

DONAUBRÜCKE BEI ZWIEFÄLTENDORF (WRTTBG.).

Von Reg.-Baumeister a. D. Meisenhelder, Frankfurt a. M.

Die im Zuge der Nachbarschaftsstraße Zwiefältendorf-Datthausen (Wrttbg.) gelegene hölzerne Donaubrücke beim Orte Zwiefältendorf ist im November 1925 eingestürzt und mußte durch eine neue Brücke ersetzt werden. Letztere wurde in der Zeit von Anfang November 1925 bis Ende September v. J. von der Ways & Freytag A.-G., Niederlassung Stuttgart, nach den Plänen der würtbg. Ministerialabteilung für den Straßen- und Wasserbau in Eisenbeton ausgeführt.

Das Tragwerk der Brücke besteht aus einem Dreiglenkbogen von 50 m Stützweite und einem Pfeil der Achse von 4,45 m. Das Pfeilverhältnis von

$$f = \frac{4,45}{50}$$

ist etwas kleiner als $\frac{1}{11}$. Da das Längenprofil der Straße von der Brückenmitte nach beiden Seiten gleichmäßig mit $2\frac{1}{2}\%$ fällt und beide Neigungen in der Mitte durch einen Bogen von

400 m Radius ausgeglichen sind, so ergab sich die Lage der Kämpfer auf der Horizontalen und eine zum Scheitel vollständig symmetrische Ausbildung der Brücke. Das Gewölbe erhielt eine Breite von 4,40 m. Die Gesamtfahrbahn im Lichten zwischen den massiven Brüstungen beträgt 6,80 m, wovon 4,40 m auf die eigentliche Fahrbahn und je 1,20 m auf die Gehwege entfallen. Es sind also die beiden Gehwege auf ihre ganze Breite ausgekragt. Die Auskragung hat plattenförmige Gestalt mit einer Stärke von 25 cm an der Einspannstelle und 12 cm an den Enden. Die Fahrbahnkonstruktion besteht aus einer Eisenbetonplatte von 20 cm Stärke in der Mitte und 15 cm am Rande, die zwischen den der Länge nach angeordneten Hauptträgern mit einem durchschnittlichen Abstand von 1,39 m von Achse zu Achse gespannt ist. Die Hauptträger ihrerseits sind wieder in Abständen von durchschnittlich 3,90 m durch Eisenbetonsäulen von 25/30 cm Querschnitt auf das Gewölbe abgestützt. Über den Pfeilern sind versteifende Querrippen von 25/50 bzw. 25/40 cm angeordnet. Der aufgelöste Überbau ist an der Stirn nicht geschlossen, wie aus der die Gesamtansicht darstellenden photographischen Aufnahme, Abb. 15, hervorgeht. Die konstruktiven Einzelheiten, zu denen Besonderes nicht zu bemerken ist, sind aus den beigefügten Abbildungen 2 bis 4 ersichtlich.

Berechnung. Die Berechnung des Gewölbes und des Überbaues erfolgte nach den amtlichen Bestimmungen vom

September 1925. Als Verkehrslast wurde eine Dampfwalze (Dreiradwalze von 16 t Dienstgewicht) zu Grunde gelegt, wovon 10 t auf die Hinterräder und 6 t auf das Vorderrad entfallen. Die Dimensionierung des Gewölbes erfolgte so, daß im un-

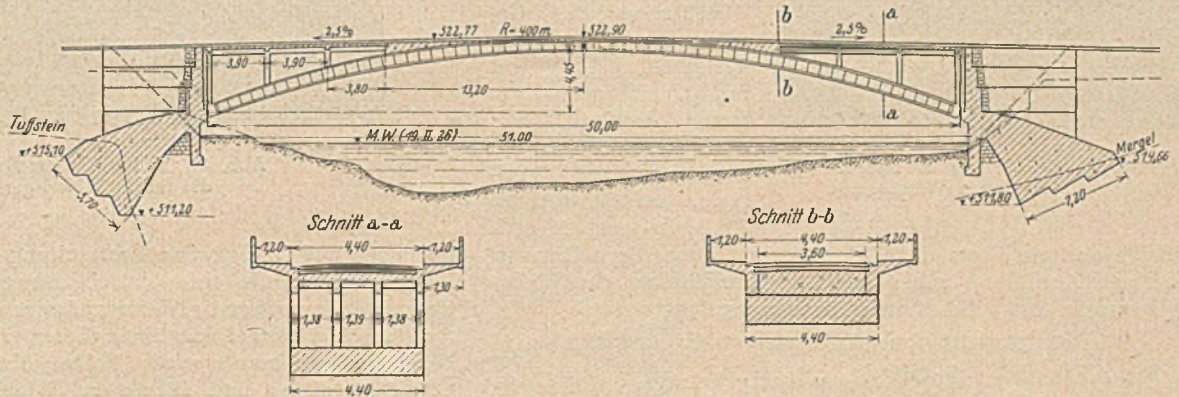


Abb. 1. Projektzeichnung.

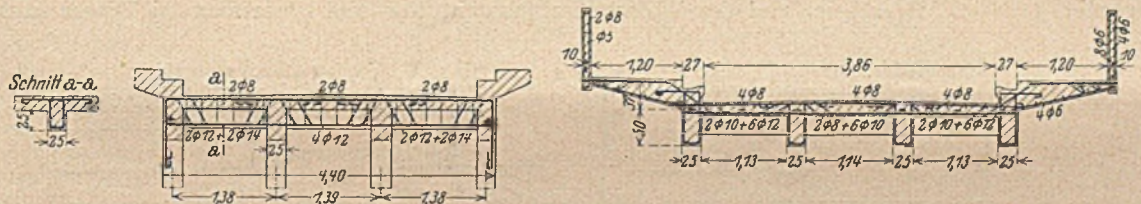


Abb. 2. Bewehrung der Querträger und der Fahrbahnplatte.

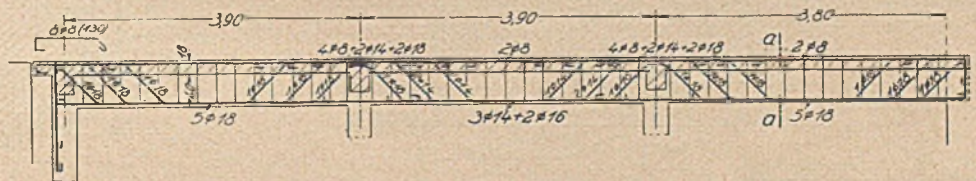


Abb. 3. Bewehrung der Mittellängsträger.

günstigen Belastungsfall Zugspannungen ausgeschlossen sind und außerdem die Maximal-Druckspannungen an beiden Gewölberändern gleich groß und ungefähr = 50 kg/qcm werden.

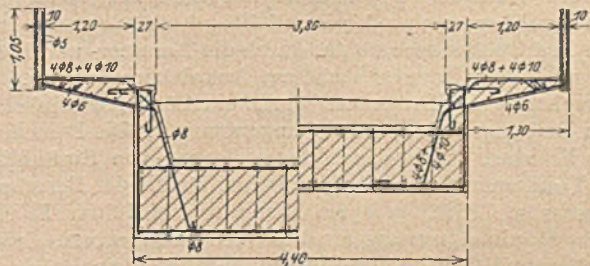


Abb. 4. Gehwegauskragung aus dem Gewölbe.

Es wurden dazu die Formeln verwendet, die Prof.-Dr. Ing. Mörsch in dem Abschnitt über die gewölbten Brücken im Betonkalender 1925 veröffentlicht hat.



Abb. 5. Aushöhlung im Tuffstein (Baugrube des linken Widerlagers).

Rechnungsmäßig ist eine Armierung der Gewölbebogen nicht erforderlich. Es wurde aber trotzdem aus Sicherheitsgründen eine solche einglegt und zwar oben und unten je 12 \varnothing 18 auf die ganze Gewölbbeite. Die Gewölbebogen erhielten eine Stärke von 0,70 m am Scheitel, 0,75 m am Kämpfer und 0,98 m an der Bruchfuge.

Widerlager. Die Abstützung des Gewölbes sollte mittels verloreener Widerlager auf tragfähigem Baugrund erfolgen und zwar auf der linken Flußseite auf Tuffstein, auf der rechten Flußseite auf Mergel.

