone, Karlsruhe i. B.

Alljährlich zu Zeiten der Schneeschmelze steigt im Hochsommer der Bodensee, der in der Regel im Monat Februar den niedersten Stand mit + 2.10 m a. P. erreicht hat, durch die Zufuhr von Gletscherwasser, auf + 5,00 und höher an. Dabei tritt das Hochwasser in weitem Umkreis besonders an den flachen Ufern des Untersees aus, überflutet das Kulturland, die Verkehrswege und Ortsstraßen und dringt in die unteren Stockwerke der Gebäulichkeiten ein. Handel und Wandel sind unterbunden, die durchfeuchteten Wohnräume können schwere gesundheitliche Schädigungen verursachen. Es besteht daher das dringende Bedürfnis, durch Tieferlegung des Seespiegels Abhilfe zu schaffen. Schon seit Jahrzehnten werden deshalb zwischen den beteiligten fünf Uferstaaten hierwegen Unterhandlungen gepflogen, um bei den durchaus nicht einfach liegenden Fragen einen entsprechenden Ausgleich zu erzielen. Bei den widerstreitenden Interessen verlangen z. B. die durch den Gemüsebau kultivierten Gartenflächen gerade die gegenteilige Behandlung wie das für den landwirtschaftlichen Betrieb nicht minder wertvolle Streuland. Die Verhandlungen kamen durch den Krieg ins Stocken und wurden erst nach dessen Beendigung gelegentlich der Konzessionserteilung für die Kraftwerke am Oberrhein wieder aufgenommen. Mit der endgültigen Aufstellung des Entwurfs auf Grund der geleisteten Vorarbeiten wurde die Schweiz betraut, weil hier zwischen den beiden Kantonen Thurgau und Schaffhausen für die weit auseinandergehenden Ansprüche ein Ausgleich geschaffen werden mußte. Während die Vertreter des Kantons Thurgau wegen der Überschwemmungen zahlreicher Uferorte weitgehendste Senkung des Wasserspiegels verlangten, stützten sich die Schaffhausener auf die durch zwischenvölkliche Abmachungen festgelegte Bestimmung, wonach jede Änderung am Seeausfluß, welche die Abflußmengen steigerte, verboten war — sog. Schaffhausener Bestimmung. Andererseits durften aber auch nicht die Niederwasserstände gesenkt oder vermehrt werden — die Niederwasserbestimmung — im Hinblick auf den Schiffsverkehr der zwischenvölkischen Durchgangslinien Ulm—Friedrichshafen und München—Lindau—Zürich. Waren früher in der Hauptsache der Hochwasserschutz und die Rücksichten auf die Schifffahrt ausschlaggebend, so war neuerdings nach dem inzwischen erfolgten Ausbau der Kraftwerke am Oberrhein zwischen Basel und Konstanz die Möglichkeit des Bodensees als Speicherbecken zu prüfen. Die Bedeutung eines solchen wird klar, wenn man berücksichtigt, daß bei einem Stau von 1 cm Höhe auf der ausgedehnten Wasser-

fläche 5 Millionen Kubikmeter Wasser zurückgehalten werden. Der Schweizerische Bundesrat beauftragte das Eidgenössische Amt für Wasserwirtschaft in Bern mit der Bearbeitung der Angelegenheit. Der Sektionschef Dr. Karl Kobelt ist dieser Aufgabe durch einen großzügigen Entwurf in vollem Maße gerecht geworden.¹⁾

In ausführlicher Weise werden die bestehenden Verhältnisse bezüglich des Wasserhaushaltes des Bodensees, des Durchflusses des Rheins zwischen Ober- und Untersee und des Abflusses daselbst untersucht, durch Aufzeichnung der Wasserstände dargestellt und ein in allen Einzelheiten sorgfältig begründeter Entwurf für die vorzunehmenden Verbesserungen abgeleitet, wobei man tunlichst allen Anforderungen gerecht zu werden versucht. Das dürfte in vollem Maße gelungen sein.

Zur Erreichung des Zwecks sind die folgenden Bauausführungen vorgesehen:

a) Das Abflußvermögen vom Obersee nach dem Untersee, woselbst oberhalb der Rheinbrücke eine Barre, der Aletrain vorliegt, wird durch Baggerung einer 100 m breiten Rinne und durch Erweiterung der Rheinrinne im Untersee von Gottliebau bis Ermatingen erhöht.

b) Das Abflußvermögen des Untersees wird durch Tieferlegung der Sohle auf 60—90 m Breite vom Seeausfluß bis Schupfen verbessert.

c) Zwischen Schupfen und Schifflände Schaffhausen sind an einzelnen Orten Sohlenbaggerungen zur Verbesserung der Schifffahrtsverhältnisse vorzunehmen.

d) Die aus der Seeregulierung sich ergebende Beeinträchtigung der Wasserstandsverhältnisse bei Büsingen und in Schaffhausen und die bisherige Überschwemmungsgefahr auf dieser Rheinstrecke werden behoben durch Baggerungen zwischen Schifflände und Moserdamm. Beseitigung des Moserdammes und Sprengarbeiten am Felsriegel, auf welchen der Moserdamm aufgesetzt ist.

Insgesamt sind 3 Millionen m³ Kies auszuheben und 33 000 m³ Fels zu sprengen.

e) Zur Regulierung der Wasserstände wird in Hemmishofen ein Stauwehr ohne Kraftwerk, das unwirtschaftlich ist, mit einer Dampfschiffschleuse eingebaut.

Die Wirkung und der Nutzen des künftigen Wasserhaushaltes des Bodensees wird sich wie folgt gestalten:

¹⁾ Zu beziehen vom dem Sekretariat des Amtes zum Preise von 15 Fr.

1. Die Hochwasserstände werden um 70—80 cm gesenkt. Die alljährlichen Anschwellungen bleiben etwa 50 cm unterhalb der Grenze der schädlichen Hochwasserstände. Hochwasser, welche nach einigen Jahrzehnten einzutreten pflegen, werden diese Grenze nicht mehr erreichen, während außergewöhnliche Hochwasser, durchschnittlich einmal im Jahrhundert, nur während weniger Tage um 15—20 cm übersteigen werden. Mehr als 1300 Gebäude von 1500, in welche jetzt das Wasser eindringt, und 2100 ha Kulturgelände werden künftig nicht mehr überschwemmt werden. Die 200 weiteren Gebäulichkeiten werden nur bei außergewöhnlich höchsten Ständen berührt. Die Erwerbstätigkeit und der landwirtschaftliche Betrieb der Seeanwohner werden in keiner Weise mehr behindert und die Gesundheitsverhältnisse wesentlich gebessert werden. Das Ertragnis des Streulands bleibt erhalten.

2. Die Niederwasserstände fallen etwas weniger tief und sind von kürzerer Dauer. Die ausnahmsweise niedrigsten Seestände können in Obersee 5—10 cm tiefer sinken, im Untersee fallen sie 5—15 cm weniger tief.

3. Die künstliche Stauung erfolgt nur im Herbst und dauert kurze Zeit. Mit der Absenkung wird spätestens Mitte Oktober begonnen. Der Höchststau, welcher durchschnittlich in 15 von 100 Jahren erreicht wird, ist auf Höhe 396,60 im Untersee (Pegel Mammern 4,75 m) und 396,64 im Obersee (Pegel Rorschach 4,50 m) bemessen. In der Regel wird nicht über 396,10 bzw. 396,15 gestaut. Auf die Fischerei, welche einen beachtenswerten Wirtschaftsfaktor ausmacht, mußte die weitestgehende Rücksicht genommen werden, vor allem zur Erhaltung des Fischbestandes durch Anpassung der Laichplätze, dann aber auch zur leichten Durchführung des Fanggeschäftes. Zu diesem Zweck wurde der Baggerrinne im Untersee eine geschwungene Linie gegeben, um die Zerstörung der daselbst vorhandenen Fischfache zu vermeiden.

4. Das Bodenseebecken wirkt jetzt schon in hohem Maße ausgleichend. Die höchste Zuflußmenge betrug (1910) 4700 m³/sec, die geringste (1909) 30—40 m³/sec. Der stärkste Abfluß wird von 1080 m³/sec (1890) auf 1110 m³, also um 30 m³ oder 2,8% erhöht. Andererseits wird die Niederwasserführung des Rheins wesentlich verbessert. Das Mittel der jährlich kleinsten Abflußmengen aus dem See (1904—23) erhöht sich von 153 m³/sec auf 183 m³, d. i. um 23% und die kleinste Abflußmenge 100 m³/sec auf 150 m³, um 50%. Der allgemeine Verlauf der Wasserstände wird gleichmäßiger als bisher. Für die bestehende Schifffahrt ergeben sich wesentliche Vorteile. Die Überschwemmung der Landestege und deren Zugänge kommt in Wegfall, die Durchfahrt unter den Brücken in Konstanz, Stein und Diessenhofen wird erleichtert, die Dauer der niedrigen Wasserstände verkürzt und der Zeitverlust für das Durchschleusen

in Hemmishofen durch die flottere Fahrt in der bereits für die Großschifffahrt ausgebildeten Rinne ausgeglichen. Die Verbesserung der Wasserführung ist nicht ohne Einfluß auf die Schiffbarmachung des Oberrheins von Basel nach Straßburg und wirkt sich bis Koblenz aus.

Nicht geringer ist der Nutzen, welchen die Kraftwerke zwischen Konstanz und Basel durch die Verbesserung der Wasserführung im Winter aus der Leistungssteigerung zur Zeit des größten Bedarfs ziehen werden. Kapitalisiert, beträgt er bei Bewertung eines Zuschusses an Winterenergie bei allgemeiner Wasserknappheit mit 4 Rp/Kwst für die bereits bestehenden 6 Werke rund 7 Millionen Fr., einschließlich des Ausbaus der künftigen 10 etwa 30 Millionen Fr.

Die Kosten werden betragen für die im einzelnen durchgearbeiteten Bauausführungen

für die Flußbauarbeiten	8 300 000 Fr.,
das Wehr mit Schleuse	6 930 000 „
Sonstiges und zur Aufrundung . .	270 000 „
bei einer Bauzeit von 5½—6 Jahren	
zusammen	15 500 000 Fr.

Als jährliche Aufwendungen für den Betrieb des Stauwehres und der Schifffahrtsschleuse werden gerechnet 20 000 Fr. und die Instandhaltung der Bauten.

Den ersten Entwurf für die Regulierung der Hochwasserstände des Bodensees stellte Baudirektor Honsell von der Badischen Oberdirektion des Wasser- und Straßenbaus im Jahre 1879 auf. Die Ausführung scheiterte an den auf 1 500 000 Fr. veranschlagten Kostenaufwand. In der Folge haben sich Schweizer Ingenieure mit der Frage befaßt, und zwar der Linthingenieur Legler 1891, vom Oberbauinspektorat Gerber 1899, von Steiger 1902, Bossard von der Abteilung für Landeshydrographie 1912. Während die 4 ersten Vorschläge ausschließlich den Hochwasserschutz im Auge hatten, berücksichtigt das Gutachten Bossard die Kraftausnutzung, und bauen sich die folgenden Entwürfe Sommer vom Nordostschweizerischen Schifffahrtsverein 1922 mit 17 100 000 Fr. Kostenaufwand und Gebrüder Maier Schaffhausen 1924 mit 14 200 000 Fr. darauf auf. All diesen Vorschlägen gegenüber ist der vorliegende Entwurf des Eidgenössischen Amtes für Wasserwirtschaft in jeder Beziehung überlegen. Er erscheint zur rechten Zeit. Gerade im verflossenen Jahr hatten die Uferorte vom Juni bis in den August hinein unter einem außergewöhnlich lang andauernden und hohen Seestand schwer zu leiden. Um eine Wiederholung solcher Schädigungen zu vermeiden, darf die Gerechtigkeit, geldliche Opfer zu bringen, erhofft werden, zumal alle Forderungen, welche das Entwurfsprogramm stellte, in vollem Maße erfüllt werden. Aller Voraussicht nach wird eine Einigung der Beteiligten zu erreichen sein.

ÜBER DIE ZWECKMÄSSIGSTE AUSGESTALTUNG DER STRASSENDERECKE FÜR AUTOSTRASSEN.

Von Dipl.-Ing. H. Brandt, Mannheim.

Das anlässlich der internationalen Rennen um den großen Preis von Deutschland auf der Avus bei Berlin geschehene Unglück ist noch lebhaft in aller Erinnerung. Die Frage: wer trägt die Schuld an diesem Unglücksfalle, durch den zwei Menschen ihr Leben verloren, und weitere neun mehr oder weniger schwer verletzt wurden, bewegte weiteste Kreise; nicht nur Berufsfahrer, sondern die ganze Sport- und Autowelt nahm an diesem Ereignis lebhaftesten Anteil. Man gab zum Teil der Rennleitung Schuld, zum Teil zweifelte man an der Geeignetheit der Avus als Autorennbahn überhaupt. Wie weit die Rennleitung eine Schuld daran trifft, daß ein Unglück von solchen Ausmaßen geschehen konnte, ob man überhaupt von einer Schuld der Rennleitung sprechen kann, das zu entscheiden ist nicht Sache dieses Artikels. Uns Ingenieure interessiert viel mehr die Frage: Ist die Avus so gebaut, daß sie nach den Gesichtspunkten moderner Straßenbautechnik als

eine ideale Autostraße gelten kann? Im besonderen sind Querschnittsabmessungen und Linienführung der Straße, sowie vor allem die Fahrbahn so gestaltet, daß man die tragischen Ereignisse der letzten Rennen nicht technischen Mängeln zuschreiben muß, die man beim Bau künftiger Autostraßen und speziell Autorennstraßen vermeiden muß? Um diese Frage beantworten zu können, sei hier kurz auf die Bauart dieser Autostraße eingegangen.

Die Avus führt in langer gerader Linie von Witzleben nach Nikolassee, von wo sie in scharfer Halbkreisurve sich wieder nach Berlin zurückwendet. Sie ist übersichtlich gebaut, hat die genügende Breite (8 m), um ein bequemes Überholen zu gestatten selbst bei raschestem Tempo, und weist Steigungen auf, die mühelos von schnellfahrenden Automobilen überwunden werden können und die die Übersichtlichkeit der Bahn als Rennstrecke kaum behindern. Die Radien und Überhöhungen der

Kurve sind anscheinend gut gewählt, denn das große Unglück, das durch den Wagen Rosenbergers verursacht wurde, geschah auf offener gerader Strecke. Die Straßendecke der Rennbahn hat einen soliden festen Unterbau und darüber eine geteerte, streckenweise auch asphaltierte Schotterdecke. Auf eine kurze Entfernung, ca. 200 m, ist die Straßendecke aus Beton hergestellt und an der Oberfläche ebenfalls geteert. Beim Rennen am 11. Juli wurden Geschwindigkeiten bis zu 170 km pro Stunde erreicht, und diesen scheint die Ausbildung der Straßendecke auf der Avus doch nicht gewachsen zu sein, wie die Erfahrungen des letzten Rennens bewiesen haben. Bei diesen Riesengeschwindigkeiten machen sich die kleinsten Unebenheiten der Fahrbahn, die sich bei Schotterdecken mit Teer, bzw. Asphalt nie vermeiden lassen, schon sehr stark bemerkbar. Die dahinrasenden Wagen gerieten in Schwingungen; die Räder berührten nicht mehr gleichmäßig den Boden und erschwerten dadurch das Steuern ungemein. Die Wagen kamen bei den hohen Geschwindigkeiten ins Schleudern. Dazu setzte bald ein Regen ein, der die Fahrbahn mit ihrer bituminösen Decke sehr schlüpfrig machte und die Fahrsicherheit weiter herabminderte. Ferner war die geschmeidige und nachgiebige obere Asphalttschicht, durch die stets in einer Richtung wirkenden, horizontalen Kräfte der Räder teilweise zusammen geschoben, es hatten sich gewissermaßen „Wellen“ gebildet. Alle diese Erscheinungen beweisen, daß sich Fahrbahndecken mit bituminösen Bindemitteln für moderne Autostraßen und speziell Autorennstraßen mit den darauf gefahrenen Höchstgeschwindigkeiten nicht in dem Maße eignen, wie man bisher allgemein annahm. Diese Erkenntnis ist neu, und es taucht die Frage auf: wie muß man die Straßendecke einer Autorennstraße ausbilden, damit sie den hohen, an sie gestellten Anforderungen in jeder Weise genügen kann.

Als Haupterfordernis einer Autostraße, die mit großer Geschwindigkeit befahren werden soll — und zu hohen Geschwindigkeiten strebt ja unser Autoverkehr hin — ist zu erwähnen, daß ihre Oberfläche vollständig glatt und eben sein muß. Die kleinsten Unebenheiten bieten den Rädern Angriffspunkte und verursachen Stöße, die die Fahrbahndecke zerstören und die Fahrzeuge in Schwingungen versetzen. Erfolgen diese Stöße häufig und womöglich in gleichen oder annähernd gleichen Zeitintervallen, so ist eine Resonanz zwischen den Eigenschwingungen des schnellfahrenden Fahrzeuges und den periodisch auftretenden Kräften infolge der Unebenheiten der Fahrbahndecke nicht ausgeschlossen; solche Resonanzen und die damit verbundenen großen Ausschläge der schwingenden Masse gefährden natürlich einen Rennwagen außerordentlich; denn die Steuerung wird dadurch sehr erschwert und die Fahrsicherheit, die bei hohen Geschwindigkeiten überhaupt schon sinkt, weiter herabgemindert. Wenn man aus Kreisen der Rennfahrer oft die Klage hört, daß die Wagen bei Höchstgeschwindigkeiten „springen“, so ist dies wohl auf solche Resonanzen infolge kleiner Unebenheiten der Fahrbahndecke zurückzuführen. Diese lassen sich aber bei geteerten Schotterdecken, wie überhaupt bei allen gewalzten Straßenoberflächen nie gänzlich vermeiden.

So unerwünscht jede Unebenheit der Straßenoberfläche ist, so muß doch auch wieder die Fahrbahndecke einer Autostraße genügende Reibung besitzen, um ein Schleudern der Fahrzeuge zu verhindern. Da das Quergefälle einer Autostraße ziemlich groß ist, um eine rasche Entwässerung zu erzielen, kann bei allzu großer Glätte der Straßenoberfläche ein Wagen leicht ins Rutschen und Schleudern geraten. Viele Betonstraßen, deren Decke aus einer Stahlbetonschicht hergestellt ist, erhalten bei starker Benutzung eine gefährlich glatte Oberfläche. Man kann das in Berlin bei Teilen der Tiergartenstraße und auf dem Südwestkors, der Ausfallstraße nach Dahlem und Zehlendorf, die besonders stark frequentiert sind, beobachten. Diese Glätte wird schon bei trockenem Wetter von den Chauffeuren äußerst unangenehm empfunden. Natürlich macht sie sich bei Regen noch unangenehmer bemerkbar. Man muß

daher von einer idealen Autostraße verlangen, daß ihre Oberfläche neben der für ein sicheres Steuern erforderlichen Reibung die Fähigkeit besitzt, den Regen durch ein geeignetes Quergefälle rasch abzuführen und die dann noch verbleibende Feuchtigkeit abzusaugen, so daß die Oberfläche der Straße nicht schlüpfrig wird.

Eine weitere Anforderung, die man an eine gute Autostraße stellen muß, ist ihre Unempfindlichkeit gegen die Angriffe der Räder. Hier kommen vor allen Dingen die vertikalen Stöße und die horizontalen Schiebekräfte der Fahrzeuge in Frage. Gegen die Stoßwirkung bietet eine genügend harte und glatte Oberfläche der Straßendecke, wie sie z. B. bei Betonstraßen vorhanden ist, genügenden Schutz. Geteerte Schotterstraßen haben sich dagegen nicht in gleich guter Weise bewährt. Durch die kleinen, darin enthaltenen Unebenheiten ist den Rädern schon ein Angriffspunkt geboten. Leicht entstehen hier, wie auf gewöhnlichen Schotterstraßen Löcher, die die Straßen für schnellen Autoverkehr unbrauchbar machen. Für die horizontalen Schiebekräfte, Bremswirkungen und dgl. sind besonders bei sehr hohen Geschwindigkeiten asphaltierte oder geteerte Fahrbahnen nicht geeignet, wie schon oben erwähnt. Die obere Schicht solcher Straßendecken schiebt sich zusammen, faltet sich und bildet Wellen, was namentlich bei starker Erhitzung durch Sonnenbestrahlung der Fall sein dürfte. Denn dann macht sich die den bituminösen Bindemitteln eigene Geschmeidigkeit und Knetbarkeit, ihre „Plastizität“ besonders nachteilig bemerkbar.

Schließlich ist von einer guten Straßendecke zu verlangen, daß sie staubfrei oder zum mindesten sehr wenig staubbildend ist. Unsere gewöhnlichen Provinzial- und Staatsstraßen, die mit Basalt, Granit oder einem anderen Schottermaterial hergestellt sind, haben sich ja bezüglich dieser Forderung als gänzlich untauglich erwiesen. Alle Abwehrmaßnahmen, die schon riesige Unkosten verschlungen haben, waren meist überhaupt nicht oder nur sehr kurze Zeit wirksam. Hier muß man das Übel an der Wurzel packen: die Fahrbahn muß aus einem genügend harten und zähen, widerstandsfähigen Stoff hergestellt werden, der die geringfügigste Abnutzung unter dem Angriff schnell rollender Räder zeigt. Man sollte hier die Kosten für eine in der Anlage teure Konstruktion nicht scheuen im Hinblick auf die auf Jahre hinaus niedrigen Unterhaltungskosten. Das Teuerste ist auch hier das Billigste.

Als letztes, aber nicht unwichtigstes Erfordernis soll die Widerstandsfähigkeit der Fahrbahn gegen die Angriffe der Auspuffgase und Automobilöle genannt werden. Eine Straßendecke, die gegen diese chemischen Einflüsse nicht vollständig unempfindlich ist, wird bald zerstört sein. Betonstraßen sind diesen Angriffen naturgemäß mehr ausgesetzt als Schotter- oder Asphaltstraßen. Doch wird sich bei Betonstraßen durch eine geeignete Beimengung zum Zement an der Oberflächenschicht erreichen lassen, daß der Beton von chemischen Einflüssen nicht angegriffen wird, oder daß die Gase, bzw. die in den Ölen enthaltenen Säuren neutralisiert werden.

Alle die aufgezählten Forderungen werden bisher von keiner Straßendecke in idealer Weise erfüllt. Doch scheint von allen ausgeführten Straßendecken die Fahrbahndecke aus Beton bei zweckmäßiger Ausgestaltung noch am ehesten in der Lage zu sein, den Anforderungen des Schnellverkehrs mit Automobilen gerecht zu werden. Wenn man heute noch immer vielfach in technischen Kreisen die Geeignetheit einer Betonstraße für den Autoverkehr anzweifelt, so liegt dies wohl hauptsächlich daran, daß es bisher nicht gelungen ist zwei Hauptschwierigkeiten dieser Straßendecke zu überwinden: die technisch einwandfreie Überbrückung der Temperatur- und Schwindfugen und die Vermeidung einer allzu glatten, bei Regen schlüpfrigen Oberfläche. Die Dehnungsfugen bieten naturgemäß den Rädern sofort Angriffspunkten, bei denen die Zerstörung der Straßendecke ihren Anfang nimmt. Doch sollten diese Schwierigkeiten bei dem heutigen Stande der Technik nicht mehr unüberwindlich sein. Wenn man dem Grundsatz huldigt, daß eine teure Konstruktion mit der Zeit doch die

billigste ist, so muß sich hier ein Mittel finden lassen, welches gestattet, diese Fugen so auszubilden, daß sie nicht mehr als der schwache Punkt der Betonstraße angesehen werden müssen. Vielleicht kann man durch hochkant gestellte, verankerte Flacheisen und durch besonders fette Mischung in der Nähe derselben schon gute Erfolge erzielen. Vor allen Dingen muß natürlich der Abstand der Dehnungsfugen genügend klein sein. Da der Ausdehnungskoeffizient für Beton nicht viel kleiner ist als der des Eisens, und man 12 m langen Eisenbahnschienen in der gemäßigten Zone schon ein Temperaturspiel von 1 cm und mehr gibt, ist es natürlich, daß man solchen Dehnungsfugen einen maximalen Abstand von ca. 10 m, besser jedoch nicht über 8 m geben sollte. Die zweite Hauptschwierigkeit der allzu glatten und schlüpfrigen Oberfläche wird schwerer zu umgehen sein. Aber auch hier gibt es kein Unmöglich. Es bietet sich den großen Betonfirmen Deutschlands die sicherlich sehr dankenswerte Aufgabe dar, zu untersuchen, durch welche Beimengungen der Beton der Oberflächenschicht einer solchen Straße in Stand gesetzt wird, den Regen, soweit er nicht durch das Quergefälle abgeführt wird, rasch aufzusaugen. Trotzdem darf natürlich dadurch kein Verlust seiner

Festigkeit und Unangreifbarkeit gegen mechanische Wirkungen eintreten. Vielleicht kann man auf irgend einem Wege eine gewisse Porosität der Betonoberfläche erreichen, die dann gleichzeitig eine Garantie gegen allzu große Glätte und Reibungslosigkeit bieten würde.

Das nächste Jahrzehnt wird uns den Bau großer durchgehender Autostraßen in Deutschland bringen. Es ist daher die Frage der zweckmäßigsten Gestaltung der Straßendecke für Autostraßen und speziell Autorennstraßen von eminenter Bedeutung. Findet man eine einwandfreie Lösung dieser an die deutsche Technik gestellten Aufgabe, so wird man dadurch für kommende Generationen Riesensummen ersparen können. Man sollte daher keine Mühen und Kosten scheuen, die bisherigen Erfahrungen im Bau von Betonstraßen, die ja namentlich in Amerika besonders zahlreich hergestellt worden sind, über deren Bewährung jedoch leider nur allzu wenig in die Öffentlichkeit gedrungen ist, systematisch zu sammeln, und dann auf Grund der neugewonnenen Erkenntnisse energisch und mit allen zur Verfügung stehenden Mitteln an die Lösung dieser volkswirtschaftlich ungemein wichtigen Aufgabe für die deutschen Verhältnisse gehen.

ÜBER DIE WAHL VON BETONZUSCHLAGSTOFFEN BEI HOHEN TEMPERATUREN.

Von Dr.-Ing. Ernst Mautner, Düsseldorf (i. Fa. Dücker & Cie, G. m. b. H., Düsseldorf).

Das Verhalten von Beton- und Eisenbetonkonstruktionen bei hohen Hitzegraden ist schon häufig Gegenstand von Untersuchungen gewesen, die jedoch, soweit aus der Literatur zu ersehen, zu einem abschließenden Ergebnis bisher nicht gelangt sind. Insbesondere ist es die Frage nach der Wahl der geeigneten Zuschlagstoffe, die noch weiterer Untersuchungen bedarf. Der im Anschluß an das neue Gaswerk in Düsseldorf-Grafenberg errichtete Kokslöschturm gab die eigentliche Veranlassung, sich mit dieser Frage eingehender zu befassen, um eine einwandfreie Konstruktion gewährleisten zu können. Im Gegensatz zu den meisten anderen derartigen Untersuchungen, die darauf ausgehen, den Festigkeitsabfall des Betons bei hohen Temperaturen festzustellen, kam dieses Moment hier weniger in Betracht, da die tatsächlichen Beanspruchungen der Konstruktionen relativ gering waren, vor allem aber, da die Einwirkung der hohen Hitzegrade immer nur kurz und stoßweise erfolgt, also kaum Zeit hat, sich auf die ganze Tiefe der Wandstärke fortzupflanzen und infolgedessen nur eine verhältnismäßig dünne Schicht der Konstruktionen davon getroffen wird. Diese geringe Eindringtiefe der Wärme einwirkung ist ja auch bei den Brandversuchen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton beobachtet worden. Selbstverständliche Voraussetzung ist natürlich, daß die Eisenbewehrung nicht nur den statisch-konstruktiven Erfordernissen, sondern auch den Biegemomenten, die durch Temperaturabfall von der inneren zur äußeren Wandschicht auftreten, entsprechend ermittelt und verlegt ist.

Viel wichtiger war in diesem Falle die Frage nach der Rissefreiheit der Konstruktion. Beim Unterfahren des Koks wagens mit dem glühenden Koks trifft die strahlende Hitze mit über 1000° die Schlotwände durch einige Sekunden, bis die automatisch wirkende Rieselanlage ausgelöst ist. Der dann bei dem Ablöschen des glühenden Koks entstehende und an den Wänden des Löschturms entlangstreichende Dampf, enthält natürlich auch schweflige Säure, die bei etwa vorhandenen Rissen eine große Gefahr für die Eiseneinlagen der Konstruktionen bildet. Bei der Beurteilung der mehr oder weniger großen Sicherheit gegen das Auftreten von Rissen ist maßgebend die Volumenänderung des Betons unter Einwirkung der großen Hitze, und da das Bindemittel, der Zement, bei gleichem Mischungsverhältnis als gleichbleibender Faktor angenommen werden kann, also die Volumenänderung der Zuschlagstoffe. Da die einzelnen Zuschlagstoffe in dieser Hinsicht ein verschiedenes Verhalten zeigen, ergibt eine ein-

fache Überlegung, daß grundsätzlich als Zuschlagstoff nur ein einheitliches Material verwendet werden darf, da sonst bei Einwirkung der höheren Hitzegrade das ungleiche Verhalten der verschiedenen Zuschlagstoffe von vornherein Anlaß zu Ribbildungen gibt. Es wäre von diesem Gesichtspunkt aus also unrichtig, etwa Basalt oder Schlackenschotter mit Quarzsand zu mischen. Die bisher zur Bestimmung der Wärmeausdehnungszahl des Betons ausgeführten Versuche, er-

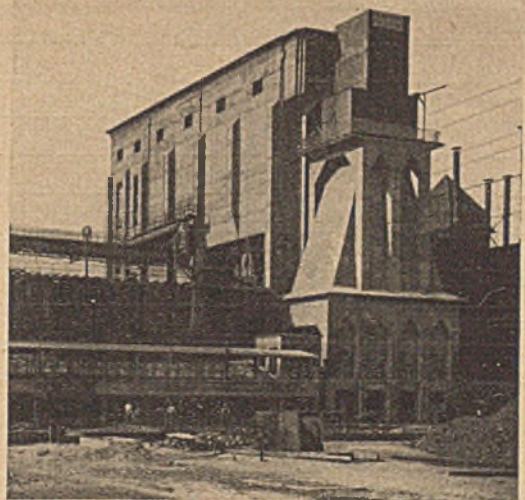


Abb. 1. Kokslöschturm.

streckten sich nur bis zu Temperaturen von rund 100°. Zuverlässige Ergebnisse über die Ausdehnung bei höheren Temperaturen liegen meines Wissens noch nicht vor.

Um nun die Frage der Wahl der richtigen Zuschlagstoffe zu klären, wurde, im Auftrage der bauausführenden Firma Dücker & Cie. G. m. b. H., Düsseldorf, von Herrn Professor Dr. K. Endell von der Technischen Hochschule Charlottenburg, der sich mit Untersuchungen ähnlicher Art bereits befaßt hatte, (Vergleiche Vortrag auf der Versammlung des Vereins Deutscher Portlandzementfabrikanten in Hannover 9. 9. 26, veröffentlicht in „Zement“ 1926) eine Versuchsreihe durchgeführt. Die

früheren Versuche hatten schon gezeigt, daß Quarzkiesel und Granit eine relativ hohe Wärmeausdehnung besitzen und bei 575° eine sprunghafte Zunahme der Dehnung zeigen, die durch Umänderung des α - in β -Quarz bedingt ist. Basalt und Hochofenschlacke dagegen zeigen eine geringe und bis 800° in stetiger Kurve ansteigende Wärmeausdehnung. Ein ähnliches Verhalten, wie die reinen Zuschlagstoffe selbst zeigten auch Betonproben aus diesen Zuschlägen mit Portlandzement im Mischungsverhältnis 1 : 3. Proben aus bloßem Zement zeigten allerdings bis 200° eine geringe Ausdehnung, bei höheren Graden dann aber ein Schwinden, bedingt durch die Austreibung des Wassers. In der Betonmischung dagegen tritt dieses Schwinden des Zements nicht in Erscheinung. Diese Feststellungen decken sich vollständig mit den Ergebnissen von amerikanischen Brandversuchen, da auch bei diesen Versuchen Quarzkies, Sandstein und Granit schlechte Ergebnisse lieferten, dagegen Ziegelsteinbrocken, Basalt und Trachyt als Zuschlagstoffe sich als sehr geeignet erwiesen.

Ähnliche Ergebnisse zeigten die Brandversuche des D. A. f. E. B. Die in den Probekörpern während des Brandes gelagerten Würfel zeigten ein ganz verschiedenes Verhalten je nach dem Zuschlagmaterial. Während die Würfel mit Basaltzuschlag durch Erhitzung auf 400° eine Festigkeitszunahme bis 28% aufwiesen, hatten die Würfel mit Granit-Hochofenschlacke — Kies- und Bimskieszuschlag Festigkeitsabnahmen von 27 — 40 — 23 und 47%.

Auf Grund dieser früheren Versuchsergebnisse wurden nun Probekörper aus Basaltgrus und Splitt in folgenden Mischungen hergestellt.

1. 1 T. Zement : 2,1 T. Grus : 5 T. Splitt mit einem Wasserzusatz von 8,3% der losen Raumeile. Die Menge des Gruses entspricht bei dieser Mischung genau den Hohlräumen des lose eingefüllten Splitts 0,42 : 1.