Die projektierte Form der Widerlager im bauseitigen Entwurf geht aus Abbildung 1 hervor. Die Berechnung der Widerlager wurde für 3 Belastungsfälle durchgeführt:

1. Eigengewicht ohne Auftrieb und Erddruck,
2. „ mit „ „ „
3. für Verkehrslast.

Der Auftrieb wurde in voller Höhe für den unter Hochwasser liegenden Teil des Widerlagers und der Widerlageraufbauten

Nach den bei der Ausführung angetroffenen Untergrundverhältnissen erwies sich eine Änderung der beiden Fundamente als notwendig. Der Bau wurde mit dem Aushub des rechten Widerlagers in offener Baugrube begonnen. Auf der Flußseite



Abb. 6. Teilansicht der Baugrube des linken Widerlagers.

und noch auf eine gewisse Erstreckung an den anschließenden Längsseiten wurde eine Umschließung der Baugrube durch Spundwände notwendig. Man traf zwar den durch Probegruben festgestellten Mergel vor, allein dieser erwies sich nicht von der Festigkeit, wie man erwartet hatte. Man ging deshalb mit der Gründung tiefer und führte das Widerlager als rechteckigen Klotz mit senkrechter Rückwand aus. Der Beton wurde erdfeucht eingebracht und pneumatisch gestampft, sodaß ein festes An- und Einpressen des Betons an den Seitenwänden und ins-

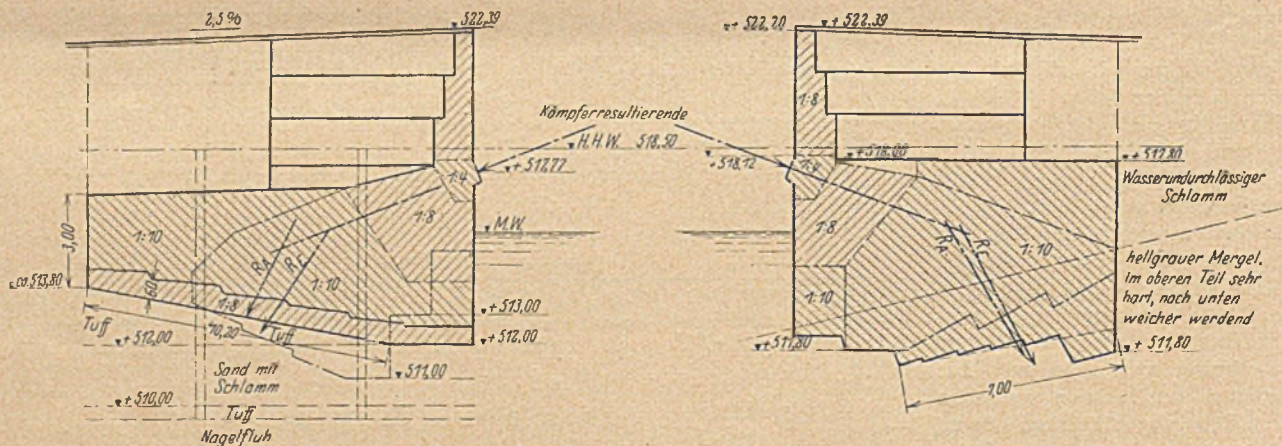


Abb. 7. Ausgeführte Widerlager (die Umrisse der Widerlager nach dem Entwurf sind eingezeichnet).

angenommen. Der Erddruck wurde nicht an der Kammermauer der Kämpferfuge wirkend angenommen, sondern an der hinteren Begrenzung der Parallelfügel, da anzunehmen ist, daß der Erddruck innerhalb des durch die Kammer- und Flügelmauer gebildeten Raumes nicht zur Auswirkung kommt. Für die Berechnung des Erddrucks wurde ein Böschungswinkel von 40° , ein Reibungswinkel von 15° angenommen. Die Berechnung für die Nutzlast wurde durch Aufzeichnung von Einflußlinien für die Fundamentfuge und Auswertung für die der Berechnung des Bogens zu Grunde gelegten Lasten durchgeführt. Es ergab sich eine Maximalpressung am linken Widerlager von 4,78 kg/qcm außen und 6,73 kg/qcm innen, am rechten eine solche von 4,95 kg/qcm außen und 2,32 kg/qcm innen. Die Widerlagerfuge selbst wurde annähernd senkrecht zur Resultierenden aus Eigengewicht und Verkehrslast angenommen. Bei Hinzukommen des Erddruckes und Auftriebes wird die Resultante etwas geneigter ihrer Größe nach aber geringer.

besondere in der Rückwand erreicht wurde. Als zusätzliche Sicherheit zu der berechneten konnte man dann vor allen Dingen den passiven Erddruck an der Rückseite des Fundamentes annehmen, wie auch die Reibung des Fundamentes an sämtlichen Wänden.

Größer waren die Änderungen, die sich bei der Ausführung des linken Widerlagers als notwendig erwiesen. Auch hier wurde wie beim rechten Widerlager in offener Baugrube mit teilweiser Umschließung durch Spundwände ausgeschachtet. Man traf auch hier den Tuffstein, der durch Probegruben und Probegrubungen vorher festgestellt worden war, an, derselbe wies aber gerade an der Rückwand des Widerlagers eine Aushöhlung auf, in der bequem 3 Mann stehend Platz finden konnten. Auf der Abb. 5 ist diese Höhle sichtbar, während sie auf Abb. 6 am linken Rande des Bildes teilweise zu erkennen ist. Der Tuffstein mußte zwar gesprengt werden, war aber im übrigen teilweise und gerade im vorderen Teil nicht von der voraus-

gesetzten Kompaktheit. Als man auf der ungefähren Baugrund-
sohle angekommen war, wurden Probelöcher geteuft, um die
darunter liegenden Schichten festzustellen. Es zeigte sich hier-
bei, daß der Bohrer ganz plötzlich und ohne größeren Wider-
stand $1\frac{1}{2}$ m tief einsank, weil in der Tiefe unter dem Tuffstein
eine Schicht von rd. 2 m Mächtigkeit aus Sand und Schlamm

die Einrammung von Pfählen unmöglich und auch überflüssig
wurde. Die Pfähle im vorderen Teil sollten in der Richtung
der Resultierenden gerammt werden. Mit Rücksicht auf die
Enge der Baugrube war es jedoch nur möglich, senkrechte
Pfähle zu schlagen. Die Rammung erfolgte mittels eines Frei-
fallbärs von 400 kg und zwar so tief, bis bei der letzten Hitze

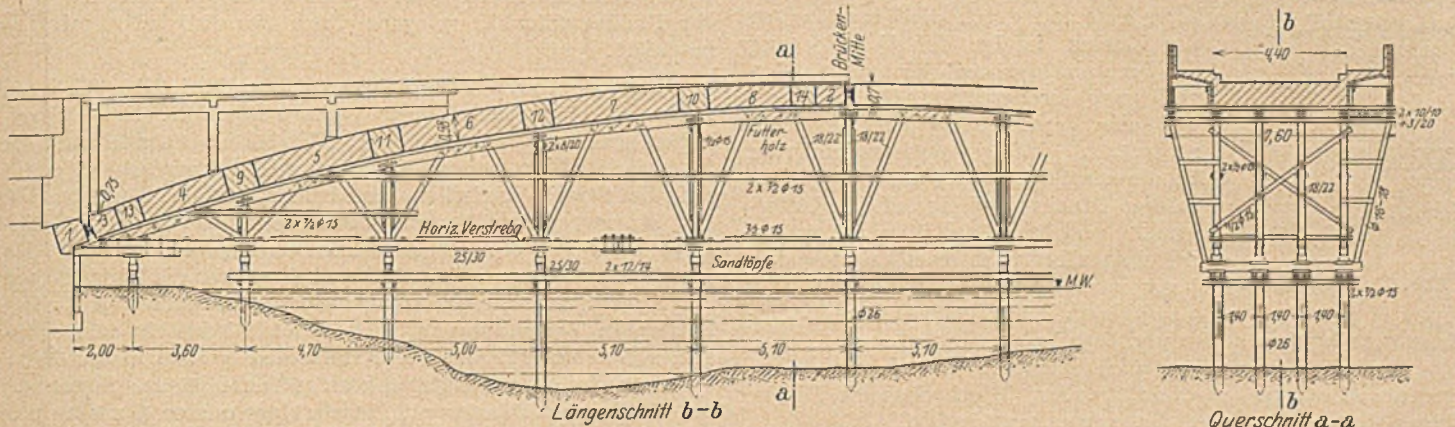


Abb. 8. Lehrgerüst.

vermischt vorkam, auf die nach
unten wieder eine dünne Tuffstein-
bank und darunter eine sehr feste
und tragfähige Nagelfluhschicht auf
der Kote 509.5 folgte.

Auf Grund der erfolgten ge-
nauen Festlegung des Untergrundes
wurde zunächst geplant, das Wider-
lager um rd. $2\frac{1}{2}$ m tiefer auf der
vorgefundenen festen Tuffsteinbank
zu gründen. Die Ausführung dieses
Planes wurde jedoch unmöglich, da
bei der Tieferlegung der Fundament-
sohle der Wasserandrang so stark
wurde, daß auch durch das Einsetzen
einer weiteren Pumpe der Wasser-
spiegel nur um ein geringes ab-
gesenkt werden konnte. Durch Beob-
achtung wurde festgestellt, daß die
angeschnittenen Wasseradern nicht
mit der Donau in Verbindung stehen,
sondern den Abfluß des im Aachtal
angesammelten Grundwassers dar-
stellen. Daß es sich um auf weitere
Gebiete sich erstreckende Wasser-
adern handelte, geht auch daraus
hervor, daß beim Abpumpen des
Wassers in den $\frac{3}{4}$ Stunden ent-
fernten Tuffsteinbrüchen das dort in
Pfüzen angesammelte Wasser plötz-
lich abnahm. Die Sicherung des
Widerlagers erfolgte daher durch
Pfähle sowie durch eine Verlängerung
des Widerlagers um 3,50 m. Für die
Pfahlgründung hatte die Firma Wayss
& Freytag A.G. die Anordnung eines
auf der Nagelfluhschicht aufgesetzten,
regelrechten Eisenbeton-Pfahlsystems
mit Zug- und Druckpfählen (Bohr-
pfähle) vorgeschlagen. Mit Rücksicht
auf die damit verbundenen erheblichen Kosten entschied sich
die Bauverwaltung für die Anwendung von Holzpfehlen. Es
wurden im Ganzen 63 Stück Holzpfehlen mit einem Mindest-
durchmesser von 30 cm und einer durchschnittlichen Länge von
4—5 m eingerammt und zwar hauptsächlich in dem vorderen,
tiefer liegenden Teile des Fundamentes, während in dem hinteren
verlängerten Teil der Tuffstein so geschlossen und fest war, daß

von 10 Schlägen und 3 m Fallhöhe keine größere Ein-
dringungstiefe als 3 cm entstand. Das Aufsitzen der Pfehlen
auf der Nagelfluhschicht konnte unschwer festgestellt
werden. Sobald diese Tiefe erreicht war, übertrugen sich
die Erschütterungen infolge des Rammens auf das in der
Nähe gelegene Schloß und auf das Lehrgerüst in deutlich
bemerkbarer Weise.

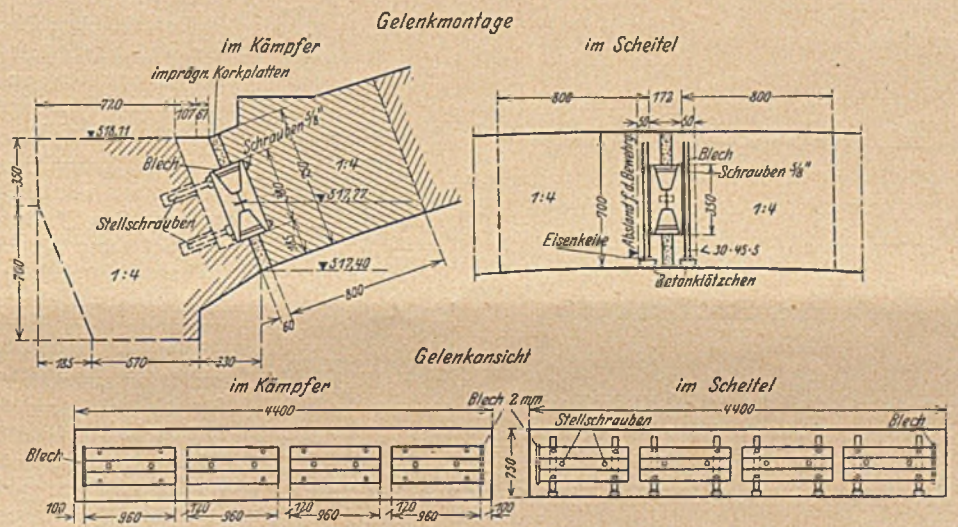


Abb. 9. Gelenke.

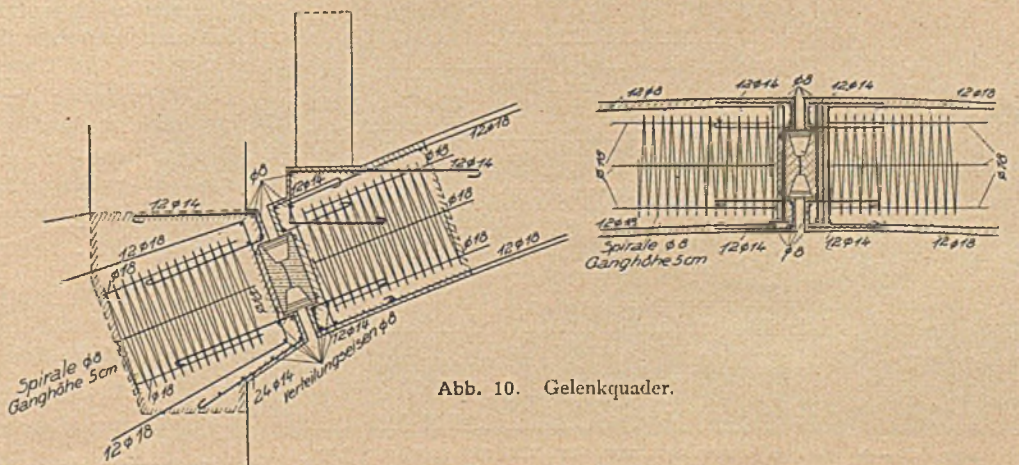


Abb. 10. Gelenkquader.

Um eine gleichmäßige Druckverteilung auf die Pfähle und ein Verspannen der Pfahlköpfe zu erreichen, wurden die letzteren durch eine 60cm starke, auf die ganze Fundamentfläche sich erstreckende Eisenbetonplatte miteinander verbunden.

Die bei dem Projekt erreichten Pressungen auf den Untergrund erfuhren natürlich durch die Abänderung der Fundamente eine Änderung. Beim linken Widerlager entstand durch die Vergrößerung der Massen infolge der Verlängerung des Fundamentes nach hinten eine Vergrößerung der Resultierenden um 300 t und eine Verschiebung derselben nach rückwärts. Infolge der vergrößerten Fundamentfläche wurde aber eine gleichmäßige Druckverteilung auf den Untergrund erzielt. Die Maximalkantendrücken betragen beim linken Widerlager noch 2,92 kg/qcm außen und 3,16 kg/qcm innen, beim rechten Widerlager 7,10 kg/qcm außen und 6,46 kg/qcm innen.

Die Abbildung 7 zeigt die Widerlager, wie sie projektiert waren und wie sie ausgeführt wurden, jedoch ohne die Pfähle, ferner die angetroffenen Untergrundverhältnisse.

Daß die Widerlager in Schichten möglichst senkrecht zu der Resultierenden betoniert wurden, ist selbstverständlich.

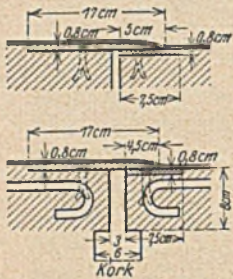


Abb. 11. Schleifbleche.

Die Abbildung 7 zeigt die Widerlager, wie sie projektiert waren und wie sie ausgeführt wurden, jedoch ohne die Pfähle, ferner die angetroffenen Untergrundverhältnisse.

Daß die Widerlager in Schichten möglichst senkrecht zu der Resultierenden betoniert wurden, ist selbstverständlich.

Daß die Widerlager in Schichten möglichst senkrecht zu der Resultierenden betoniert wurden, ist selbstverständlich.

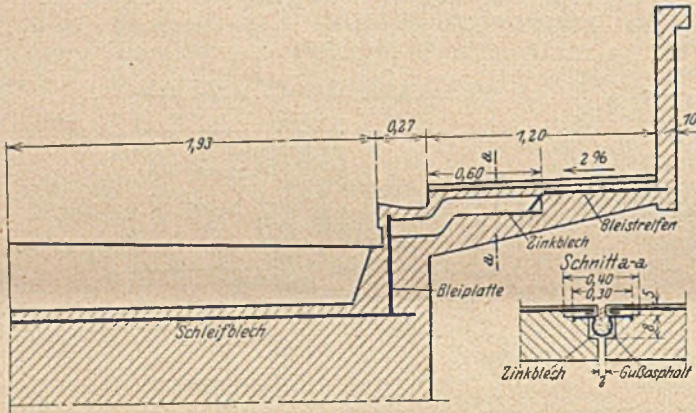
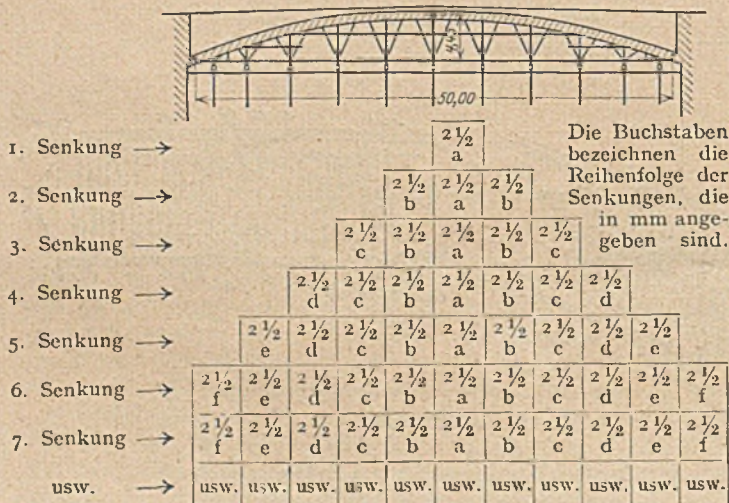


Abb. 12. Fugendichtung für den Gehsteg.