2. 1 T. Zement : 3,16 T. Grus : 3,16 T. Splitt, also Grus zu Splitt wie 1 : 1, Wasserzusatz 10%.

3. 1 T. Zement : 3,6 T. Grus : 2,4 T. Splitt, also Grus zu Splitt 1,5 : 1. Wasserzusatz 9,1%.

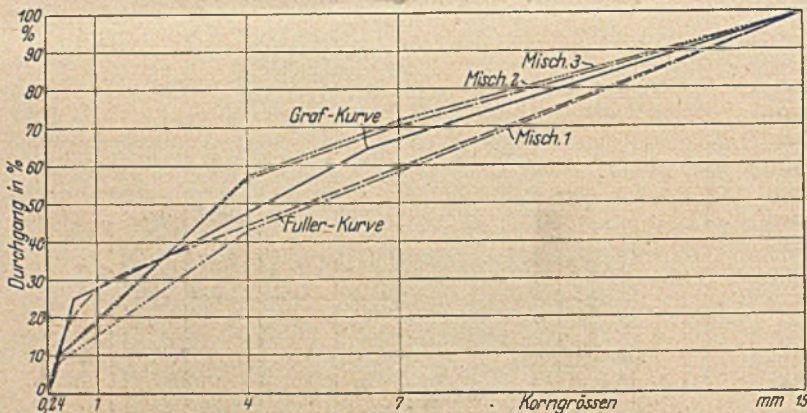


Abb. 2. Kurven der Kornzusammensetzung.

Die Siebresultate der Kornzusammensetzungen für die drei verschiedenen Mischungsverhältnisse sind in nebenstehender Figur dargestellt.

Wie vorauszusehen war, und wie die Siebkurve auch zeigt, schied das erste Mischungsverhältnis von vornherein als unbrauchbar aus, wegen zu geringen Gehalts an mittlerem und feinem Korn. Wie ein Vergleich mit der Fuller- und der Graf'schen Siebkurve zeigt, enthalten auch die beiden anderen Mischungen noch etwas zu wenig feines Korn unter 1 mm bei einem Überschuß von einem mittleren Korn zwischen 4 und 7 mm, wobei noch zu beachten ist, daß nach Graf für Quetschande an und für sich ein größerer Anteil an feinem Korn erforderlich ist.

Von den beiden letzten Mischungen wurden gleichzeitig Kontrollwürfel von 20 cm Seitenlänge angefertigt, die nach 53 bzw. 49 Tagen auf Druckfestigkeit im eigenen Laboratorium

geprüft wurden. Die Ergebnisse der Kontrollwürfel waren im Mittel aus je 3 Versuchen

bei Mischung 2	192 kg/qcm
„ „ 3	250 „ „

Die Resultate der Prüfung der 3 Mischungsverhältnisse auf Hitzebeständigkeit durch Herrn Professor Dr. K. Endell, sind in nachstehender graphischen Darstellung gegeben. Zum Vergleich sind die Ausdehnungskurven von Kunststein mit Quarz und von Granit mit eingetragen.

Die drei Mischungen haben, wie die Kurve zeigt, sich alle fast gleich gut gehalten, der Unterschied ist praktisch gleich 0, und zeigen nicht nur eine sehr geringe Ausdehnung bei Steigerung der Temperatur bis 800° (ca. 0,2% lineare Ausdehnung), sondern vor allem auch ein vollkommen stetiges Anwachsen ohne jeden Sprung. Es zeigt sich auch, daß bis zu 50° die verschiedenen Materialien ziemlich gleiche Längenänderungen aufweisen und auch bis zu 100° die Unterschiede noch nicht sehr erheblich sind. Erst bei höheren Temperaturen ändern sich die Längenausdehnungen schnell.

Deutlich erkennbar ist bei Quarz und Granit das steile

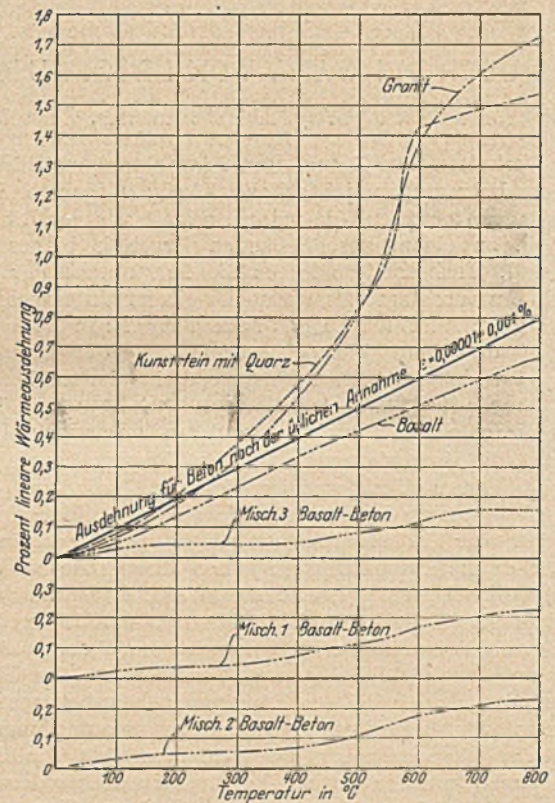


Abb. 3. Wärmeausdehnungskurven von Basaltbeton nach den Versuchen von Prof. Dr. K. Endell und Dücker & Cie. G. m. b. H.

Ansteigen der Kurve und der bereits vorerwähnte plötzliche Sprung in der Längenänderung bei 575°. Bei Erreichung dieser Temperatur muß also ein Beton mit diesen Zuschlagstoffen platzen. Eine Prüfung der dem hohen Hitzeegrad ausgesetzten Probekörper auf ihre noch vorhandene Festigkeit, war nicht möglich, da zur Prüfung auf Hitzebeständigkeit in dem von Dr. Steger, Mitarbeiter des Herrn Prof. Endell, konstruierten Apparat (Beschreibung siehe Sprechsaal, Zeitschrift für die Keramischen, Glas- und verwandten Industrien 1925 Nr. 48), nur kleine Prismen von 18 x 18 mm Querschnitt und 100 mm Länge verwendet werden mußten und bei der Kleinheit dieses Formats Druckversuche nicht durchführbar waren. Die Proben waren bei Ausführung der Versuche ca. 1 Monat alt und wiesen Glühverluste von 5,4—6,7% auf. Diese hohen Glühverluste sind auf das absorbierte und chemisch gebundene Wasser zurückzuführen.

Da sich also in bezug auf Längenausdehnung alle 3 Mischungen gleich günstig verhalten haben, wurde die Mischung 3 zur Ausführung bestimmt, da sie auch noch die größte Druckfestigkeit aufwies. Die Kurven zeigen, daß die Wärmeausdehnungszahlen bei 800° erheblich von dem für Beton und

Der Kokslöschurm besitzt eine Gesamthöhe von 39,0 m bei einer Grundfläche von 15,0 × 6,3 m.

Um auch durch die konstruktive Ausbildung selbst die Rissegefahr möglichst zu vermindern, wurde in den Schlotwänden jede plötzliche Querschnittsänderung vermieden, der

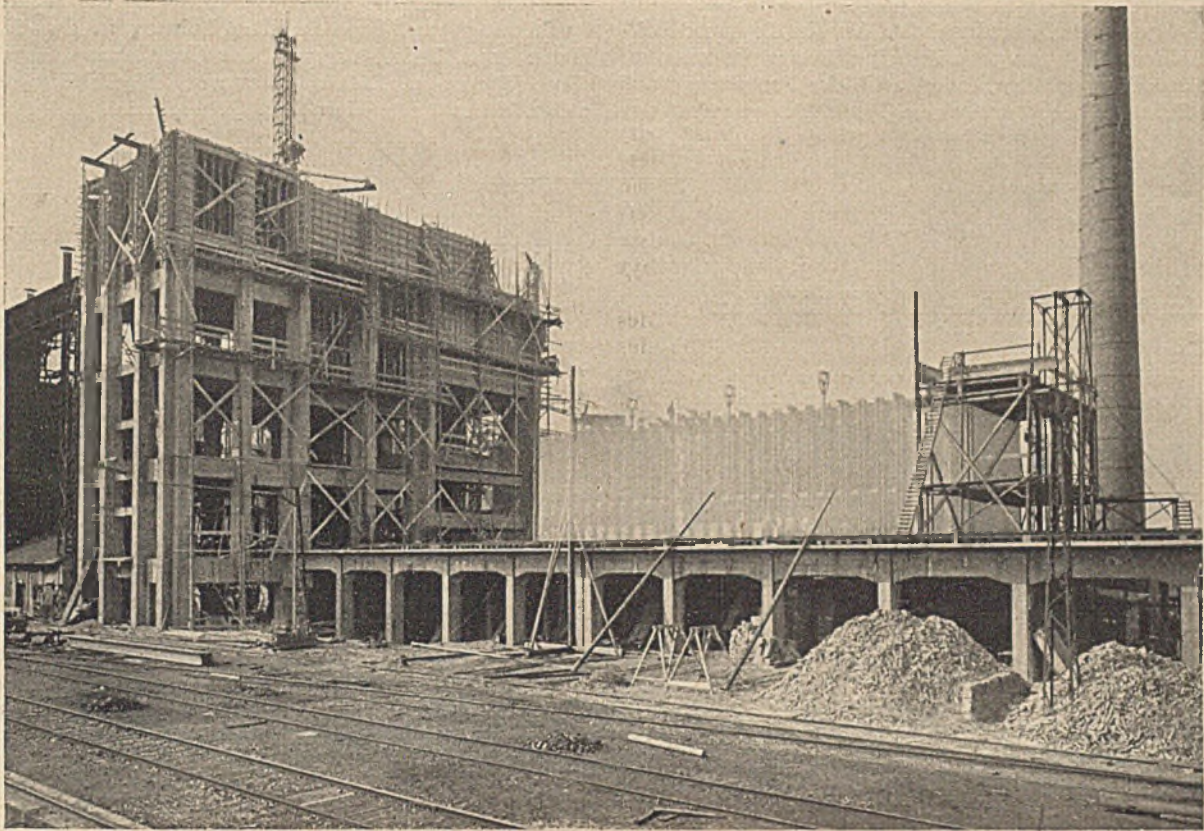


Abb. 4. Kohlenturm mit Ausdrückmaschinenbahn.

Eisen sonst angenommenen Durchschnittswert 0,0001 abweichen, und zwar betragen sie für Basaltbeton nur ungefähr $\frac{1}{4}$ dieses Wertes, für Granit und Kunststein mit Quarz ungefähr das Doppelte. Zu Bedenken gibt dieser Umstand aber keine Veranlassung. Wie bereits eingangs erwähnt, haben die Brandversuche des D. A. f. E. B., wie auch alle sonstigen Beobachtungen gezeigt, daß die Eindringtiefe selbst dauernd einwirkender Hitze nur gering ist, der Beton in der Umgebung der Eisen also wesentlich niedrigere Temperaturen aufweist, und infolgedessen auch eine starke Erwärmung der Eiseneinlagen nicht zu erwarten ist, um so weniger als schon mit Rücksicht auf chemische Einwirkungen die Überdeckungsschicht entsprechend stark gewählt werden muß. Aber auch ein wirklich auftretender Unterschied in der Wärmeausdehnung zwischen Eisen und Beton würde, worauf Prof. Mörsch (Eisenbetonbau Bd. I/1) auch hinweist, nur ähnliche innere Spannungen auslösen, wie sie beim Schwinden sich zeigen. Für endgültige Schlußfolgerungen reichen natürlich diese wenigen Versuche nicht aus, und wäre eine Wiederholung auf breiterer Basis unbedingt erforderlich.

Von der Anbringung einer Putzschicht an der Innenseite der Löschturmwand wurde Abstand genommen, dagegen diese Fläche mit einem bituminösen Anstrichmittel gestrichen, um die trotz des dichten Gefüges immerhin noch vorhandenen Poren des Betons gegen das Eindringen des Wasserdampfes zu schließen.

Der Vollständigkeit halber folgen nachstehend noch einige Angaben und Abbildungen über den Löschurm, sowie über die ganze Anlage, bestehend aus Koksöfenbatterie und Kohlenturm.

Schlot also ohne Stützen und Rippen ausgeführt und als dünnwandige Schale konstruiert. Aus demselben Grunde wurden

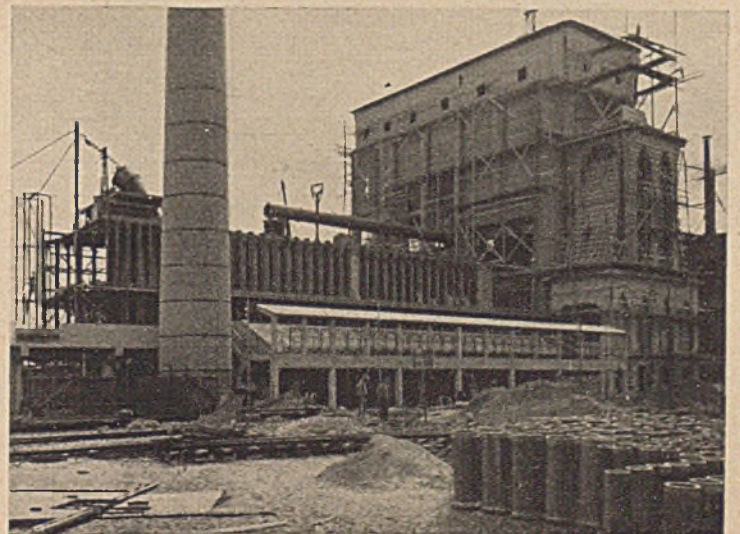


Abb. 5. Kokslöschwagenbahn mit Abwurframpe.

auch die Stützen des Wasserbassinpodiums neben dem eigentlichen Schlot heruntergeführt, um eine Durchdringung derselben mit der Schlotwand zu vermeiden.

Der Löschurm ist für sich vollkommen freistehend ausgebildet, also ohne Anlehnung an den Kohlenturm. Letzterer besitzt eine Höhe von 43 m bei einer Grundfläche von $30,3 \times 12,0$ bzw. $18,2$ m, enthält 8 Bühnen und 2 Großraumbunker von 850 und 650 Tonnen Fassungsraum.

An den Kohlenturm schließt sich die Ofenbatterie von rund 38 m Länge und 13,7 m Breite an. Zu beiden Seiten der Ofenbatterie laufen die Maschinenbahn für die Koksandrückmaschine in einer Länge von 51 m und einer Breite von 10,60 m, und die Kokslöschwagenbahn, die einschl. der Fortsetzung auf der anderen Seite des Löschturmes eine Gesamtlänge von 106,0 m

besitzt, und eine Koksabwurftrampe mit Begehungssteg von 33 m Länge.

Die gesamte Anlage, deren baulicher Teil 1925/1926 von der Firma Dücker & Cie. Betonbauges. m. b. H., Düsseldorf, konstruiert und ausgeführt wurde, ist in den nebenstehenden Abbildungen dargestellt. Unter der Oberleitung des Herrn Direktor Weiser der städt. Gaswerke lag die architektonische Ausbildung und bautechnische Leitung in den Händen des Herrn Arch. Teller, Vorstand der Hochbauabteilung der städt. Gas-, Wasser- u. Elektrizitätswerke, die Leitung des maschinellen Teiles hatte Herr Ing. Johlen inne.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Neuere Ergebnisse amerikanischer Stahlforschungen.

Auf der letzten Jahresversammlung der American Society for Testing Materials, die in der zweiten Hälfte des Juni in Atlantic City stattfand, lag eine ganze Reihe bemerkenswerter Forschungsergebnisse für Stahlprodukte vor, von denen die wichtigsten und interessantesten

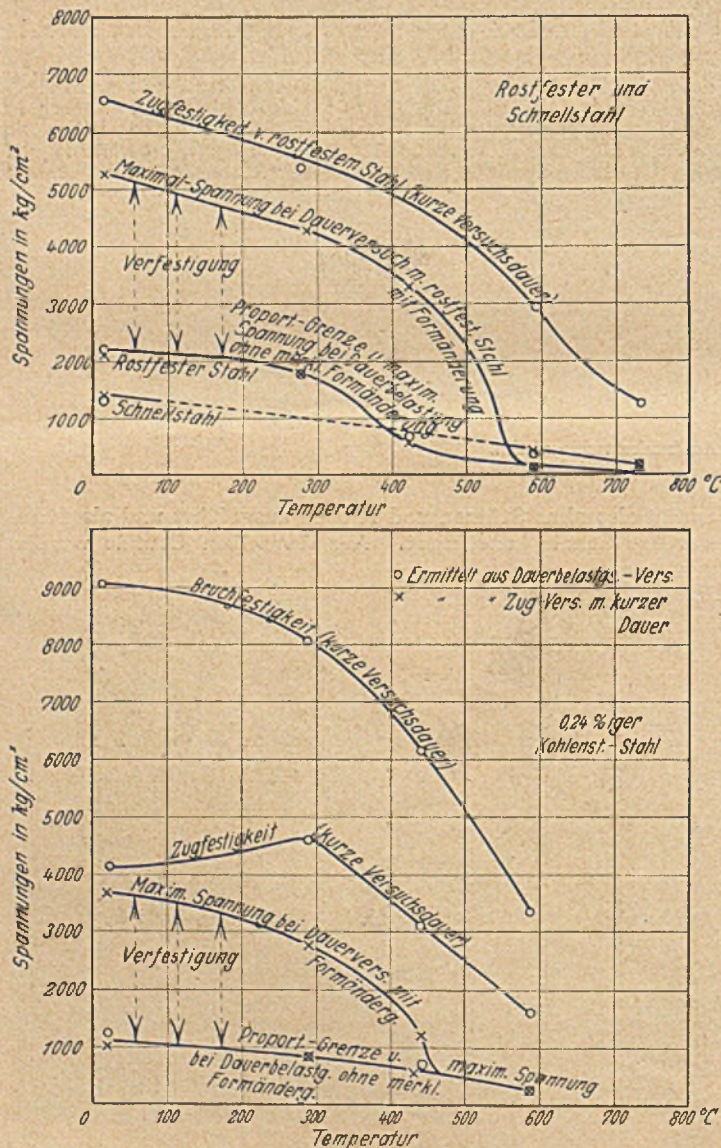


Abb. 1.

gestellt. Bei einem Versuche, bei dem die Probestücke vorher der Rostwirkung von aufgespritztem Salzwasser ausgesetzt waren, fand man eine Verminderung der Festigkeit (bei Dauerbelastung) um 21% obwohl die Rostnarben hierbei kaum 0,05 mm tief waren. Ferner stieß man auf die bemerkenswerte Tatsache, daß die Dauerfestigkeit sehr herabgemindert wurde, wenn die rostende Wirkung gleichzeitig mit der Veränderung der Ermüdungsspannung vor sich ging. Verschiedene Legierungen von Stahl und Eisen, die in einem Wasserstrom geprüft wurden, zeigten in einigen Fällen eine Herabsetzung der Dauerfestigkeitsgrenze um fast $\frac{1}{3}$, wobei die Wirkung mit der Härte des Materials wuchs. Die mikroskopische Prüfung zeigte die Bildung von Narben auf der Oberfläche des Metalles, durch welche Querrisse liefen. Die Wirkung einer Verrostung die vor der Ermüdungsanstrengung des

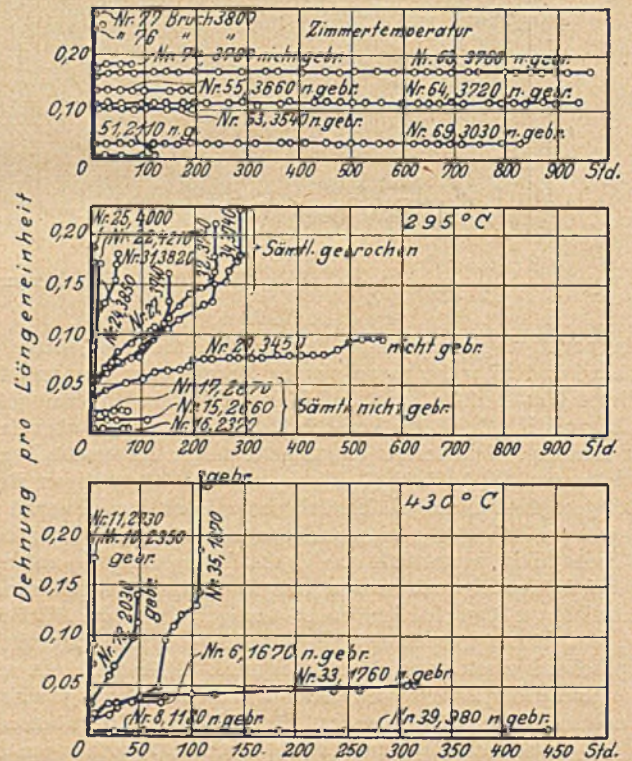


Abb. 2.

Metalls vorhanden war, ist demnach viel geringer, als die Wirkung einer verhältnismäßig geringen Verrostung gleichzeitig mit der Ermüdungsanstrengung.

„Fließen“ (elastische Nachwirkung) des Stahls. Aus dem Tätigkeitsbereich des Bureau of Standards lag ein Bericht vor über „Versuchsmethoden hinsichtlich des ‚Fließens‘ von Stahl bei verschiedenen Temperaturen“, d. h. also Versuche über fortgesetzte Formänderung von Stahl unter dauernder Belastung. Untersucht wurden: Konstruktionsstahl von 0,24% Kohlenstoffgehalt, rostfester Stahl von hohem Chromgehalt, und ein Wolfram-Vanadium-Schnellstahl, innerhalb der Temperaturgrenzen von normal bis 730 C. Die Ergebnisse bestätigten die aus früheren Versuchen gezogenen Schlußfolgerungen, daß die Dauerbelastungsgrenze sich der bei gleicher Temperatur bestimmten Proportionalitätsgrenze für kurze Versuchs-

nach einer Mitteilung im Engineering News Record vom 1. Juli d. J. herausgegriffen werden sollen.

Wirkung von Rost. Erhebliche Verminderung der Festigkeit bei Dauerbelastung wurde durch das Vorhandensein von Rost fest-

dauer annähert. In Abb. 1 u. 2 sind einige dahingehende Versuchsergebnisse zusammengestellt.

Festigkeit geschweißter Verbindungen. Die in verschiedenen Versuchsreihen erhaltenen Ergebnisse zeigen eine bemerkenswerte Gleichmäßigkeit. In einem Falle schweißte ein und derselbe Arbeiter einen Monat lang jeden Tag einen stumpfen Plattenstoß. Von jeder Platte wurden drei Probestreifen entnommen und geprüft. Die Ergebnisse sind in Abb. 3 ersichtlich. Die Unterschiede sind nicht

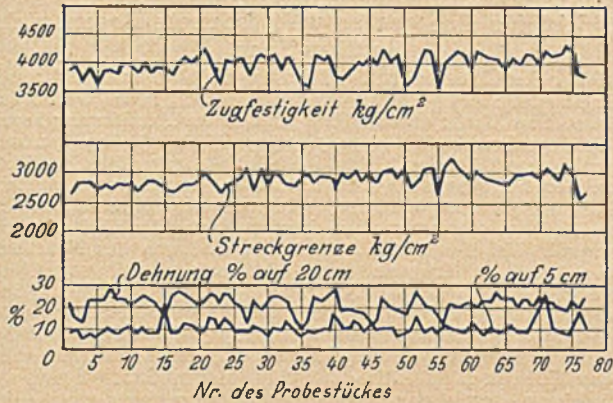


Abb. 3.

größer als bei Zugversuchen mit Proben von einem und demselben Stahlsatz. In einem anderen Falle schweißten 63 verschiedene Schweißer denselben Stoßtyp aus 9,5 mm Feuerbuchsstahl. Hierbei war die durchschnittliche Zugfestigkeit 3700 kg/cm²; zwei von den 63 Schwei-

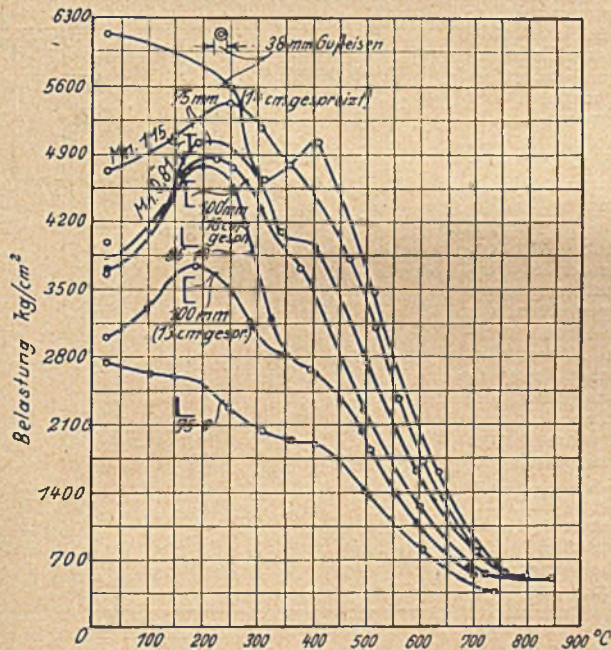


Abb. 4.

Bungen hielten nur 2460 bis 2800 kg/cm² aus, während 50 Schweißungen Festigkeiten zwischen 3500 und 4200 zeigten. Prof. H. F. Moore wies in der Diskussion darauf hin, daß oft ausgezeichnete Schweißungen, die eine sehr gute statische Festigkeit und Geschmeidigkeit besitzen, andererseits eine geringe Ermüdungsfestigkeit zeigen, was die Verwendung solcher Schweißungen bei wiederholt auftretenden Spannungsumkehrungen beeinflussen dürfte.

Festigkeit von Säulen bei hoher Temperatur. Die Ergebnisse von Versuchen mit Formeisen aus Konstruktionsstahl und Gußeisen bei erhöhten Temperaturen (bis 950° C) sind in Abb. 4 dargestellt. Die Querschnitte mit dünnen Wandstärken zeigen hierbei eine bemerkenswert raschere Abnahme der Festigkeit gegenüber den Querschnitten mit dickeren Wandstärken.

Rostfester Stahl für Baukonstruktionen. In einem Bericht über „Neuere Methoden der Verwendung und Herstellung von rostfesten Stahllegierungen“ erzählt T. H. Nelson von einer sehr weitgehenden Verwendung von Chromstahl mit niedrigem Kohlenstoffgehalt für Tank- und andere Konstruktionen in einer chemischen Fabrik. Die allgemeine Verwendung dieses Stahles scheint bisher noch an seinem hohen Preise zu scheitern. Cajar.

Straßenstützmauer in aufgelöster Bauweise.

(Von F. A. Noetzli, beratender Ingenieur in Los Angeles. Engineering News-Record vom 27. Jan. 1927, S. 146—148, mit 3 Zeichn. und 2 Lichtbild.)

Der Damm einer Hauptstraße über eine Schlucht bei Los Angeles hat wegen der damals bestehenden Beschränkung im Landerwerb eine Stützmauer von 138 m Länge und 18 m Gesamthöhe erhalten, die sich in aufgelöster Bauweise mit 15 Öffnungen von je 9 m Spannweite zwischen Strebepfeilern und mit zwei Gruppenpfeilern (Abb. 1),



Abb. 1.

des besseren Aussehens wegen, am billigsten stellte. Die Pfeiler, oben 45, unten 60 cm stark, haben trapezförmige Füße (zur gleichmäßigen Druckverteilung) und Querrippen in der geneigten Sohle und sind 4,5 bis 6 m tief auf festes Gerölle gegründet, die 30—40 cm starken

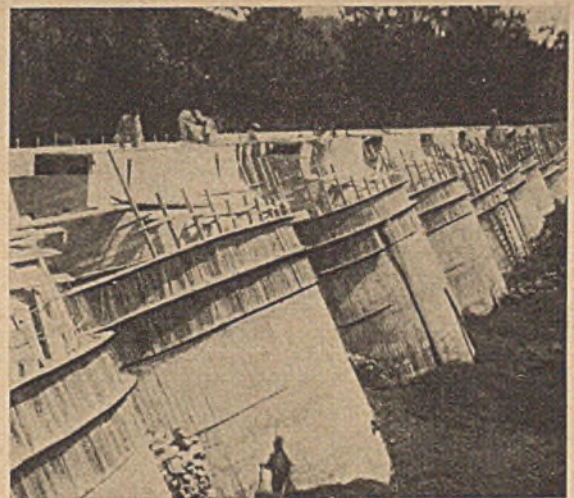


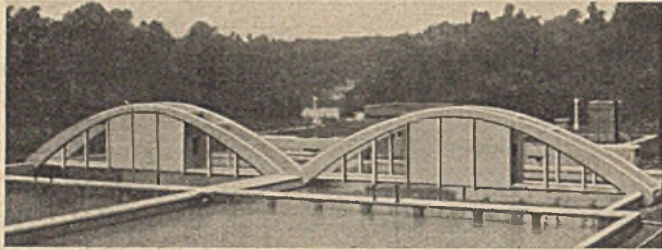
Abb. 2.

Gewölbe ruhen 1,5 m in dem Boden und haben 0,45 : 1 Neigung, dem Erddruck entsprechend, die Pfeiler 0,15 : 1 Anlauf, dem verfügbaren Land angepaßt. Pfeiler und Gewölbe (Beton) sind leicht beherrzt.

Nach dem Erdbeben vom Juni 1925 fingen die Pfeiler an sich talwärts zu bewegen und haben sich bis Ende August 1926 je 18 cm wagrecht und lotrecht verschoben, so daß als Ursache eine Bewegung des ganzen Hanges auf dem unterliegenden steil abfallenden Felsen anzunehmen ist. Einige Gewölbe haben dabei zwar Risse bekommen, sind aber nicht zerbrochen. Die Stützmauer wird durch eine Dammschüttung ersetzt, da das Land dafür inzwischen erlangt werden konnte. N.

Eisenbeton- statt Eisenbrücken für eine Wasserreinigungsanlage in Springfield.

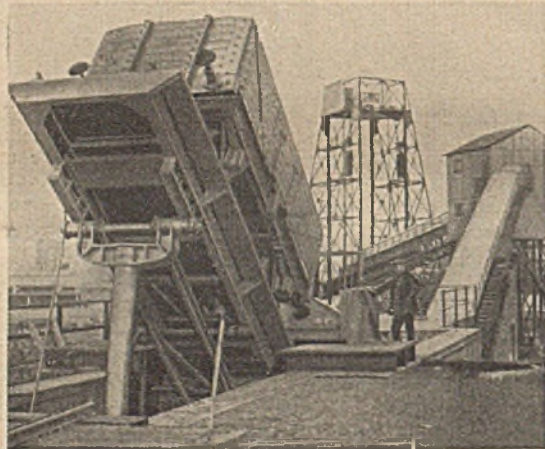
Lediglich wegen des guten Aussehens sind bei den zwei Becken der Wasserenthärtungs- und Enteisungsanlage in Springfield (Illinois), die weniger als 1 km von einer Hauptverkehrsstraße liegen, statt der üblichen eisernen Parallelträger für die maschinelle Ausrüstung Eisenbetonträger mit gebogenem Obergurt ausgeführt worden. Sie haben 20 m Stützweite und 4 m Pfeilhöhe und zwei Gurte in



2,5 m Abstand. Bis zur vollen Belastung durch die Maschinen ist ein spiralbewehrtes Scheiteltgelenk offengehalten worden (s. Abb.). (Nach L. G. Straub, Bauingenieur, in Engineering News-Record vom 14. Okt. 1926, S. 619—620 mit 1 Zeichn. und 1 Lichtbild.) N.

Kohlenverladeanlage der englischen Großen Westbahn im Hafen von Talbot.

Die große Westbahn, die in den Häfen von Südwalles jährlich rd. 50 Mill. t (je 1016 kg) Kohlen zu verladen hat, ersetzt die veraltenden alten Anlagen durch elektrisch betriebene Verladungsanlagen mit Kippern für 20-t-Wagen und Gurtförderern. Der Wagenkipper (s. Abb.)

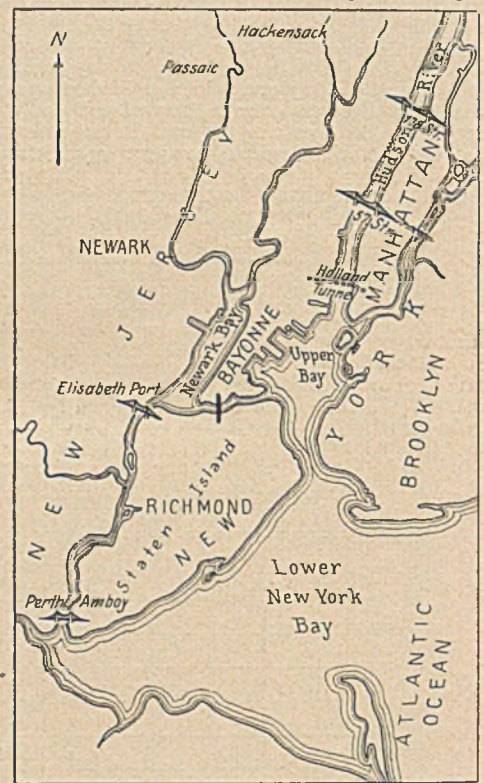


wird durch eine pendelnd aufgehängte Druckwasserpresse so gehoben, daß das hebende Querhaupt dabei an der Kipptafel abwärts läuft und damit die Hubhöhe und der fortschreitenden Entleerung entsprechend, das Drehmoment verringert. Der Kipper entladet in einen Schüttkasten, dessen Neigung durch eine pendelnde Druckwasserpresse mit Drehzapfenverbindung zwischen 35° und 50° verstellt und dessen Auslaufwände je nach der Kohlsorte und den Beladungserforder-

breit, haben Spannrollen und Gegengewichte sowie beiderseits Gelwege und Geländer und laufen mit 1 bis 2 m Sekundengeschwindigkeit. Die elektrischen Antriebe sind so gegeneinander verriegelt, daß sie nur in der richtigen Reihenfolge anlaufen und aufhören können, natürlich mit der Möglichkeit gleichzeitiger vollständiger Abstellung im Gefahr-falle. Die Höchstleistung der Anlage ist 800 t (je 1016 kg) in der Stunde. (Nach Engineering vom 6. Aug. 1926, S. 162—164, 170 und Taf. 13 mit zus. 2 Lichtbildern und 21 Zeichn.) N.