Schematische Darstellung der Ausrüstung.



1. Senkung →	2 1/2										Die Buchstaben bezeichnen die Reihenfolge der Senkungen, die in mm angegeben sind.
2. Senkung →	2 1/2		2 1/2		2 1/2		2 1/2		2 1/2		
3. Senkung →	2 1/2		2 1/2		2 1/2		2 1/2		2 1/2		
4. Senkung →	2 1/2		2 1/2		2 1/2		2 1/2		2 1/2		
5. Senkung →	2 1/2		2 1/2		2 1/2		2 1/2		2 1/2		
6. Senkung →	2 1/2		2 1/2		2 1/2		2 1/2		2 1/2		
7. Senkung →	2 1/2		2 1/2		2 1/2		2 1/2		2 1/2		
usw. →	usw.	usw.	usw.	usw.	usw.	usw.	usw.	usw.	usw.	usw.	

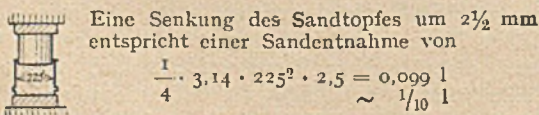


Abb. 13. Schema für das Absenken.

Bei den sehr lang gestreckten Widerlagern war das natürlich nur in beschränktem Umfange zu erreichen. Es wurde aber dafür gesorgt, daß die Arbeitsfugen jeweils vor der Weiterbetonierung gründlich gereinigt und aufgeraut wurden.

Das Mischungsverhältnis war für den an die Kämpfergelenkquadrern anschließenden Teil des Widerlagers 1:9, weiter nach unten folgte 1:12 und nur die unmittelbar über der Fundamentsohle gelegene Zone wurde wieder mit 1:9 betoniert.

Lehrgerüst. Das Lehrgerüst wurde in der üblichen Form in äußerst sorgfältiger Weise hergestellt. Die Einzelheiten gehen aus Abb. 8 hervor. Hierbei ist besonders auf die Futterhölzer hinzuweisen, die zwischen den Kranzhölzern jeweils auf die Strecke zwischen den beiden oberen Stützpunkten der von zwei benachbarten Jochen angreifenden Streben eingelegt und mit den Kranzhölzern verschraubt wurden. Da diese Futterhölzer mit ihren Stirnseiten satt an die Längsflächen der Streben anschließen, so entsteht aus Streben und Futterhölzern in Verbindung mit den Kranzhölzern ein sehr wirksames Sprengwerk, das die Kranzhölzer gerade in der Mitte zwischen den Pfostenstützpunkten gut unterstützt. Sowohl an den Stellen, wo Pfosten und Streben des oberen Gerüsts mit ihrem Stirnholz auf das Längsholz der Schwellen aufstoßen, wie auch zwischen dem Stempel der Sandtöpfe und den Schwellen, ferner an der unteren Aufsatzfläche der Sandtöpfe, auf den Auflagerflächen der Schwellen und auf den Pfahlköpfen sind jeweils kurze Stücke von U-Eisen eingelegt, um eine gleichmäßige Druckverteilung an diesen Stellen auf eine größere Fläche und damit eine Verringerung des Druckes quer zur Längsfaser des Holzes zu erzielen.

Das Lehrgerüst besteht aus vier Bindern in Abständen von 1,40 m von Achse zu Achse. Die äußersten Binder schließen mit den Gewölbestirnen ab. Zur Unterstützung und Herstellung der Schalung für die Auskragungen der Gehwege wurden die Rahmenschenkel der Gewölbeschalung 7,60 m lang gewählt. Die Unterstützung des über die Gewölbestirne hervorragenden Teils wurde durch schräge Pfosten, die sich unten auf die Querschwelle abstützen, gewonnen. Wie aus der Zeichnung hervorgeht, wurde so auf sehr einfache und klare Weise die Unterstützung für die Schalung der Auskragung und der äußeren Seite der Brüstung hergestellt. Das Gerüst erforderte einen Holzaufwand von ca. 77 cbm, wobei auf das Obergerüst (von den Sandtöpfen an aufwärts) ca. 53 cbm entfallen, auf das Untergerüst ca. 24 cbm. Auf den Quadratmeter Brückengrundfläche gerechnet (lichte Weite zwischen den Brüstungen x Länge der Brücke zwischen den Kämpferfugen) ergibt sich ein Holzaufwand von 0,226 cbm auf den cbm umbauten Raum, im Obergerüst ein solcher von 0,044 cbm und im Untergerüst von 0,032 cbm.

Die Berechnung des Lehrgerüsts wurde nach folgenden Gesichtspunkten durchgeführt:

Die statische Untersuchung erfolgte für die einfache Belastung des Gewölbes. Als zulässige Spannungen in der Faserrichtung (Biegung, Druck oder Zug) wurden angenommen:

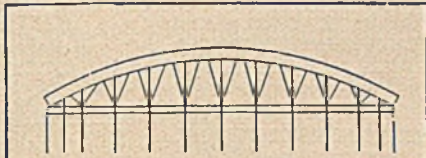
- Eiche 137 kg/cm²
- Buche 112 „
- Tanne (Forche). 100 „

Spannungen infolge Druck quer zur Faser:

- Eiche und Buche 25 kg/cm²
- Tanne (Forche). 15 „

Die Berechnung auf Knickung erfolgte nach der Euler-Formel. Für die Sandtöpfe wurde eine Höchstbeanspruchung von 80 t zu Grunde gelegt. Bei einer Knotenpunktlast von 17,40 t ergibt sich so eine 4,6fache Sicherheit. Die Pfähle von 26 cm Ø und 4,0 m Knicklänge erhielten bei 17,4 t Gesamtlast eine Beanspruchung von 32,8 kg/qcm.

Die Überhöhung des Lehrgerüsts wurde errechnet, indem bestimmt wurde:



Absenkung	tatsächl. Senkung	errechnete Senkung
1	0	
2	0	
3	2 mm	
4	—	
5	7 mm	
6	—	
7	12 mm	
8	—	
9	14 mm	
10	16 mm	
11	20 mm	
12	24 mm	
13	—	
14	—	
15	28 mm	infolge Eigenlast 19,5 mm
16	29 mm	infolge Schwinden 58 mm
<i>nach 24 Stunden</i>		zusammen: 77,5 mm

Abb. 14. Scheitelsenkungen.

1. Die Zusammenpressung des Lehrgerüsts in den Auflagerfugen der Gerüsthölzer. Pro Auflagerfuge wurde eine Zusammenpressung von 2 mm, für jeden Sandtopf eine solche von 4 mm angenommen.
2. Die elastische Zusammenpressung des Lehrgerüsts unter der statischen Beanspruchung
3. Die Scheitelsenkung infolge eigener Last
4. Die Scheitelsenkung durch Schwinden und Temperaturspannungen des Betons.

Die Gesamtüberhöhung, die dem Lehrgerüst zu geben war, ergibt sich bei Anwendung eines Zuschlages von 50 % im Scheitel zu 12 cm.

Gewölbe. Die Lamelleneinteilung und die Reihenfolge der Betonierung ergeben sich aus Abb. 8. Die Gelenkquader 1, 2 und 3 wurden im Mischungsverhältnis 1:4, der Bogen selbst im Mischungsverhältnis 1:6 betoniert. Der Beton wurde erdfeucht eingebracht und pneumatisch gestampft. Beim Gewölbe kam hochwertiger Zement der Firma Schwenk, Ulm, aus dem Werk in Allmendingen zur Verwendung. An Zuschlagsmaterial wurde Donaukies und gebrochener Moränekies verwendet.