Projekt für eine 501 m weitgespannte Bogenbrücke in New-York.

Unter der Überschrift „Im Zeitalter der Großbrücken“ berichtet der Engineering News-Record über ein viertes, neues Großbrückenprojekt in New York; drei sind zur Zeit in der Ausführung begriffen (vgl. Bauingenieur Heft 6 vom 5. 2. 27) (Abb. 1). Im Zusammenhang mit dem Entscheid des Köln-Mühlheimer Brücken-Wettbewerbes, der übrigens auch aus demselben Grunde im Engineering News-Record erwähnt wird, ist es interessant zu sehen, daß auch drüben in einem einzigen großen eisernen Bogen der Fluß überspannt werden soll. Kabel- und Balkenbrücken sind von der New Yorker Hafenbehörde, der Trägerin dieses Entwurfs, nicht vorgeschlagen. Ein mächtiger Zweigelenkfachwerkbogen von 501 m Länge (Hauptträgerabstand 21,64 m), rd. dieselbe Spannweite wie die Sidney-Brücke, mit anschließenden Rampen (900 m und 1158 m) aus Eisenbetonbögen führen die 18,89 m breite, zweimal vierspurige Fahrbahn in 46 m Höhe über den Kill van Kull (Abb. 2 u. 3). Schienenfahrzeuge sind wegen Verdoppelung der Baukosten nicht vorgesehen. Die Brücke verbindet Bayonne (New-Jersey) mit Port Richmond (Staten Island) und soll wie alle neuen, amerikanischen Großbrücken durch Zollerhebung sich selbst bezahlt machen. Der Zoll wird durchschnittlich 2,50 M pro Fahrzeug betragen und nach Abschreibung sämtlicher Unkosten aufgehoben werden. Fortlaufende Verkehrszählungen an dem geplanten, zur Zeit durch überfüllte Fähren bedienten Übergang ergaben, daß bei Brückeneröffnung im Jahre 1932 schätzungsweise etwa 1,5 Mill., 1940 etwa 3,87 Mill. und 1950 etwa 8,38 Mill. Automobile die Brücke benutzen werden. Die Gesamtkosten sind auf 67,2 Mill. M. berechnet. Dr. R. B.



— das neueste Brückenprojekt.
Abb. 1. New-York und Umgebung.

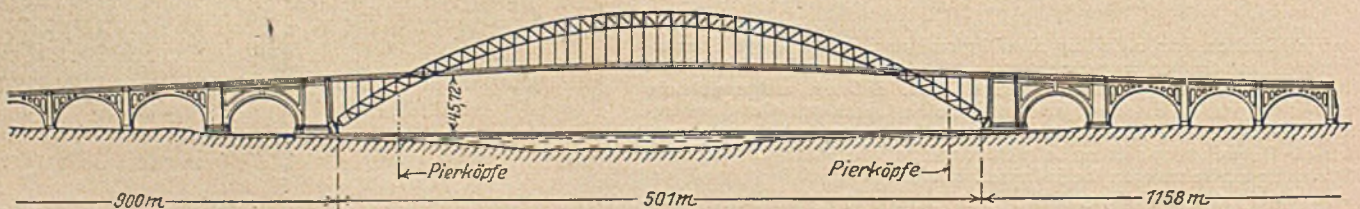


Abb. 2. Gesamtansicht.

nissen des Schiffes durch elektrischen Antrieb verstellt werden können. Vom Schüttkasten gelangt die Kohle auf einem Förderband mit 49 m Abstand der Endtrommeln auf den Antriebstrum und von da auf die Förderbänder der Verladebrücke, die sich um 7,5 m ausziehen und mittels eines Hebeturms am Ufer um je 10 m, am Endpunkt gemessen gegen die wagerechte Stellung nach oben und unten verstellen läßt. Alle Gurtbänder bestehen aus Segelleinwand und Gummi, sind 1,40 m

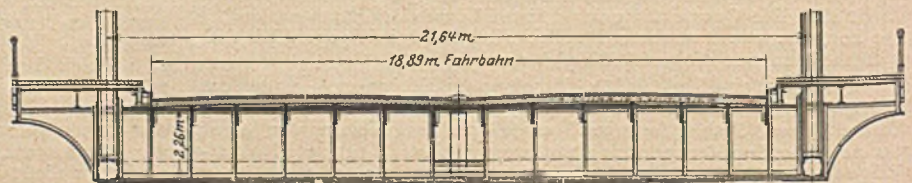


Abb. 3. Normalquerschnitt.

Wasserkraft-Stromwerk der ligurisch-toskanischen Elektrizitäts-Gesellschaft am Serchiofluß.

(Von Ing. Luigi Mangiagalli. L'Energia Elettrica vom Jan. 1927, S. 25—77 mit 55 Zeichn., 22 Lichtbild. und 5 Tafeln.)

Das Flußgebiet des Serchio, nördlich vom Arnogebiet, mit 1400 km² und 1400—1600 mm Niederschlagshöhe erlaubt eine praktische Ausnutzung von 20 Sek./Liter Abfluß von km², also von 43% der mittleren Regenmenge. Die oberste, 1922—1925 erbaute Staumauer bei Pontecosì speichert zwischen den Seehöhen 302 und 311 2,3 Mill. m³ Wasser auf, das im Kraftwerk Castelnovo mit 39 bis 48 m Gefälle ausgenutzt wird. Die gerade Staumauer hat in der Mitte sieben Überfallöffnungen von 3,91 m Lichtweite, durch bewehrte Pfeiler von 2,8 m gleichbleibender Stärke getrennt, und am rechten Ufer eine Entlastungs-

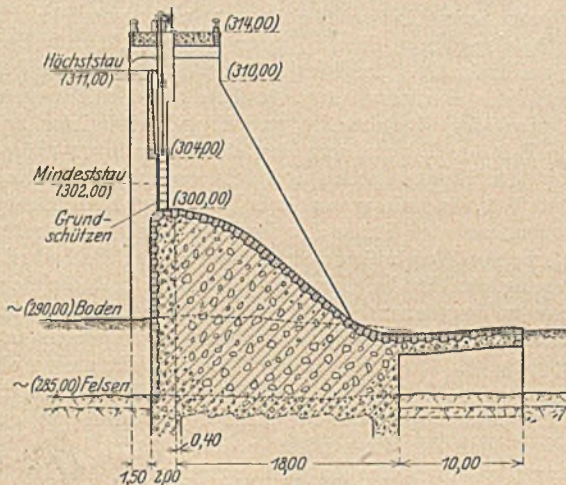


Abb. 1.

öffnung von 16 m Lichtweite. Die Mauer aus Beton mit eingelagerten Steinblöcken und Steinverkleidung enthält 25 000 m³ Mauerwerk, davon 10 000 m³ unter der Talsohle bei 7,5 m größter Gründungstiefe. Die größte Wassertiefe bei vollem Stau ist 29,5 m. In der ganzen Gründung läuft an der Oberseite ein Entwässerungsstollen mit Ablauf nach der Talseite. Die Überfallöffnungen sind durch Eisenbetonwände

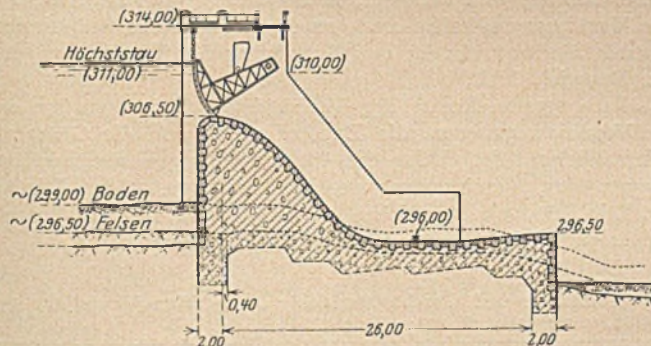


Abb. 2.

und in der Höhe des Mindeststaus zur Abführung von Geschiebe mit Schützen geschlossen, die an der Unterseite der Betonwand auf fünf Räderpaaren laufen (Abb. 1) und durch Druckkolmotoeren mit 0,35 m Geschwindigkeit in der Minute gehoben werden. Das Sektorwehr der Entlastungsöffnung (Abb. 2) (Züricher Bauart) wird durch Schwimmer in besonderen Kammern entlastet und durch Regelung des Wasserstandes in diesen Kammern von Hand oder durch selbsttätige Steuerungsvorrichtungen bewegt. Die Entlastungseinrichtungen mit $7 \times 110 + 260 = 1030$ m³ Leistung geben ausreichende Sicherheit für die größte Hochwassermenge von 600 m³, die auch schon sehr reichlich mit 2,3 m³ vom km² des 295 km² großen Einzugsgebiets gerechnet ist.

Der Druckstollen von 2,85 m Lichtweite für 12 m³/s Regelführung ist mit Eisenbeton ausgekleidet, der durch Einspritzen von Beton hinterfüllt ist, und endet in einem Wasserschloß von 10 m lichtigem Durchmesser, das die Schwankungen von 12 m³/s bei plötzlichem Schließen und von 6 m³/s bei plötzlichem Öffnen ausgleicht.

Das Krafthaus enthält, einschl. der Aushilfe, 3 Francis-Turbinen mit lotrechter Welle und je 6 m³/s Regelaufschlagmenge und 3 Wechselstromerzeuger von je 2400 kW bei 5000 V, die jährlich 20 Mill. kWh erzeugen.

Kraftwerk an der Boreca.

Das Kraftwerk an der Boreca, einem Nebenfluß der Trebbia, hat seinen Wert nur als Glied der ligurischen und emilianischen Stromversorgung und ist durch seine Erbauung in mehr als 75 km Entfernung

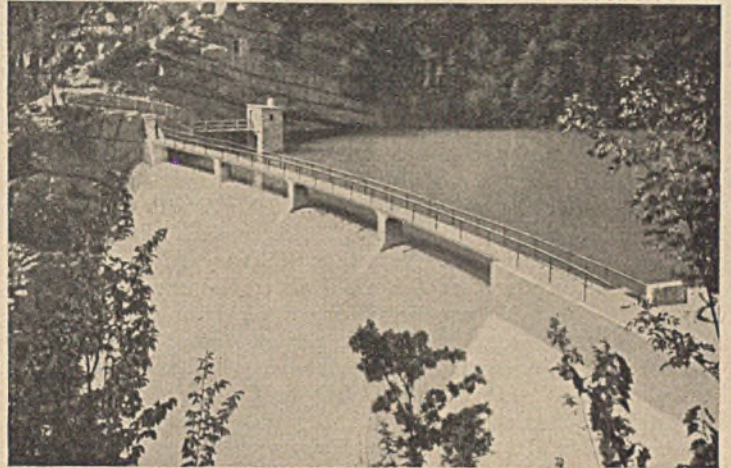


Abb. 1.

von der Eisenbahn bemerkenswert. Die Talsperre für das Kraftwerk hat eine Kronenlänge von 85 m (Abb. 1), eine Höhe von 17 m über der Talsohle und von 2,4 m über der Gründung und staut 165 000 m³. Das Niederschlagsgebiet der Sperre ist 44,2 km² mit durchschnittlich



Abb. 2.

1685 mm Niederschlag, der einen Abfluß von ~25,9 s/l vom km² ergibt. Die Entnahmeleitung besteht aus 88 m Rohr von 1 m Weite, 1183,5 m Stollen und 188 m doppelter, bewehrter Rohrleitung von 80 cm Weite mit 48° Neigung (Abb. 2) für die Ausnutzung von 119 m Gefälle. Das Kraftwerk hat zunächst einen Maschinensatz von 1800 KVA und 5000 Volt, dem ein zweiter folgen soll, und arbeitet nach einem Umspannwerk auf 40 000 Volt für die großen Versorgungsgebiete. (Nach L'Energia Elettrica vom Oktober 1926, S. 868—871 mit 1 Zeichn. und 4 Lichtbildern.)

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

XVII. ordentliche Hauptversammlung
des Beton- und Tiefbau-Arbeitgeber-Verbandes für
Deutschland E. V. undIX. ordentliche Hauptversammlung
des Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverbandes E. V.
am 12. und 13. Mai 1927 in Düsseldorf.

Die beiden Verbände hielten ihre diesjährige ordentliche Hauptversammlung am 12. und 13. Mai in Düsseldorf ab. Der bisherige Vorsitzende des Beton- und Tiefbau-Arbeitgeber-Verbandes für Deutschland E. V., Herr Baurat Direktor Ferdinand Grages-Frankfurt a. M., legte nach vorgesehenem Turnus sein Amt nieder. An seiner Stelle wurde der bisherige stellv. Vorsitzende Herr Generaldirektor Kommerzienrat Dr.-Ing. e. h. Otto Meyer-Frankfurt a. M. zum Vorstandsvorsitzenden gewählt. Herr Baurat Grages wurde stellv. Vorsitzender. Der Vorsitzende des Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverbandes E. V., Herr Generaldirektor Dr.-Ing. e. h. Wilhelm Langelott-Berlin wurde auch für das neue Verbandsjahr wiedergewählt. Im Rahmen der Hauptversammlung des Beton- und Tiefbau-Arbeitgeber-Verbandes für Deutschland E. V. nahm die Besprechung der Arbeitszeitfrage, die durch das am 1. Mai 1927 in Kraft getretene Arbeitszeitnotgesetz besonders erschwert ist, einen breiten Raum ein. Eine eingehende Diskussion entspann sich auch über den am 1. April 1927 in Kraft getretenen Reichstarifvertrag für das Baugewerbe, über die neue Lohnwelle und die Lage des Baumarktes. Die Hauptversammlung vertrat einmütig die Ansicht, daß für die Bautätigkeit die gute Bauzeit in der Saison derart ausgenutzt werden müsse, daß die im Winter und sonst durch ungünstige Witterung ausfallenden Arbeitsstunden durch gesteigerte Tätigkeit während der Saison ausgeglichen werden. Es sei Sache des Gesetzgebers bzw. des Reichsarbeitsministers, die Möglichkeit hierfür zu schaffen, nachdem sich eine tarifliche Verständigung mit den Bauarbeitergewerkschaften in jahrelangen Verhandlungen als unmöglich erwiesen hat.

Ernste Bedenken kamen in der Versammlung gegen die Lohnbewegungen zum Ausdruck, deren Hauptursache in der Überschätzung der durch öffentliche Gelder künstlich in Gang gehaltenen Bautätigkeit (Wohnungsbau usw.) zu suchen sei. Es sei falsch, von einer Baukonjunktur zu sprechen, solange der freie Baumarkt, insbesondere die gewerbliche Bautätigkeit, einen befriedigenden Stand noch nicht erreicht habe. Übersteigerung der Löhne trage aber dazu bei, die Belebung des freien Baumarktes von vornherein zu unterbinden.

Die Tagung des Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverbandes E. V. wurde durch eine Reihe von Vorträgen eingeleitet, an denen außer zahlreichen Verbandsmitgliedern Vertreter der rheinisch-westfälischen Behörden und Wirtschaftskreise teilnahmen. An Stelle des erkrankten Herrn Dr. Schlenker vom Verein zur Wahrung der gemeinsamen wirtschaftlichen Interessen von Rheinland und Westfalen sprach Herr Syndikus Heinson vom gleichen Verbands über „die Stellung von Baugewerbe und Bauindustrie in der Wirtschaft“. Kein deutscher Gewerbebezirk habe in den letzten Jahren so im Brennpunkt der öffentlichen Aufmerksamkeit gestanden, wie die Bauwirtschaft. Ihr zahlenmäßiger Anteil an der gesamten deutschen Industrie betrage nach den Ergebnissen der Gewerbezahlung 1925 12% aller gewerblichen Betriebe und 11% der in der deutschen Industrie beschäftigten Personen. Die eigentlichen Bauunternehmer stellen 87 000 Betriebe mit ungefähr 1 035 000 beschäftigten Personen gegenüber 1 843 000 Betrieben und 12 480 000 beschäftigten Personen im gesamten Gewerbe Deutschlands. Es seien drei Hauptzweige zu unterscheiden: Hochbau, Tiefbau und Beton- und Eisenbetonbau. Während der reine Hochbau noch überwiegend handwerksmäßigen Charakter trage, sei schon der Tiefbau ein Gewerbebezirk, der zum Teil die Vorstufe zum industriellen Unternehmertum bilde und

sie zum anderen Teil erreicht habe. Der Beton- und Eisenbetonbau trage durchweg industriellen Charakter und verkörpere die kapitalistisch eingestellte Bauwirtschaft. Der Redner gab dann einen Überblick über die Bautätigkeit in der Nachkriegszeit. Er kam zu dem Schluß, daß die Zwangswirtschaft im Wohnungsbau endlich beseitigt werden müsse. Es müsse immer mehr dem privaten Kapitalmarkt überlassen werden, auch den Wohnungsbau zu finanzieren.

Als zweiter Redner sprach Oberregierungsrat Dr. Bramstedt vom Statistischen Reichsamte und vom Institut für Konjunkturforschung, Berlin, über „Konjunkturbeobachtung und Bauwirtschaft“. Der Konjunkturverlauf ist nach den Ausführungen des Redners hauptsächlich an der Bewegung der Aktienkurse, der Warenpreise und des Geldmarktes zu beobachten. Bei der Beurteilung der Baukonjunktur müsse man zwischen dem Wohnungsbau und dem gewerblichen Bau unterscheiden. Während die gewerbliche Bautätigkeit ihre Anregung überwiegend aus der Phase des fortschreitenden Aufschwunges der allgemeinen Konjunktur empfangt, in der die Industrie zur Erweiterung der Produktionsanlagen schreite, habe der Wohnungsbau in den deutschen Städten vor dem Kriege eine dem industriellen Konjunkturzyklus gerade entgegengesetzte Bewegung gezeigt. Die gewerbliche Bautätigkeit steige also mit der allgemeinen Konjunktur, während die Wohnungsbautätigkeit ihren Höhepunkt in der Zeit der Depression erreiche. Dies zeige auch die Entwicklung der letzten Jahre, wo der Wohnungsbau einen starken Umfang annahm, die gewerbliche Bautätigkeit dagegen erheblich zurückblieb.

Als letzter Redner ergriff Herr Dipl.-Ing. H. Schäfer-Düsseldorf das Wort zu einem Vortrag über „Das Bauwesen im System des Rechts“. Er schilderte die Fülle der rechtlichen Bestimmungen, die bei Errichtung, Erhaltung und Beseitigung von Bauwerken zu beachten sind. Für das fertige Gebäude seien besonders die landesrechtlichen Baupolizeivorschriften von Bedeutung. In vieler Beziehung sei Vereinfachung und Vereinheitlichung der rechtlichen Bestimmungen zu wünschen. Der Vortragende nahm auch zu den Fragen des Submissionskartells Stellung, ferner zur Gestaltung des Werkvertrages in der Bauwirtschaft.

Im engeren Kreise der Verbandsmitglieder wurden u. a. das Verdingungswesen, die Baustoffpreise und die Gütertarifreform behandelt. Über die für das Baugewerbe wichtigen Fragen des Versicherungswesens berichtete Herr Direktor Dr. Adolf Schweizer, Wiesbaden-Biebrich. — Den Abschluß der Tagung bildete eine Rheinfahrt nach Xanten.

Konkurse und Geschäftsaufsichten im ersten Vierteljahr 1927.
(Vgl. „Bauingenieur“ 1927, Heft 5.)

	Konkurse		Geschäftsaufsichten	
	Baugewerbe	insgesamt	Baugewerbe	insgesamt
Oktober 1926 . . .	12	485	6	147
November 1926 . . .	22	471	5	128
Dezember 1926 . . .	13	435	5	120
Januar 1927 . . .	16	493	2	93
Februar 1927 . . .	14	473	11	132
März 1927 . . .	21	557	6	132

Wie aus dieser Tabelle hervorgeht, kam die ziemlich gleichmäßig verlaufende Abnahme der Konkurse und Geschäftsaufsichten, die in der Gesamtheit der Industrien wie auch im Baugewerbe während des ganzen Jahres 1926 zu beobachten war, etwa mit Jahresende zum Abschluß. In den ersten Monaten 1927 — namentlich im März — haben Konkurse und Geschäftsaufsichten im Baugewerbe und auch insgesamt wieder zugenommen.

Einen übersichtlichen Vergleich der Entwicklung seit Januar 1926 insgesamt und im Baugewerbe bietet die folgende Zusammenstellung, in der die Meßziffern der Konkurse und Geschäftsaufsichten für die einzelnen Vierteljahre bei Zugrundelegung des Vierteljahrdurchschnittes von 1926 = 100 angegeben sind:

	Meßziffern (Vierteljahrsdurchschnitt 1926=100)			
	Konkurse		Geschäftsaufsichten	
	Baugewerbe	insgesamt	Baugewerbe	insgesamt
1. Vierteljahr 1926 .	167,8	194,3	219,2	235,2
2. „ 1926 .	108,1	106,3	100,0	106,8
3. „ 1926 .	69,0	54,1	51,9	37,8
4. „ 1926 .	54,0	45,3	30,8	20,2
1. „ 1927 .	58,6	49,6	36,5	18,2

Hauszinssteuerpflicht für Lagerschuppen. (Bescheid des Preussischen Finanzministers.) Holzlagerschuppen des Holzhandels und der Sägewerkindustrie können als Maschinen und „andere Einrichtungen“ nicht gelten und müssen daher, sofern sie als Gebäude anzusehen sind, als solche zur Hauszinssteuer herangezogen werden. Die Befreiung der Holzlagerschuppen würde die Befreiung aller anderen Lagerschuppen zur Folge haben, was auch in finanzieller und steuerrechtlicher Hinsicht untragbar sein, die einzelnen Steuerschuldner in der Regel aber nur unwesentlich steuerlich entlasten würde.

Inzwischen hat auch der Preussische Landtag eine Anfrage an die Regierung gerichtet, aus welchen Gründen Holz- und Baumaterialschuppen in der Regel anders behandelt werden sollen, als Ziegel-trockenschuppen.

Ämtliche Indexziffern.

	Januar	Februar	März	April
Reichslebenshaltungsindex	144,6	145,4	144,9	146,4
Großhandelsindex: insgesamt	135,9	135,6	135,0	134,8
↳ Baustoffe	149,7	151,0	155,1	154,7
6. 4. 13. 4. 20. 4. 27. 4. 4. 5. 11. 5.				
Großhandelsindex: insgesamt	134,9	134,8	134,7	134,8
Baustoffe	155,1	154,7	154,6	155,0
	159,4	160,2		

Indexziffer für Baukosten.

Die vom Statistischen Reichsamt weitergeführte Indexziffer der Baukosten (vgl. „Bauingenieur“ Heft 5, S. 86), die hauptsächlich das Berliner Gebiet umfaßt, ist Ende April infolge der Erhöhung der Stundenlöhne sowie der Preise für märkische Mauersteine von 168,0 auf 172,4 gestiegen. Sie lautet:

im Monatsdurchschnitt:		an Stichtagen:	
Januar 1927	165,2	9. März	168,1
Februar 1927	166,7	23. März	168,1
März 1927	168,1	13. April	168,0
April 1927	170,0	28. April	172,4

(Nach „Wirtschaft und Statistik“ Nr. 8.)

Rechtsprechung.

Kaufmännische Darlehen, die im Juni und August 1923 gegeben wurden, sind grundsätzlich nicht aufzuwerten. (Entscheidung des Oberlandesgerichts Stettin, IV. Zivilsenat vom 26. Oktober 1926. IV. 203/26.) Es handelt sich um zwei kurzfristige Darlehen, eines vom 18. Juni 1923, das andere vom 18. August 1923. Im ersten Fall war für die beiden ersten Monate ein Jahreszinssatz von 40 %, für den letzten Monat von 120 %, im zweiten Fall von vornherein ein solcher von 120 % vereinbart.

Der Darlehensgeberin war die Hoffnungslosigkeit der deutschen Mark und die Gefahr der endgültigen Entwertung des hingegebenen Geldes bekannt. Sie glaubte aber trotzdem, bei diesem Geschäft noch einen Gewinn zu erzielen, der ihr bei bankmäßiger Verwertung des Geldes mit gleicher Entwertungsgefahr nicht zugeflossen wäre. Sie hat daher bewußt die Gefahr der Geldentwertung auf sich genommen und kann daher grundsätzlich eine Aufwertung nicht beanspruchen. Es würde Treu und Glauben nicht entsprechen, wenn man die Darlehensgeberin in die Lage versetzen wollte, sich den Goldwert ihres Geldes, wenn auch nur zu einem Teil, aus dem Grunde zu verschaffen, weil sie ihr Geld auf eine kurze Spanne Zeit zur Verfügung gestellt hatte, obwohl sie die Unmöglichkeit, sich den Goldwert ihres Geldes bei diesem Geschäft zu erhalten, eingesehen hatte und das verlustbringende Geschäft gleichwohl eingegangen war.

Anders liegt der Fall bei dem Darlehn vom 26. Juli 1922 mit 8 % jährlicher Verzinsung. Damals fehlte noch die Erkenntnis vom Wesen der Geldentwertung, das Bewußtsein von der Unrettbarkeit der alten Mark bestand noch nicht allgemein, vielmehr hielt man an dem Grundsatz Mark = Mark noch in weiten Kreisen fest. Eine bewußte Übernahme des Risikos der Geldentwertung durch die Darlehensgeberin kann in diesem Fall nicht ohne weiteres als erwiesen gelten.

Ein Pachtvertrag mit Pachtzins auf wertbeständiger Grundlage wird durch die Stabilisierung der Währung nicht beeinflusst. (Entscheidung des Reichsgerichts, III. Zivilsenat, vom 4. März 1927 — III 173/26.) Der Ziegeleibesitzer N. hatte am 2. Mai 1923 die ihm gehörige Ziegelei an die Z. A. G. gegen einen wertbeständigen Pachtzins bis 31. Dezember 1933 verpachtet. Als Grundlage wurde der Preis von 23 000 Stück Ziegeln monatlich bestimmt, solange der Tagespreis mehr als 100 000 M für das Tausend beträgt. Beim Fallen des Tagespreises unter diese Ziffer sollten in Abstufungen bestimmte Mengen von Ziegeln in Natur geliefert werden. Die Pächterin hat stets den Preis von 23 000 Ziegeln monatlich gezahlt.

Der Verpächter verlangt einen höheren Pachtzins, da sich die wirtschaftlichen Verhältnisse durch die Stabilisierung der Währung wieder grundlegend verschoben hätten. Das Reichsgericht bezeichnet dieses Verlangen als unberechtigt. Der Pachtzins ruht auf wertbeständiger Grundlage, einmal auf dem Sachwert der Ziegeln, andererseits auf den durch den Arbeitgeberverband festgesetzten Tagespreisen. Die Voraussetzungen für eine Erhöhung des Pachtzinses, Besserung der Papiermark und damit Sinken des Ziegelpreises, sind nicht eingetreten. Die Papiermark ist vielmehr stetig gestiegen und auf ihrer Höhe stehen geblieben. Die Festigung der Währung und die mit ihr verbundene Verschiebung der wirtschaftlichen Verhältnisse können die Pachtzinsabmachung, die über die Inflationszeit hinaus bestehen bleiben sollte, nicht beeinflussen. Nicht bei jeder Änderung der Wirtschaftslage muß sich auch die Vertragsleistung ändern.

Vorzeitige Kündigung zwecks Umgehung des Kündigungsschutzgesetzes verstößt gegen Treu und Glauben und ist unwirksam. (Entscheidung des Kaufmannsgerichts Breslau vom 16. November 1926.) Kläger war am Tage der Kündigung noch nicht volle acht Jahre bei der Beklagten tätig, die achtjährige Beschäftigung war vielmehr bei Beendigung des Dienstverhältnisses beendet. Wenn auch der Tag des Endes der Beschäftigung mit einem gewöhnlichen kaufmännischen Kündigungstermin zusammentrifft, so war doch die Kündigung zu einer im kaufmännischen Leben nicht üblichen Zeit ausgesprochen, und zwar zwei Tage vor Vollendung des achten Beschäftigungsjahres, ohne daß irgendein besonderer Grund ersichtlich war. Es ist daher anzunehmen, daß dem Kläger der Schutz des Kündigungsgesetzes genommen werden sollte. Eine solche Kündigung verstößt gegen Treu und Glauben und ist unwirksam.

Nur fehlerhafte, nicht auch schon verzögerte Erfüllung, stellt eine positive Vertragsverletzung dar, die ohne weiteres zum Rücktritt berechtigt. (Entscheidung des Reichsgerichts, II. Zivilsenat, vom 15. März 1927 — II 254/26.) Die Schwellenvertrieb-G. m. b. H. hatte am 6. April 1925 von der H. A. G. aus deren polnischen Waldbeständen 50 000 Normalbahnschwellen aus Kiefernholz gekauft, und zwar nach und nach zu liefern im Mai, Juni, Juli und August. Das Holz mußte auf dem Wasserwege befördert werden. Deshalb war bei niedrigem Wasserstand eine Verschiebung der Liefertermine vorbehalten. Bis 21. Juli 1925 war noch nichts geliefert. Es wurden nochmals andere Liefertermine vereinbart. Bis 9. September 1925 waren etwa 6000 Schwellen geliefert. Die H. A. G. erklärte die Verzögerung durch den niedrigen Wasserstand der Warthe, durch Zollschwierigkeiten und durch die von der Käuferin verlangte Waggonverladung. Am 11. September 1925 teilte die Schwellenvertrieb-G. m. b. H. der H. A. G. mit, sie annulliere den Vertrag und verlangte Schadensersatz wegen Nichterfüllung.

Das Reichsgericht hat die abweisenden Urteile der Vorinstanzen gebilligt. Auch bei einem Sukzessivlieferungsvertrage stellt grundsätzlich nur fehlerhafte, nicht auch verzögerte Lieferung eine positive Vertragsverletzung dar, die zum sofortigen Rücktritt berechtigt. Eine Ausnahme kann gelten, wo die Verzögerung zugleich den Vertragszweck vereitelt. Umstände, die eine derartige Beurteilung rechtfertigten, liegen jedoch hier nicht vor. Die Schwellenvertriebs-A.-G. m. b. H. hätte daher vor ihrem Rücktritt eine Nachfrist setzen müssen.

Kündigung durch Werkanschlag. (Entscheidung des Landgerichts Dortmund vom 21. Oktober 1926.) Die Bestimmung der Arbeitsordnung über die Kündigung durch Anschlag am schwarzen Brett ist eine Vereinbarung über die Form der Kündigung. Soll die Kündigung im Einzelfall wirksam werden, so muß sie dem Betroffenen zugehen. Hiermit darf der Arbeitgeber rechnen, wenn der Betroffene täglich bei Antritt der Arbeit am schwarzen Brett vorbeigeht. Der Arbeitgeber konnte aber nicht mit dem Zugehen rechnen, wenn der Betroffene um die Zeit des Anschlags im Krankenhaus lag. In der Vereinbarung der betreffenden Bestimmung der Arbeitsordnung liegt kein Verzicht des Arbeitnehmers auf das Zugehen der Kündigung. Das Zugehen ist vielmehr ein unbedingtes Erfordernis für eine wirksame Kündigung. Es muß daher einem Angestellten, der aus besonderen Gründen (Krankheit oder dgl.) verhindert ist, von einem Anschlag am schwarzen Brett Kenntnis zu nehmen, eine besondere Kündigung übermittelt werden.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 8. Januar 1927, S. 37.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 15 vom 14. April 1927.