Gelenke. Zur Verwendung kamen Gußstahl-Wälzelenke. Für die Einzelheiten der Konstruktion siehe Abb. 9. Die einzelnen Gelenkstücke haben eine Länge von 96 cm, sodaß also 4 Stück erforderlich waren bei Anordnung eines Zwischenraumes von 12 cm und eines Abstandes von 10 cm von den Stirnen. Die beiden zusammengehörigen Hälften eines Gelenkes waren jeweils durch 4 Schrauben von $\frac{5}{8}$ Zoll miteinander verbunden, sodaß sie als Ganzes versetzt wurden.

Um ein genaues und bequemes Versetzen zu ermöglichen, waren in den im Widerlager sitzenden Kämpfergelenkquadern Bolzen einbetoniert, deren Schraubenmuttern nur mit einem Teil ihrer Höhe auf den Bolzen aufgeschraubt waren. Es be-

durfte daher nur einer richtigen Einstellung dieser Schraubenmuttern, um die senkrecht zur Gewölbeachse liegende genaue Auflagefläche für die Stahlgelenke herzustellen. Um das Gelenk genau in die Achse des Gewölbes zu bekommen, war an den Betongelenkquadern ein Vorsprung anbetoniert, auf den die Gelenke aufgesetzt werden konnten. Der Zwischenraum zwischen den betonierten Gelenkquadern und der Auflagerfläche des Gelenkes selbst wurde mit Zementmörtel ausgegossen. Der Kämpfergelenkquader des Gewölbes wurde dann an das versetzte Gelenk anbetoniert, in dem das Gelenk selbst oben und unten durch 2-mm-Bleche abgeschlossen und die Dehnungsfugen durch eingelegte komprimierte Korkplatten von 6 cm Stärke geschlossen wurden. Die letzteren wurden durch Nägel in dem anschließenden Beton verankert, um ein Herausfallen bei Erweiterung der Fugen zu vermeiden.

Zur Erleichterung des Versetzens der Gelenke am Scheitel sind die wie an den Kämpfern zusammengeschaubten Gelenkhälften an eisernen Winkeln befestigt. Die einzelnen Gelenkstücke wurden dann auf kleine, auf die Gewölbeschalung aufgesetzte Betonklötzchen mittels eiserner Keile genau in ihrer Höhenlage versetzt, sodaß der Gelenkpunkt in die Gewölbeachse zu

liegen kam. Gegen die Gelenke wurden dann später die anschließenden Gewölbelamellen anbetoniert. Die Ausfüllung der Gelenkfuge erfolgte in derselben Weise wie beim Kämpfergelenk.

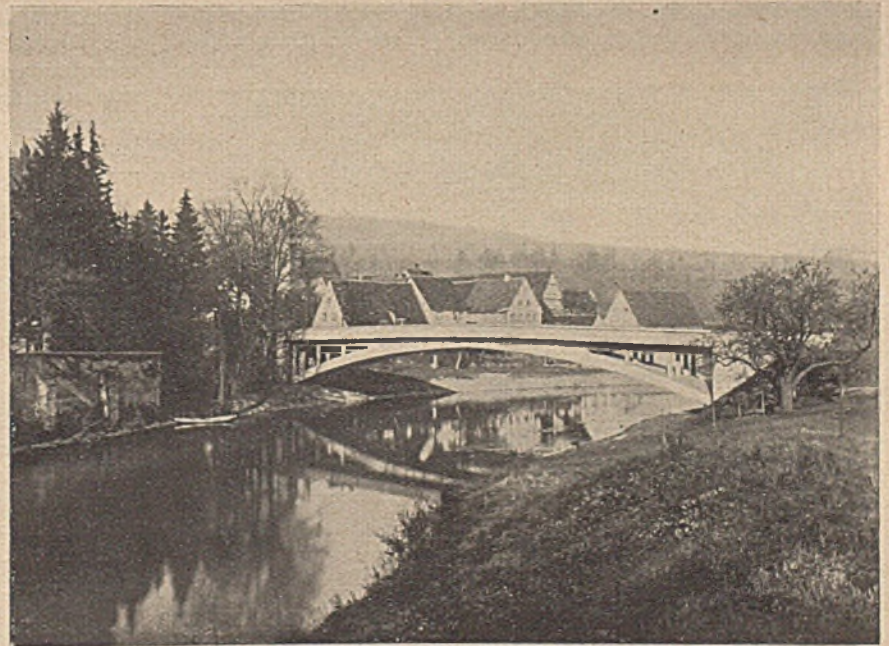


Abb. 15. Donaubrücke bei Zwiefaltendorf (Wrttb.).

Die Bewegungsfugen wurden in der Fahrbahn durch Schleifbleche überdeckt, in den Gehwegen durch gewölbte Zinkbleche und in dem äußeren dünneren Teil der Auskragung durch einen Bleistreifen. Die Einzelheiten gehen aus Abb. 11 u. 12 hervor.

Das Ablassen des Lehrgerüsts erfolgte am 21. September. Der Vorgang war, wie es auf der Abbildung dargestellt ist,

genau vorbereitet worden. Nachdem sonderbarerweise immer wieder die Frage der richtigen Ausrüstung von Dreigelenkbogen in Fachkreisen erörtert wird, wird besonders auf dieses Schema hingewiesen, das sich meines Erachtens von selbst ergibt, wenn man sich die Bewegungen der einzelnen Gewölbepunkte beim Ablassen des Lehrgerüsts und bei der Übernahme der Spannungen durch das Gewölbe vorstellt.

In Abb. 14 sind dann die beim Ausrüsten eingetretenen Senkungen angegeben, daneben die errechneten. Die größte Scheitelsenkung betrug etwa 30 mm, die Senkung des Kämpfers betrug am rechten Widerlager 1 mm, am linken Widerlager 0 mm. Die Widerlagerausweichungen wurden mit dem Theodoliten beobachtet. Am linken Widerlager hat ein meßbares Ausweichen nicht stattgefunden, während das rechte Widerlager um einige Millimeter ausgewichen ist. Abb. 15 zeigt das Aussehen des fertigen Bauwerkes. Die Ansichtsflächen wurden nicht bearbeitet, sondern schalungsrauh gelassen.

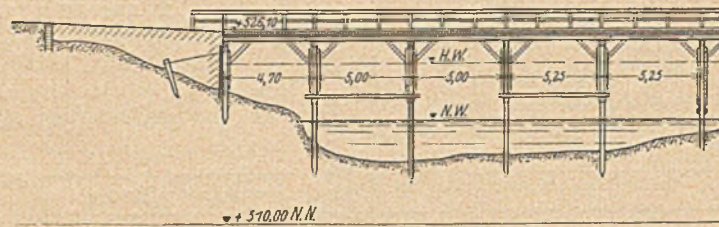
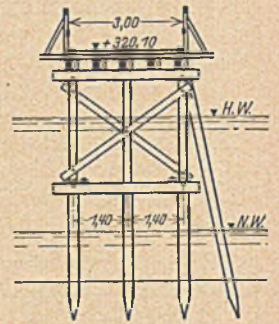


Abb. 16. Notbrücke.



Notbrücke. Während der Erbauung der Brücke wurde der Verkehr durch eine Notbrücke bewältigt, die auf Abb. 16 dargestellt ist.

Die Bauleitung wurde durch das Straßen- und Wasserbauamt Ehingen — Baurat Scheuffele und Reg.-Baumeister Baumann — ausgeübt. Die Oberleitung lag in den Händen des Mitglieds der Ministerialabteilung für Straßen- und Wasserbau, Baurat Ritter. Für die äußere Ausgestaltung der Brückentirnen wurde von der Bauherrschaft die Architektenfirma Oberbaurat Eisenlohr und Pfennig beigezogen.

MODERNE BETONGRUNDBAUTECHNIK.

Von Zivilingenieur Ottokar Stern, Wien.

(Nach dem Vortrag auf der 30. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins im März 1927 in Berlin.)

Unter dem Titel „Moderne Betongrundbautechnik“ lassen sich hier nur ganz grobe Züge zur Charakterisierung des gegenwärtigen Standes dieses bereits zu großer Ausdehnung gelangten technischen Wissensgebietes entwerfen. Aber auch diese wenigen charakteristischen Striche der Skizzierung müssen sich auf Fortschritte beschränken, welche in allerletzter Zeit erzielt wurden.

Ich kann darauf verzichten, die besonderen Vorzüge auseinanderzusetzen, welche dem Beton gerade als Baustoff im

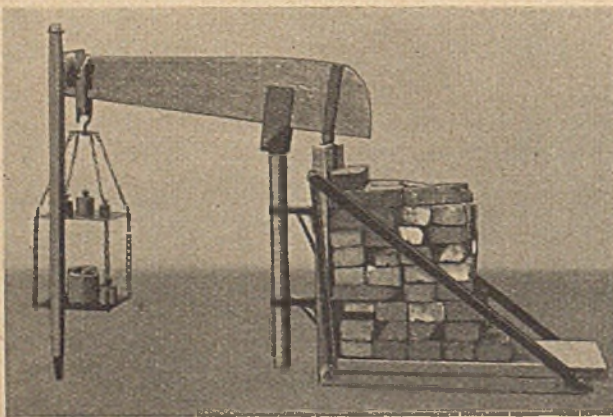


Abb. 1 Norm-Bodenprüfer.

Grundbau — seinem ältesten Anwendungsgebiete — zukommen. Diesbezüglich will ich bloß drei Punkte erwähnen:

1. Die Einfachheit seiner Einbringung an schwer zugänglichen Stellen gestattet gleichzeitig auch eine Massenleistung, die mit keinem anderen Konstruktionsmaterial erzielbar wäre.
2. Die rasche Erhärtung und die hohen Festigkeiten des Betons führten schließlich dazu, daß alle anderen Baustoffe im Grundbau durch ihn ersetzt werden konnten und
3. die mechanischen Wechselwirkungen, welche zwischen dem Beton und den ihn umgebenden Bodenschichten durch die Art seiner Einbringung erzielbar sind, führten dazu, daß

von der physikalischen Erscheinung der „Lastabbürdung“ bei modernen Betongrundbaukonstruktionen weitgehend Gebrauch gemacht werden kann, ein Umstand, den wir erst zu erkennen beginnen und dem voraussichtlich noch große Bedeutung für die Erzielung sicherer, billiger und rascher Fundierungen zukommen wird.

Mit den beiden ersten Punkten brauche ich mich nicht weiter zu befassen, da ja die neuen Einbringungsmethoden wie Gießtürme und Gießbrinnen sowie Betongebälde der verschiedensten Konstruktion, aus Praxis und Schrifttum bekannt sind, und da auch die erstaunlichen Fortschritte der Zementtechnik betreffs gesicherter Abbindezeit und außerordentlich verminderter Erhärtungszeit sowie betreffs der Abwehrmaßnahmen gegen chemische Gefährdungen im Grundbau durch Verwendung von Bauxit zur Zementerzeugung und von Fluorverbindungen als Mörtelzusätze allgemein bekannt sind.

Weniger bekannt, ja sogar in weiten Kreisen der Spezialtechniker vielfach noch unbekannt, ist die Bedeutung, welche der systematischen Bodenphysik für die Betontechnik im allgemeinen und für den Grundbau im besonderen zukommt. Die systematische Bodenphysik befindet sich gegenwärtig noch im Stadium der Ausgestaltung, vielfach sogar noch in jenem der Forschung. Trotzdem würde es eines ziemlich intensiven Semestralkurses bedürfen, wenn nur die bereits feststehenden Ergebnisse der systematischen Bodenphysik lehrhaft dargestellt werden sollten. Ich muß also diesbezüglich mich auf die kürzeste Kennzeichnung der Ergebnisse beschränken und ich will dies — des besseren Verständnisses halber — womöglich an Hand bildlicher Darstellungen tun.

Abb. 1 zeigt die Verwertung des Kegeldruckversuches für eine strengere Beurteilung des zulässigen Oberflächendruckes auf einem vorhandenen Bauboden. Ich verweise diesbezüglich auf den in vielen Fachzeitschriften bereits veröffentlichten zweiten Normentwurf des Österr. Normenausschusses für Industrie und Gewerbe. Die Grundlage dieser Belastungsnorm wurde dadurch geschaffen, daß die von der Bodenphysik gelieferten wissenschaftlichen Einblicke in die Spannungsvorgänge unter ebenen Lastflächen verwertet wurden, um aus großen Versuchsreihen mit kegelförmigen Lastflächen die wissenschaftlichen Voraussetzungen für eine Erfahrungs-

regel abzuleiten. Diese unter solchen Voraussetzungen gültige Erfahrungsregel lautet: Der geprüfte Bodenpunkt darf durch die Baulast halb so stark beansprucht werden, als der volle Prüfnadelquerschnitt während des Kegeldruckversuches, sofern letzterer keine größere Eindringung als 4 bzw. 6 mm ergibt. Bei den zahlreichen bisher durchgeführten Versuchen nach dieser Regel, haben tatsächlich die ausgeführten Bauwerke kein schlechteres Verhalten gezeigt als die bisher bestausgeführten Fundierungen.

Abb. 2 stellt den sowohl im Wege der Rechnung durch den Belgier Boussinesq und den Österreicher Strohschneider, als auch im Wege zahlreicher Versuche durch

die bisher allgemeine Anschauung, als ob eine gleichmäßige Übertragung der Baulast auf die ebene Bausohle stattfinden würde (gestricheltes Rechteck mit der Spannungsordinate p), vollkommen unrichtig ist, daß vielmehr eine diese Durchschnittsspannung wesentlich übersteigende Höchstbeanspruchung in der Lastschwerlinie auftritt und daß diese Höchstbeanspruchung gegen die Ränder der Lastfläche rasch und stetig bis auf Null abnimmt. Aus dieser Tatsache lassen sich zahlreiche Baumängel, insbesondere bei Plattengründungen erklären, vor welchen bisher der Techniker wie vor einem Rätsel gestanden hat. Aus dieser Tatsache ist aber auch das Scheitern aller Bestrebungen zu erklären, welche auf die Schaffung eines

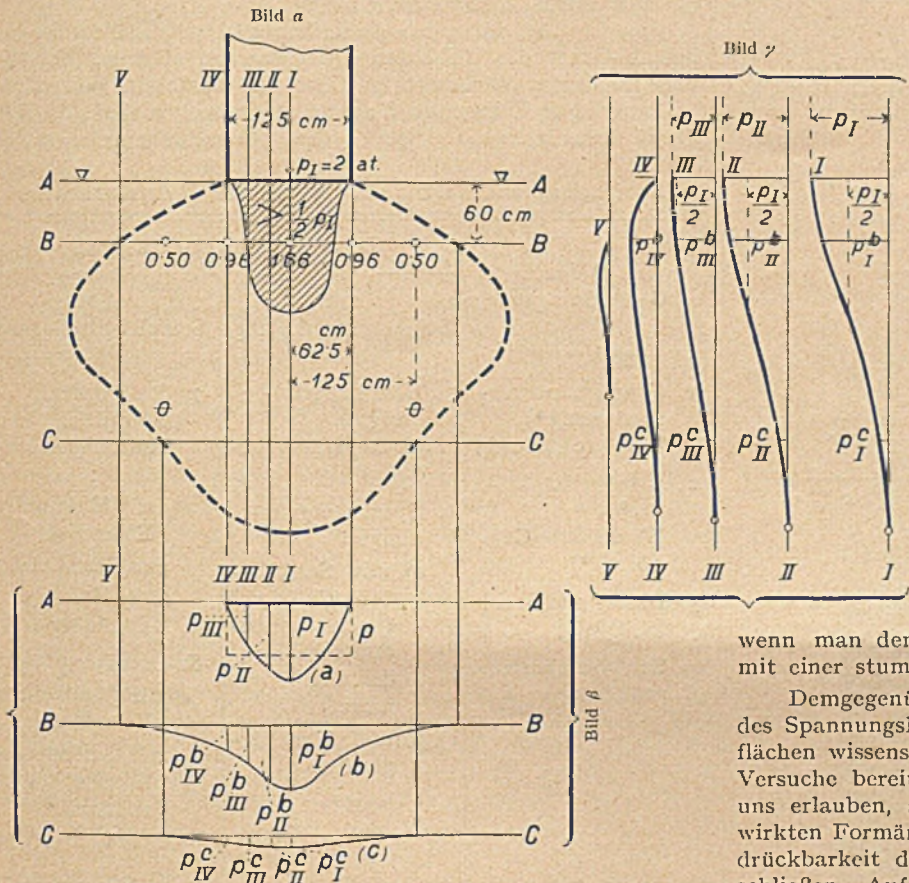


Abb. 2. Boden-Spannungskörper.

Strohschneider, den Amerikaner Engers und den Deutschen Prof. Dr. Kögler nachgewiesenen „Spannungskörper“ dar, wie er sich unter ebenen Lastflächen in sogenannten ideellen Schüttungen bildet.

Bild α ist der Achsschnitt durch den Fundamentkörper und den unter ihm im Boden entstehenden Spannungskörper.

Bild β stellt die Schaulinien der Bodenbeanspruchungen in drei verschiedenen wagrechten Ebenen dar und zwar

- A an der Bodenoberfläche,
- B in einer Tiefe von 60 cm und
- C in einer wesentlich größeren Tiefe (270 cm).