- Kl. 5 c, Gr. 9. B 109 752. Adolf Baron, Beuthen (O.-S.). Nachgiebiger Grubenausbau in Eisenbeton; Zus. z. Pat. 407 822. 24. II. 23.
- Kl. 5 c, Gr. 9. T 30 117. Richard Thiemann, Buer i. W. Eckstück für den Stollenausbau. 24. III. 25.
- Kl. 20 h, Gr. 4. J 26 752. Dr. Eduard Jacob, Gutenbergstr. 47, u. Karl Port, Pferchgasse 4, Saarbrücken. Gleisbremse. 12. X. 25.
- Kl. 20 i, Gr. 33. H 100 402. Josef Hostert, Esch s. Alzette, Großherz. Luxemburg; Vertr.: M. Mintz, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Durch einen Streckenanschlag auslösbare, mit Druckluft arbeitende, nach Zuggeschwindigkeiten einstell- und regelbare Bremsvorrichtung von Lokomotiven. 4. II. 25.
- Kl. 20 k, Gr. 9. A 48 178. Aktiengesellschaft Brown, Boveri & Cie., Baden, Schweiz; Vertr.: Dr. Robert Boveri, Mannheim-Käfertal, Trageaufhängung in Nachspannfeldern von Kettenfahrleitungen elektrischer Bahnen. 5. VII. 26.
- Kl. 80 a, Gr. 10. P 50 183. Marc Perret, Paul Faraut u. Charles Beale, Nizza; Vertr.: O. F. Zoepke, Pat.-Anw., Berlin W 9. Hebelpresse zur Herstellung von durchlochenden Körpern aus Beton, Schlacke, Sand, Kies u. dgl. 3. IV. 25. Frankreich 9. IV. 24.
- Kl. 80 a, Gr. 14. M 84 769. Macnab Stratified Coal Ltd., London-Westminster; Vertr.: Dr. G. Lotterhos, Pat.-Anw., Frankfurt a. M. Stampfmaschine. 26. IV. 24.
- Kl. 80 a, Gr. 48. J 25 078. Carl Jung, Karlsruhe i. B., Waldstr. 8. Form zur Herstellung von Eisenbetonträgern beliebigen Querschnitts. 19. VIII. 24.
- Kl. 80 a, Gr. 48. R 64 729. Cesare Rognoni, Mailand, Ital.; Vertr.: Dipl.-Ing. W. Ziegler, Pat.-Anw., Berlin-Charlottenburg. Gußform zur Herstellung von Eisenbahnschwellen aus Eisenbeton. 30. VI. 25. Italien 9. VII. 24.
- Kl. 80 a, Gr. 56. N 25 069. Hans Nolze, Darmstadt, Rhönring 93. Form mit Deckeln und eingelegten Dichtungsblechen aus Metall zur Herstellung von dichten Betonhohlkörpern nach dem Schleuderverfahren. 3. X. 25.

- Kl. 80 b, Gr. 1. Z 16 223. Wilhelm O. Zimmermann, Stettin, Kaiser-Wilhelm-Str. 65. Beton. 30. VII. 26.
- Kl. 84 a, Gr. 3. E 32 806. Fa. Louis Eilers, Hannover-Herrenhausen. Antrieb für Eisklappen von Roll- oder Gleitschützen. 17. VII. 25.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 15 vom 14. April 1927.

- Kl. 4 c, Gr. 35. 443 801. Aktiengesellschaft vormals Skodawerke in Pilsen, Prag; Vertr.: Pat.-Anwälte O. Siedentopf u. Dipl.-Ing. G. Bertram, Berlin SW 68. Wasserloser Gasbehälter. 17. XII. 25. A 46 597. Tschechoslowakische Republik 9. X. 25.
- Kl. 5 c, Gr. 10. 443 682. Maschinenbau-Akt.-Ges. H. Flottmann & Comp., Herne i. W. Anschneiden zu raubender Grubenstempel. 30. X. 25. M 91 932.
- Kl. 20 i, Gr. 4. 443 695. Martin Eichelgrün & Co., Frankfurt a. M., Platz der Republik 58. Kletterweiche für Feldbahnfahrzeuge. 20. VII. 26. E 34 349.
- Kl. 20 i, Gr. 27. 443 581. Siemens & Halske Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Einrichtung zur Befehlsübermittlung mit Angabe der Befehlsfolge. 29. XI. 25. S 72 426.
- Kl. 37 b, Gr. 3. 443 762. Leonore Sackur, geb. Schwemann, Karlsruhe, Baden, Westendstr. 62. Knotenpunktausbildung eines Holzfachwerks. 25. XI. 24. S 67 780.
- Kl. 37 f, Gr. 7. 443 714. Alfons von Rossum, Frankfurt a. M.-Eschersheim, Rühlstr. 6. Behälter zur Aufbewahrung leicht entzündlicher Stoffe. 4. XI. 25. R 65 851.
- Kl. 80 a, Gr. 20. 443 728. Heinrich Schlegel, Königshütte, Poln.-O.-S.; Vertr.: J. Scheibner, Pat.-Anw., Gleiwitz. Walzverfahren zur Herstellung von Blöcken, insbes. aus Leichtbeton; Zus. z. Pat. 429 325. 10. V. 25. Sch 74 109.
- Kl. 80 a, Gr. 34. 443 845. Eugène Ligonnet, Paris; Vertr.: O. Siedentopf u. Dipl.-Ing. G. Bertram, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Verfahren, um mit Asphalt o. dgl. überzogene Rohre aus Zement, Beton o. dgl. miteinander zu verbinden. 18. XII. 24. L 61 967. Frankreich 21. X. 24.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

„Geräte und Maschinen des nordamerikanischen Landstraßenbaus.“ Von Prof. Dr.-Ing R. Woernle, Danzig. Bericht über eine Studienreise nach den Vereinigten Staaten von Nordamerika. Zementverlag G. m. b. H., Charlbg. 1926. Preis RM 2,80.

Mit reichem Bildmaterial werden in dieser Schrift die zahlreichen Maschinen und Geräte behandelt, die in den Vereinigten Staaten für die Zwecke des Straßenbaus in den letzten Jahren entstanden sind, und zwar die Maschinen zur Vorbereitung des Untergrundes und zur Ausführung der Erdarbeiten und darnach die Maschinen für den Betonstraßenbau, soweit sie sich im Großbetrieb bewährt haben. Die Maschinen für den bituminösen Straßenbau

werden im Anschluß daran kurz erwähnt, ohne daß diese Aufzählung Anspruch auf Vollständigkeit machen kann.

Durch den vorliegenden Bericht wird das allgemeine Urteil bestätigt, daß Deutschland auf dem Gebiet des Straßenbaus gegenüber Amerika, wenigstens soweit die Ausnutzung von Maschinen in Frage kommt, stark im Rückstand ist, und daß durch vollkommenere Ausgestaltung der Straßenbaumaschinen eine größere Wirtschaftlichkeit angestrebt werden muß, wenn es die großen Aufgaben auf diesem Gebiet lösen will.

Als wertvoller Beitrag hierzu kann diese Schrift allen Interessenten empfohlen werden. Prof. Geissler-Dresden.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Fernsprecher: Zentrum 152 07. — Postscheckkonto: Berlin Nr. 100 329.

Aus den Ortsgruppen:

Ortsgruppe Mannheim-Ludwigshafen.

Konstruktionsgrundlagen des Holzbaues.

Am Mittwoch, den 27. April, hielt Herr Dr.-Ing. Seitz der Karl Kübler A.-G. in Stuttgart einen durch Lichtbilder erläuterten Vortrag über die „Konstruktionsgrundlagen des Holzbaues“.

Der Vortragende ging von den Festigkeitseigenschaften des Holzes aus und zeigte, wie diese durch die verschiedensten Umstände beeinflußt werden. Insbesondere der Grad der Austrocknung des Holzes ist wesentlich, da gut trockenes Holz die doppelte bis dreifache Festigkeit von grünem aufweist. Die Widerstandsfähigkeit des Holzes gegenüber Zug, Druck und Biegung und die Unterschiedlichkeit des Verhaltens bei Kraftwirkung parallel und senkrecht zum Faserverlauf wurde eingehend geschildert, und den Bruchfestigkeiten jeweils die nach den baupolizeilichen Vorschriften zulässigen Spannungen gegenübergestellt. Interessant waren die Beobachtungen, die vor kurzem an 400jährigem Bauholz angestellt wurden und die den Nachweis erbracht haben, daß das Holz bei sachgemäßer Verwendung durch das Alter keine Beeinträchtigung seiner Festigkeit und Elastizität erfahren hat. Ferner wurden die Regeln für die Bemessung der Holzquerschnitte und die Gesichtspunkte für die Beurteilung der in neuerer

Zeit auf den Markt gekommenen Holzverbindungsmitel behandelt. Die theoretischen Betrachtungen wurden durch die Vorführung von Probekörpern, die bis zum Bruch belastet worden waren, ergänzt und die einschlägigen behördlichen Vorschriften, insbesondere die neuen Reichsbahnbestimmungen für Holztragwerke, angeführt.

Der Abend brachte einen interessanten Einblick in die gründliche wissenschaftliche Arbeit, die die deutsche Holzbauindustrie zu leisten hatte, um die Grundlagen für das ingenieurmäßige Bauen in Holz zu gewinnen, und zeigte insbesondere die von der Firma Kübler durchgeführten zahlreichen Versuche auf dem Gebiete der modernen Holzverbindungen. Ohne diese wissenschaftliche und experimentelle Arbeit wäre der rasche Fortschritt des Holzbaues in den letzten Jahrzehnten nicht denkbar gewesen. Engelman.

Neuzeitliche Hallenbauten.

Am 15. März 1927 hielt Herr Direktor Schmuckler von der Firma Brest & Co., Berlin, vor der Ortsgruppe Mannheim-Ludwigshafen der D. G. f. B. und einer Anzahl von Gästen einen Lichtbildervortrag über das obige Thema. Da der Vortrag wahrscheinlich demnächst im „Bauingenieur“ veröffentlicht wird, sehen wir von einer Besprechung des Vortrages ab und verweisen auf die kommende Veröffentlichung im „Bauingenieur“.

Ortsgruppe Brandenburg.

Bautechnische Bodenuntersuchungen als Vorbedingung zum rationalen Bauen.

Rutschungen und andere Erdbewegungen suchen unsere großen Erdbauten heim. Der Schaden, den sie bei Eisenbahnbauten, Kanalbauten usw. verursachen, beläuft sich jährlich auf etwa 1—2 Millionen Mark. Die Kenntnis über ihre Ursachen ist so gering, daß unsere Erdbauten jederzeit von gefährlichen Unglücksfällen betroffen werden können. Mit der Tatsache, daß ein Boden einen bestimmten Böschungswinkel verträgt, kommt man nach den in den letzten Jahren beim Bau des Mittellandkanals gemachten Erfahrungen nicht mehr aus. Es ist vollkommen unerklärlich, warum ein Lehm, der viele Meter hoch steht, plötzlich abfließt wie Wasser.

Herr Reichsbahnrat Backofen, Stettin, der am 26. April d. Js. im Ingenieurhause, Berlin NW 7, vor der Ortsgruppe Brandenburg der D. G. f. B. einen Vortrag über das obige Thema hielt, wies an einer großen Reihe von Beispielen, die er durch Lichtbilder veranschaulichte, die Unzulänglichkeit der alten Methoden nach und zeigte die Wege, die eine bautechnische Bodenkunde einzuschlagen hat. Wenn man vor plötzlichen Mehrkosten, Schwierigkeiten und Unfällen bei und nach der Bauausführung bewahrt sein will, muß man eine wissenschaftliche Untersuchung des Bodens vornehmen. In anderen Ländern haben große Unglücksfälle den Anlaß zu bautechnischen Bodenuntersuchungen gegeben, Besonders gründlich verfährt Schweden. Auf den schwedischen Bahnen ereignete sich im Jahre 1918 ein verhängnisvoller Dammsturz, der den Tod von vielen Menschen zur Folge hatte. Der in Frage kommende Eisenbahndamm führte an den Ufern eines Sees entlang, dessen Spiegel jährlich eine Schwankung von 2 m aufweist; der Damm bestand an der Einsturzstelle aus Ton und hatte gut gehalten. Trotzdem stürzte er plötzlich breitartig ins Wasser. Dieser und andere schwere Unglücksfälle hatten in Schweden die Gründung einer geotechnischen Studienkommission zur Folge. Ihre Untersuchungen und Angaben sind für die Bahnen bindend.

Bei exakten Bodenuntersuchungen ist es unbedingt erforderlich, die Bodenproben beim Bohren im gewachsenen Zustande an die Oberfläche zu bringen. Die Schweden untersuchen die Bodenproben zunächst in diesem Zustande auf ihre Festigkeit hin und dann im umgerührten Zustande. Aus den beiden Ergebnissen bilden sie einen Quotienten, nach welchem sie bestimmen, welche Beanspruchung dem Boden zugemutet werden kann. Diese Methode haben die Schweden mit Erfolg angewandt. Bei einem Damm, über dessen Standfestigkeit man sich nicht klar war, ergab die Untersuchung, daß er halten würde und man brauchte ihn nicht zu verlegen. Die Bodenuntersuchungen müssen reichlich angestellt werden, wenn man ein klares Bild von den Bodenverhältnissen gewinnen will. Bei Tunnelbauten muß man durch Tiefbohrungen und Schürfungen ein wirklich geologisches Bild zu erhalten suchen, damit man nicht ähnliche Erfahrungen machen muß, wie beim Bau des Schlüchterner Tunnels, wo toniges, wasserreiches Gebirge angefahren wurde, während man mit Buntsandstein gerechnet hatte. Nassen Strecken muß eine ganz besondere Aufmerksamkeit geschenkt werden. In der neuen Wissenschaft der Bodenkunde wird man sich mit den Reibungskräften im Boden befassen, die Reibungsziffer, das Alter, die Konsistenz und die Gleitflächen eines Bodens bestimmen. Hinzu kommt die statische Berechnung abgleitender Erdkörper und die Untersuchung der hydrostatischen und hydrodynamischen Verhältnisse im Boden. Mit der Bezeichnung der einzelnen Bodenarten muß man immer sehr vorsichtig sein. Denn Sand, der gewöhnlich sehr stabil ist, ist in Holland, wo 20—40 m starke diluviale Sandschichten vorhanden sind, plötzlich ins Wasser gestürzt.

Am wenigsten geklärt ist das Gebiet der Gleitflächen. Man weiß nicht, ob die Gleitfläche eine Trennungsfäche zwischen zwei Bodenarten ist, ob sie von ehemaligen Rutschungen herrührt, oder durch Absorption von Wasserlagen entstanden ist, ob sie als Scherfläche wirkt, ob sie geschmiert wird und was für eine Abhängigkeit zwischen Schmiermittel und gleitendem Körper besteht. Die Bilder von Rutschungen zeigen, daß die Gleitfläche sogar bogenförmig sein können und manchmal senkrecht stehen. Häufig senkt sich ein Gelände, bahnt sich ein Weg durch einen Schlauch und bewirkt weiter unten eine Aufquellung des Bodens.

Durch gründliche Bodenuntersuchungen lassen sich erhebliche Werte an Volksvermögen erhalten. Der Vortragende forderte daher, daß man auch in Deutschland geotechnische Bodenuntersuchungen vornimmt, ohne erst ein ähnliches Unglück erlebt zu haben, wie in Schweden. Eine Zentralstelle für bautechnische Bodenkunde würde die Abwicklung der Verträge erleichtern. Beim Abschluß von Verträgen entbrennen häufig endlose Streitigkeiten über die Bodenarten, da die Unternehmer die Mehrkosten infolge Rutschungen nicht auf sich nehmen wollen.

Herr Prof. Hoyer, Hannover, brachte als Korreferent weitere ergänzende Beispiele und Gesichtspunkte auf dem Gebiete der bautechnischen Bodenuntersuchungen. Dieselben dürfen durchaus nicht auf die lockeren Böden des Flachlandes beschränkt bleiben. An den festen Gesteinen des Mittelgebirges gehen durch die Verwitterung häufig gefährliche Veränderungen vor. Die Mächtigkeit der Verwitterungsböden beträgt etwa 10 m. Einen großen Teil unserer lockeren Böden hat das Eis geschaffen. Die Arbeiten in der Grundmoräne sind für den Bauingenieur außerordentlich schwierig; vor der Untersuchung

des Schuttmaterials muß er zurückschrecken. Geringe Beimengungen können einen großen Einfluß haben. Der Grafenberg bei Düsseldorf besteht aus Sand und hat 50 Jahre alte, fast senkrechte Böschungen. Ein geringer Gehalt an Eisen genügt, um den Sand so fest zu verkiten.

Man darf die bautechnische Bodenkunde nicht als ein völlig neues Gebiet betrachten. Beim Bau unserer Eisenbahnen und Kanäle hat man sich damit befaßt; aber die Ergebnisse sind jetzt nicht mehr zu verwenden. An die Stelle der früheren Handarbeit ist das Arbeiten mit dem Bagger getreten, der den Boden mit großer Gewalt aufreißt und die Böschungen viel mehr beansprucht. Dasselbe gilt von der Wirkung der heutigen Sprengarbeit auf das Nebengestein. Auch im Betriebe werden unsere Bauwerke ganz anders erschüttert. Die Vibrationen sind verzehnfacht; man denke an die Vorüberfahrt eines D-Zuges mit einer Geschwindigkeit von 100 km je Stunde.

In vielen Fällen kommt man bei der Bodenuntersuchung mit Bohrungen nicht aus und muß schürfen. Bei Wasserkraftbauten ist mit Hilfe eines Stollens das Gebirge sehr gut aufzuschließen. Eine wirkliche Kenntnis des Materials kann man bei den einfachen Bohrungen infolge der Zerstörung nicht erhalten. Die Italiener haben daher die Kosten nicht gescheut, um Kernbohrungen vorzunehmen, bei denen man eine wirkliche Kenntnis nicht nur über die Schichtenfolge, sondern auch über das Einfallen der Schichten gewinnen kann. Die Bedeutung solcher Aufschlüsse zeigte sich beim Bau des Simplontunnels. Vorher hatte man eingehende geologische Karten hergestellt; aber beim Bau stellte sich heraus, daß man es nicht mit einem Sattel, sondern mit einer Mulde zu tun hatte, wodurch große Schwierigkeiten verursacht wurden. Die Bodenuntersuchungen müssen schon beim Trassieren vorgenommen werden, wenn man vor plötzlichen großen Schwierigkeiten bei der Bauausführung bewahrt bleiben will.