Bild γ gibt Schaulinien der gleichen Art in fünf verschiedenen lotrechten Ebenen, von welchen I durch die Lastschwerlinie gelegt ist, während V weit außerhalb des Fundamentkörpers geführt ist.

Faßt man alle diese Schaulinien in ihrer Bedeutung für den Spannungskörper gleichzeitig ins Auge, so bemerkt man ein harmonisches Abschwellen der Bodenbeanspruchung sowohl von der Oberfläche nach der Tiefe zu, als auch von der Lastschwerlinie nach den Seiten hin.

Am überraschendsten für den Neuling in der Bodenphysik ist das Schaubild der Bodenbeanspruchungen unmittelbar an der Bodenoberfläche in der Ebene A—A. Es beweist uns, daß

wenn man den einen Stoff mit einer scharfen, den anderen mit einer stumpfen Messerklinge bearbeitet.

Demgegenüber ist das Entstehen und die Beschaffenheit des Spannungskörpers im Boden unter kegelförmigen Lastflächen wissenschaftlich noch nicht geklärt. Dagegen haben Versuche bereits erwiesen, daß gleich geformte Kegelflächen uns erlauben, aus den unter verschiedenen Belastungen bewirkten Formänderungen des Bodens auch auf die Zusammenrückbarkeit desselben Bodens unter ebenen Lastflächen zu schließen. Auf dieser Erfahrungstatsache beruht bekanntlich der österreichische Normvorschlag.

Der österreichische Normvorschlag benutzt aber auch die bodenphysikalische Erkenntnis, welche sich in Bild γ über die Bodenbeanspruchung nach der Tiefe der Lastschwerlinie ausspricht. Man sieht, daß es für jeden Belastungsfall eine bestimmte Tiefe gibt, wo der Boden durch seine oberflächliche Belastung überhaupt nicht mehr in Spannung versetzt wird. Die zu dieser Bodentiefe führende Spannungsschaulinie kann in ihrem maßgebenden untersten Teile mit hinreichender Annäherung durch eine für alle Fälle gleichbleibende Parabel ersetzt werden, deren halber Parameter 200 cm beträgt und welche an der Oberfläche eine Abszisse gleich der Lastflächenbreite B besitzt. Gemäß ihrer Scheitelgleichung ist also $y^2 = 2 p \cdot x = 400 \cdot B$, mit anderen Worten: die Bodenbeanspruchungsgrenze liegt gemäß der genormten Annäherung in der Tiefe $y = 20 \cdot \sqrt{B}$. Da ist es dann mit aller Sicherheit als gleichgültig anzusehen, welche Bodenbeschaffenheit in dieser Tiefe vorhanden ist.

Aus solchen Eindringungen lassen sich aber vergleichende Schlüsse ebensowenig ziehen, wie man auf die Härte zweier zu vergleichender Stoffe richtig schließen kann,

wenn man den einen Stoff mit einer scharfen, den anderen mit einer stumpfen Messerklinge bearbeitet.

Demgegenüber ist das Entstehen und die Beschaffenheit des Spannungskörpers im Boden unter kegelförmigen Lastflächen wissenschaftlich noch nicht geklärt. Dagegen haben Versuche bereits erwiesen, daß gleich geformte Kegelflächen uns erlauben, aus den unter verschiedenen Belastungen bewirkten Formänderungen des Bodens auch auf die Zusammenrückbarkeit desselben Bodens unter ebenen Lastflächen zu schließen. Auf dieser Erfahrungstatsache beruht bekanntlich der österreichische Normvorschlag.

Der österreichische Normvorschlag benutzt aber auch die bodenphysikalische Erkenntnis, welche sich in Bild γ über die Bodenbeanspruchung nach der Tiefe der Lastschwerlinie ausspricht. Man sieht, daß es für jeden Belastungsfall eine bestimmte Tiefe gibt, wo der Boden durch seine oberflächliche Belastung überhaupt nicht mehr in Spannung versetzt wird. Die zu dieser Bodentiefe führende Spannungsschaulinie kann in ihrem maßgebenden untersten Teile mit hinreichender Annäherung durch eine für alle Fälle gleichbleibende Parabel ersetzt werden, deren halber Parameter 200 cm beträgt und welche an der Oberfläche eine Abszisse gleich der Lastflächenbreite B besitzt. Gemäß ihrer Scheitelgleichung ist also $y^2 = 2 p \cdot x = 400 \cdot B$, mit anderen Worten: die Bodenbeanspruchungsgrenze liegt gemäß der genormten Annäherung in der Tiefe $y = 20 \cdot \sqrt{B}$. Da ist es dann mit aller Sicherheit als gleichgültig anzusehen, welche Bodenbeschaffenheit in dieser Tiefe vorhanden ist.

Abb. 3 und 4 stellen sogenannte „Schrumpfungs-Schaulinien“ dar, wie sie sich typisch für reine und feinkörnige Sande beziehungsweise für miozäne marine Tone ergeben. Sie sind die graphische Darstellung von Druckversuchen mit einer außerordentlich subtilen Ringfüllungspresse, in welchen zu wachsenden spezifischen Drücken die zugehörigen abnehmenden Porenziffern ermittelt werden und welche besonders bei bindigen

Böden (z. B. Tonen) bis zu acht Wochen Versuchsdauer in Anspruch nehmen.

Solche Versuche gestatten aber durch die Einschaltung von Belastungszyklen in den Versuchsverlauf die üblichen Bohrsondierungsproben exakt wissenschaftlich zu beurteilen. Weist z. B. eine erbohrte Sandprobe, die möglichst ungestört aufgeholt wurde, eine Porenziffer $\epsilon_0 = 0,645$ auf, so lehrt die betreffende Hysteresisschleife (s. Abb. 3), daß dieser Sand erst bei

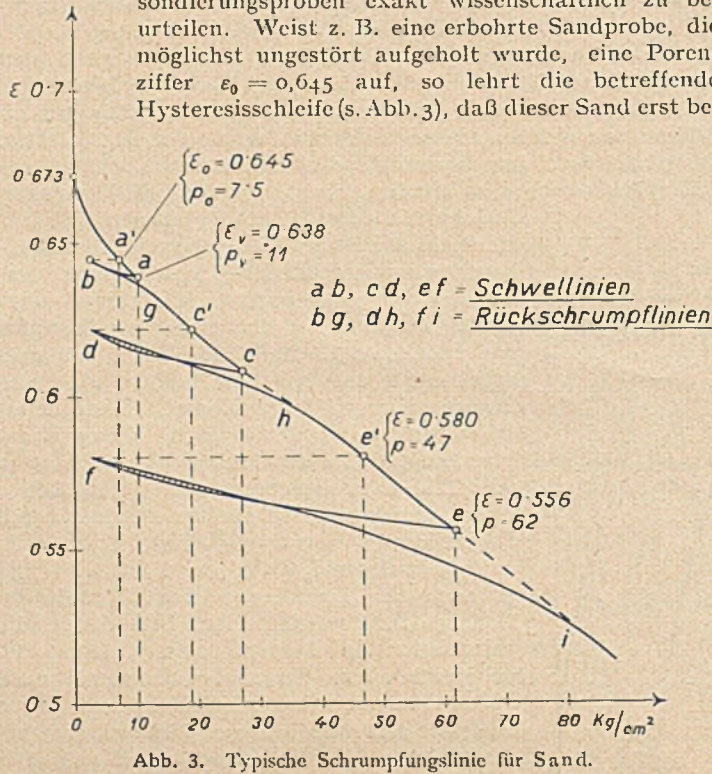


Abb. 3. Typische Schrunpfungslinie für Sand.

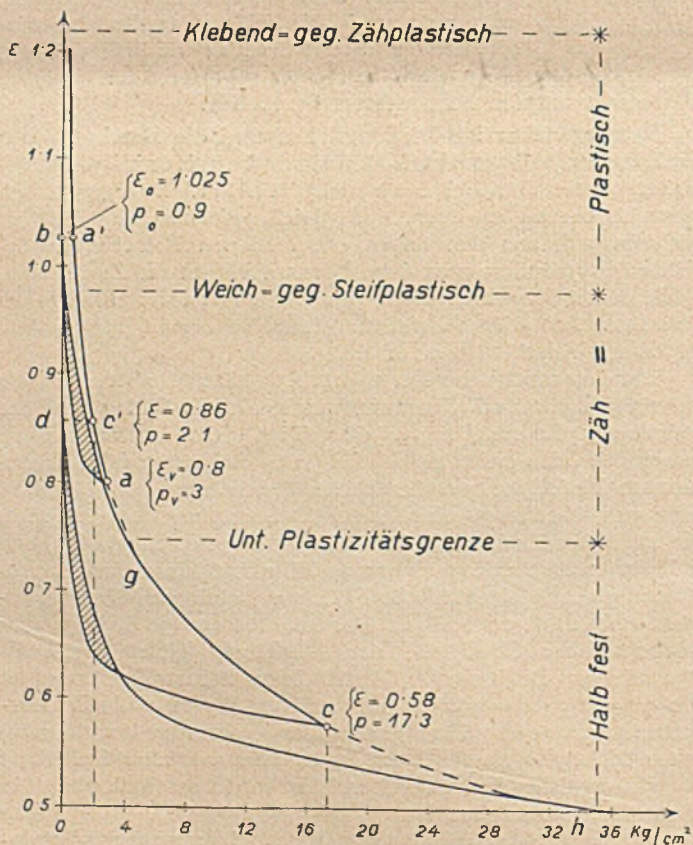


Abb. 4. Schrunpfungslinie für miozäne marine Tone.