Etwa 60—70% der Rutschungen sind auf das Aktivwerden von Rutschflächen zurückzuführen. Viele Rutschflächen sind bei der Ablagerung dadurch entstanden, daß die Wassergeschwindigkeit plötzlich eine geringere wurde und sich infolgedessen feinere Tonsorten abgelagerten und eine Gleitfläche durch Ablagerung schlüpfrigen Materials bildeten. Diese Gleitflächen werden beim Ausschachten sehr gefährlich. Eine große Zahl von Rutschflächen entsteht im festen Gebirge, indem sich das Wasser einen Weg schafft und das Gleichgewicht stört.

In der anschließenden Aussprache wies Herr Prof. Krey darauf hin, daß die Wasserbauverwaltung das Bedürfnis nach bautechnischen Erduntersuchungen bereits anerkannt hat und im Begriff ist, in der Wasserbauversuchsanstalt eine eigene Abteilung für den Erdbau zu schaffen. Auf dem Gebiete des Erdbaus wird noch immer viel mit Koeffizienten gearbeitet, was in der Wissenschaft immer ein Beweis dafür ist, daß man sich über die tatsächlichen Vorgänge nicht klar ist. Das Ziel unserer Forschungen muß eine richtige Erdbaumechanik sein. Zum Teilquellen die Bodenarten von unten auf. Im Buche des Schweden Filehnus sind krumme Gleitflächen beschrieben. Deshalb ist es angebracht, die Untersuchungen in genügend Ausdehnung vorzunehmen. Bei der Bodenuntersuchung muß man die verschiedenen Zwecke berücksichtigen, je nachdem ein Boden als Schüttungs-, Füllungs- oder Dichtungsboden verwendet werden soll. Zwischen rutschenden und fließenden Bodenarten sind scharfe Unterschiede zu machen; eine Bodenart setzt manchmal dem Abschieben großen Widerstand entgegen, hält dagegen das Wasser so fest, daß sie sehr leicht abfließt.

Dr.-Ing. E. h. Mast, Berlin, begrüßte es, daß für das schwierige Gebiet der Fundierungen, das bisher allein von privater Seite bearbeitet wurde, nunmehr eine öffentliche Untersuchungsstelle bereit sein wird. Bei Streitigkeiten hat es bis jetzt immer an einer neutralen Stelle gefehlt. Auf Grund von Bodenbewertungen durch einen Bohrmeister werden die kühnsten Bauwerke ausgeführt. Herr Mast empfahl die Gründung eines neutralen Schlichtungsausschusses, in dem paritätisch eine staatliche, eine wissenschaftliche und eine Unternehmerstelle vertreten sind, und schlug vor, zunächst einen Studienausschuß zu bilden.

Über die Mitarbeit der Geologen bei den Bodenuntersuchungen sprach Herr Prof. Dr. Koehne, Berlin. Die Geologie ist eine noch junge Wissenschaft. Für die Bodenarten gibt es noch keine einheitliche Nomenklatur, da Landwirtschaft, Bauwesen, Bergbau usw. noch ihre alten Benennungen gebrauchen, die immer auf das jeweilige Sondergebiet zugeschnitten sind. Große Erd- und Tunnelbauten erfordern eine gründliche Kenntnis der Geologie und machen eine Zusammenarbeit zwischen Bauingenieur und Geologen notwendig.

Der Umbau der Bahnanlagen westlich von Charlottenburg.

Im Herbst des Jahres 1928 soll die Elektrisierung der Berliner Stadtbahn durchgeführt sein. Die Leistungsfähigkeit der beiden Stadtbahngleise wird dann von augenblicklich 24 Zügen je Stunde auf 36—40 Züge/Std. in jeder Richtung erhöht. Das Ausnutzen dieser größeren Leistungsfähigkeit würde durch die augenblicklich vorhandenen Mängel an den Bahnanlagen von Charlottenburg sehr in Frage gestellt werden.

Durch großzügige Um- und Neubauten sollen die nachstehenden hauptsächlichsten Mängel beseitigt werden: Der Vorortverkehr Charlottenburg—Spandau hat auf der Strecke Charlottenburg—Heerstraße keine besonderen Vorortgleise, so daß er durch den dichten Fernverkehr auf dieser Strecke sehr eingeschränkt wird. Für das

reisende Publikum ist das Umsteigen in Charlottenburg von den Fern- zu den Stadtbahnsteigen unbequem. Die fehlende Umsteigemöglichkeit vom Ring zur Stadtbahnstrecke nach Grunewald bringt für die Reisenden einen großen Zeitverlust mit sich. Für den Betrieb bedeuten im Vorortverkehr die Kreuzung des Gleises von Charlottenburg nach Halensee mit dem Gleise von Grunewald in Schienenhöhe und im Fernverkehr die Kreuzung des Gleises von Charlottenburg nach Güsten mit dem Gleis von Spandau in Schienenhöhe stetige Gefahrenquellen und damit eine Leistungsverminderung der Bahnhofsanlagen.

An der Kreuzungsstelle der Stadtbahn mit der Ringbahn wird ein Umsteigebahnhof gebaut. Zwischen dem oberliegenden Ringbahnsteig und den unterliegenden Stadtbahnsteigen sollen womöglich Rolltreppen eingebaut werden. Die Vorortstrecke nach Spandau erhält jetzt auch in dem Abschnitt bis Heerstraße besondere Gleise, die westlich von der Fernstrecke nach Spandau im Einschnitt durch den früheren Exerzierplatz bei Eichkamp geführt werden, unter der Avusbahn, der bekannten Automobilübungsstraße, durchgeführt und dann mit den Stadtbahngleisen von Grunewald zusammen in den Bahnhof Charlottenburg einmünden. Die Ferngleise nach Spandau werden mit in den genannten Einschnitt gelegt, da die Stadt Berlin gegen die jeweilige Unterbrechung des von ihr für die Weltausstellung vorgesehenen Geländes Einspruch erhob. Durch die Verlegung der Ferngleise nach Spandau ist es möglich, sie bei Eichkamp mit den Gleisen der Fernstrecke nach Güsten im Richtungsbetrieb zu vereinigen und so die Kreuzung in Schienenhöhe im Bahnhof Charlottenburg zu beseitigen.

Am Dienstag, den 17. Mai d. Js., besichtigte die Ortsgruppe Brandenburg der D. G. f. B. unter Führung von Herrn Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. Jänecke, Herrn Reichsbahnbaurat Fröhlich und Herrn Obering. Möhle von der Firma Habermann & Guckes-Liebold A.-G., die liebenswürdigerweise die nötigen Erläuterungen gaben, die Neubaustrecke von Heerstraße bis zur Stelle des früheren Bahnhofes Eichkamp. Diese Strecke liegt durchweg im tiefen Einschnitt; ein Massenausgleich ist daher nicht möglich; es sind 400 000 cbm Boden zu bewegen; sie werden auf einen großen Berg geschüttet, der mit seiner Höhe von 80 m den bisher höchsten Berg Berlins, den Kreuzberg, um 15 m überragen wird. Die Vorarbeiten bei der Erdarbeit leistet ein 2 cbm-Löffelbagger. Der Eimerkettenbagger fördert täglich 2500 cbm Boden und wird nach Fertigstellung der Spandauer Strecke an der Baustelle des Umsteigebahnhofes verwandt. Zwischen den Bahnhöfen Heerstraße und Eichkamp liegt die Überwerfung der Ferngleise von der östlichen auf die westliche Seite der Vorortgleise. Die Überwerfungsbauwerke führt die Reichsbahn meistens als Betonwerke mit Trägerdecken aus, da infolge der spitzen Überschneidungswinkel eiserne Brücken gewöhnlich sehr große Stützweiten erhalten. Unter den Eisenbauwerken befindet sich eine Brücke von 59 m Spannweite. An der Unterführung der Neubaustrecke unter der Avus wurden die Teilnehmer durch einen Imbiß erfrischt. Nach dieser Stärkung wurden noch die Bauwerke für die Überführung der Spandauer Gleise über die Stadtbahn und Ferngleise besichtigt. Da es sich hier durchweg um Umbauten während des Betriebes handelt, liegen hier die besonderen Schwierigkeiten der Bauausführung.

Mitteilungen der Geschäftsstelle.

Studienausschuß für bautechnische Bodenuntersuchungen.

Gemäß einer Anregung des Herrn Dr.-Ing. E. h. Mast, Berlin, nach den oben wiedergegebenen Vorträgen von Reichsbahnrat Backofen und Prof. Hoyer über „Bautechnische Bodenuntersuchungen als Vorbedingung zum wirtschaftlichen Bauen“ wurde beschlossen, bei der D. G. f. B. einen Studienausschuß zur Weiterverfolgung der Frage ins Leben zu rufen. Der Ausschuß hat am 10. Mai d. Js. im Ingenieurhaus getagt und beschlossen, welche weiteren Schritte zu unternehmen sind, um möglichst bald die Aufmerksamkeit der Bauingenieure allgemein auf das Gebiet zu lenken und zu praktischen Zielen zu gelangen.

Literaturkartei.

Es wird oft als besonders schön am Bauingenieurberuf empfunden, daß er den praktisch tätigen Bauingenieur vor immer wechselnde Aufgaben stellt. Oft sieht sich der Bauingenieur zu neuartigen Konstruktionen und Bauausführungen gezwungen. Veröffentlichungen über etwa gleichartige Konstruktionen und Ausführungen können ihm dabei wertvolle Dienste leisten. Kenntnis über das Vorhandensein solcher Veröffentlichungen in Büchern oder Zeitschriften sollen dem Ingenieur z. B. die Zeitschriftenschauen geben, die verschiedenen Zeitschriften des Bauingenieurwesens beiliegen. Wenn man wirklichen Nutzen von diesen Zeitschriftenschauen haben will, muß man sie systematisch sammeln, was einen erheblichen Arbeits- und Zeitaufwand erfordert.

Um ihren Mitgliedern diese zeitraubende Arbeit abzunehmen und das langwierige Nachforschen nach Veröffentlichungen zu ersparen, entschloß sich die D. G. f. B. im Jahre 1925, in ihrer Geschäftsstelle eine ausführliche Literaturkartei für das gesamte Bauingenieurwesen zu führen, mit deren Hilfe den Mitgliedern der Gesellschaft beim Aufsuchen von Veröffentlichungen auf einem bestimmten Gebiete schnell und kostenlos Auskunft erteilt werden kann.

Zu diesem Zwecke werden in der Geschäftsstelle verschiedene Zeitschriftenschauen und Literaturübersichten für das gesamte Bauingenieurwesen aus den in Betracht kommenden führenden Zeit-

schriften gesammelt, auf Karten geklebt (Dinformat A 6) und systematisch in eine Kartei eingeordnet. Der umfangreiche Stoff ist in folgenden Gebieten zusammengefaßt, innerhalb welcher er wiederum nach Stichworten alphabetisch geordnet ist:

- I. Allgemeines, Verordnungen und Bestimmungen, Personalien.
- II. Baumaschinen und Förderanlagen.
- III. Baustoffe, Baustoffkunde und Bauweisen.
- IV. Bauunfälle.
- V. Bergbau und Hüttenwesen ausschließlich Tunnelbau in ihrer Anwendung auf das Bauingenieurwesen und umgekehrt.
- VI. Beton- und Eisenbetonbau.
- VII. Brückenbau und Brückenmontage.
- VIII. Eisenbahnbau und -betrieb sowie Tunnelbau.
- IX. Eisenbau.
- X. Erd- und Straßenbau, Stütz- und Futtermauern, Straßenunterhaltung und -reinigung.
- XI. Grundbau.
- XII. Industrie-, Geschäfts- und ähnliche Hochbauten, Siedlungs- und Wohnungsbauten.
- XIII. Holzbau.
- XIV. Kostenberechnung und Veranschlagungen.
- XV. Baubetrieb.
- XVI. Siedlungswesen und Städtebau.
- XVII. Städtischer Tiefbau.
- XVIII. Statik, Festigkeitslehre, Dynamik, theoretische Hydraulik, Mechanik und Mathematik.
- XIX. Verkehrswesen.
- XX. Wasserbau, Fluß- und Hafenbau.
- XXI. Wirtschafts- und Rechtsfragen.
- XXII. Kunst im Ingenieurwesen. Vereinsangelegenheiten.

Das Einordnen der vielen Karten — es handelt sich jetzt schon etwa um achttausend — stellt eine sehr zeitraubende Arbeit dar, da es für das Führen einer Fachkartei kein schematisches System gibt. Um Veröffentlichungen über eine bestimmte Frage auch nur einigermaßen schnell in der Kartei auffinden zu können, ist es notwendig, die Aufsätze nach Stichworten einzuordnen; denn es gibt Gebiete, wie Eisenbahnbau und Wasserbau, die in der Literaturkartei über 1000 Karten umfassen. Der Inhalt der meisten Aufsätze fällt aber gewöhnlich unter mehrere Stichworte eines Gebietes und berührt oft noch verschiedene andere der oben genannten Gebiete.

Die Literaturanfragen laufen in der Geschäftsstelle ziemlich regelmäßig ein. Im Jahre 1926 und 1927 ist durchschnittlich jede Woche eine schriftliche Anfrage beantwortet worden. Ob diese Inanspruchnahme der Kartei als genügend bezeichnet werden kann, läßt sich schwer entscheiden; jedenfalls steht sie in gar keinem Verhältnis zu der für das Einordnen verwandten Zeit und Mühe. Manche Fragen sind wenig geklärt und in den Zeitschriften des Bauingenieurwesens kaum behandelt worden, z. B. Pilzdecken unter Eisenbahngleisen (Verkehrslast), Windbelastung zweischiffiger Hallen, Schiffshobwerk auf schiefer Ebene, Rubberzement, Größe des Elastizitätsmoduls (Bettungsziffer) für verschiedene Bodenarten, Kriegsbrücken, Betonbewehrung mit hochwertigem Eisen usw. Ganz allgemein gehaltene Anfragen, wie z. B. nach Literatur über Tunnelbau, Grundbau usw., würden die Geschäftsstelle zwingen, große Listen zusammenzustellen; das ginge über die Absicht, die mit der Literaturkartei verfolgt wird, hinaus. Es soll Literatur über besondere Fragen des Bauingenieurs nachgewiesen werden. Soweit die Geschäftsstelle dazu an Hand der Kartei nicht in der Lage war, hat sie sich in der Regel bemüht, die notwendige Auskunft von berufener Seite zu erhalten.

Entsprechende Anfragen sind unter Beifügung des Rückports aus der Geschäftsstelle der D. G. f. B., Berlin NW 7, Ingenieurhaus, zu richten.

Die Verbreitung der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen außerhalb des Deutschen Reiches und des Freistaates Danzig.

Für viele deutsche Bauingenieure, die fern vom Heimatlande ihren Beruf ausüben, stellt die Mitgliedschaft zur D. G. f. B. ein wichtiges Band zur Verbindung mit der Arbeit und dem Schicksal ihres Mutterlandes dar. Die Veröffentlichungen der Gesellschaft und der Briefwechsel der Geschäftsstelle erreichen eine große Reihe von deutschen Bauingenieuren in folgenden Städten der ganzen Welt: Athen, Außig (Böhmen), Barcelona, Brasow (Rumänien), Bregenz (Oberösterreich), Brod a. d. Save (Jugoslawien), Brünn, Cloulara (Irland), Konstantinopel, Frankenburg (Station Redl Zipf, Oberösterreich), Kattowitz (O.-S.), Kowno (Litauen), Killaloe (Irland), Kischineff (Rumänien), Lemberg (Polen), Leningrad (Rußland), Libusza (Polen), Limerick (Irland), Madrid, Paris, Portumna (Irland), Resita (Rumänien), Richmond (England), Riga (Lettland), Sofia, Wien, Zürich, Mediasch (Siebenbürgen), Alexandria, Angora (Türkei), Baku (Rußland), Bronx (New York, U. S. A.), Brooklyn-Ridgewood (N.-Y., U. S. A.), Buenos-Aires (Argentinien), Chicago (Ill., U. S. A.), Cleveland (Ohio, U. S. A.), Concepcion del Uruguay, Entre Rios (Argentinien), Habana-Cuba, Haifa (Palästina), Herat (Afghanistan), Honkong (China), Jackson (Michigan, U. S. A.), Kabul (Afghanistan), Maracaibo (Venezuela), Mexiko-City (Mexiko), New York, Newark (N. Y., U. S. A.), Philadelphia, Pottstown (Phil., U. S. A.), Santa Maria (Guatemala), Tiflis (Transkaukasien), Wissahickon-Philadelphia (U. S. A.), Woosung (China.)