7,5 kg/cm² Druckbelastung sein Hohlraumvolumen verändert, d. h. eine merkliche Zusammendrückung erfährt. Wie bei der vorigen Abbildung bereits erwähnt, erklärt diese Tatsache auch die Bildung der Druckkerne unter ebenen Lastflächen.

Dieselbe Hysteresisschleife lehrt aber auch, daß, wenn dieser Sand nicht durch das Aufholen aus dem Bohrloch entspannt worden, vielmehr auf seiner natürlichen Lagerstätte unberührt belassen worden wäre, er nur eine Porenziffer von 0,638, dabei aber eine Druckfähigkeit von 11 kg/cm² gehabt hätte (Verlust durch Entspannung = 30%, da dem Umkehrpunkt b der Hysteresisschleife die gleiche Porenziffer zukommt, wie dem ursprünglichen Kurvenpunkt a').

Noch drastischer lassen sich diese Unterschiede in der Druckfähigkeit in entspanntem oder natürlich gelagertem Zustand bei den Tonen verfolgen (s. Abb. 4). Entspannt z. B. 0,9 kg/cm², verspannt dagegen 3 kg/cm² Druckfähigkeit. (Verlust durch Entspannung = 70%.)

Derlei Feststellungen beeinflussen begreiflicherweise in hohem Grade die Wahl der Gründungsart. Solche Gesichtspunkte führen überhaupt zu einer technologischen Einteilung aller bekannten Gründungsweisen, wie sie die folgende Tafel ausweist. Als „offene“ Gründungen sind solche

Technologische Einteilung der Gründungsarten.

A. Offene Gründungen	B. Schachtgründungen	
	mit Schichtenfreilegung	ohne Schichtenfreilegung
1. Grundmauerverbreiterung*) (Betonschüttung)	5. Brunnengründung (Rohrpfilergründung)	7. Rammfähle, Spülpfähle und Rammspülpfähle:
2. Eisenbetonplatten*) (Verkehrte Gewölbe*)	6. Spannluftründungen	aus Holz oder Eisen;
3. Block- und Steinschüttung	α) mit Senkkasten (Caissons) (auch pneumatische Fundierung genannt)	aus Eisenbeton; aufgeständerte Holzpfähle
4. Schwimmkasten-gründung	β) mit Taucherglocken	8. Ortbetonpfähle: mit bleibender Verrohrung; mit vorübergehender Verrohrung; ohne Verrohrung
		9. Generalfundierung (System Stern) (auch Kurzschachtgründung genannt)
		10. Tiefschachtgründungen mit Grundhärtung (Inkrementverfahren)

*) Mit allfälliger Wasserhaltung durch:
a) Wasserabfuhr bei Spundwandumschließung od. bei Fangdammabschließung
b) Grundwassersenkung
c) Gefrierung

mit beggbaren und daher notwendigerweise freigelegten Bau-sohlen bezeichnet, während „Schachtgründungen“ nicht beggbare Bodenschichten zum Tragen des Bauwerkes heranziehen. Aber auch bei letzteren führen gewisse Verfahren Schichtenfreilegungen herbei, welche dann dem besprochenen Spannungs- und Druckfähigkeitsverlust ausgesetzt sind. Die Gründungsweisen der letzten Spalte allein vermeiden von vornherein derartige Nutzungsverluste.

Im allgemeinen erscheinen die offenen Gründungen bodenphysikalisch nicht nur deshalb unwirtschaftlich, weil sie die Bausohle entspannen, sondern weil sie auch die entspannte Sohle nur in der Lastschwerlinie voll ausnützen können, während an den Rändern der Lastfläche überhaupt keine Boden-

beanspruchung erfolgt und ferner, weil sie von der Lastabbürdung nach der Höhe keinen Gebrauch machen können.

Alle bekannten Gründungsarten lassen sich aber auch vom statischen Gesichtspunkte in zwei Hauptgruppen einteilen: in die Standgründungen und in die Abbürdungsgründungen, wobei streng genommen auch die Standgründungen nur einen Sonderfall von Abbürdungsgründungen darstellen, indem die Abbürdung eben nur auf die Bausohle erfolgt, während die über der Bausohle liegenden Bodenschichten nicht beansprucht werden.

Die Porenzifferbestimmung bzw. das Porenvolumen, deren Wichtigkeit für die Beurteilung des Tragvermögens gezeigt wurde, hat aber auch für den Beton unmittelbare Bedeutung, denn zu seinen wesentlichen Rohstoffen gehören die Zuschlagstoffe. Sande und Schotter sind aber entweder selbst bodenbildend oder sie können als bodenbildend angesehen werden. Ihr Verhalten fällt daher gleichfalls unter die bodenphysikalischen Gesetze, mag es sich um ihre Druckentspannung durch das Mischen und Umschaueln oder um ihre Verspannung durch den Stampfdruck handeln.

Was wohl am meisten interessieren dürfte, ist die Frage der „Grenzmischregel“, welche anlässlich der großen Versuchsreihen des österreichischen Normenausschusses für natürliche Gesteine über die Zuschlagstoffe für Mörtel, sowie für Zement- und Bitumen-Beton gewonnen wurde. Bezeichnet man das im Versuchswege ermittelte Hohlraumvolumen mit $n\%$ des trockenen Gesamtgemenges, seine Einstampfung mit $\frac{1}{m}$ und bedeutet a einen fallweise bestimmbaren Koeffizienten im Werte von 10 bis 30 Einheiten der 2. Dezimale, so ergibt sich jenes Mischungsverhältnis zwischen Zuschlagstoff und Bindemittel, welches gerade noch einen dichten Beton liefert, aus dem Ausdruck:

$$\left(1 + \frac{a}{100}\right) \cdot \left(n - \frac{1}{m}\right).$$

Diese Grenzmischregel ist auch bereits in den österreichischen Entwurf für die sogenannte Baukontrolle für Beton- und Eisenbeton als empfehlenswerte wirtschaftliche Richtlinie übergegangen und zwar angepaßt an die am häufigsten verwendeten österreichischen Gebirgsflußsande und -schotter (insbesondere solche aus der Donau), wobei sie angenähert beziffert wurde mit $a = 10$ und $m = 10$, also lautet sie $1,1 \cdot (n - 0,1)$. Das ergibt z. B. für einen Zuschlagstoff mit 25% Hohlräumen $1,1 (0,25 - 0,10) = 1,1 \times 0,15 = 0,165$ oder ein Zementmischungsverhältnis 1 : 6.

Die durch die Bodenphysik gewonnenen Einblicke in die Spannungs- und Strömungserscheinungen des Porenwassers bindiger Böden haben die Ursachen gewisser Schwierigkeiten bei Pfahlrammungen restlos aufgeklärt. Insbesondere wissen wir heute, daß Pfähle in hochplastischen Böden sich oft leichter eindrücken als einrammen lassen, aus dem einfachen Grunde, weil das vorhandene reichliche Porenwasser die bekannte Flüssigkeitseigenschaft der Unzusammendrückbarkeit zeigt. Zur Hervorbringung des Abströmens des Porenwassers ist aber Zeit erforderlich, die bei Momentankräften, wie z. B. Rammstößen, nicht zur Verfügung steht. Die kleinen Eindringungen solcher Rammstöße bilden daher gefährliche Täuschungen, wenn etwa aus ihnen auf das hohe Tragvermögen des Baubodens geschlossen würde. Diese Täuschung kann aber erkannt und vermieden werden durch die sogenannte „Rammdruckkontrolle“, indem die Widerstandsberechnung nicht nur aus den Eindringungen bei vollen Hubhöhen des Rammbaren, sondern auch aus jenen bei ganz geringen Hubhöhen vorgenommen wird. Dabei empfiehlt es sich, große Intervalle zwischen je zwei solchen schwachen Rammstößen einzuschalten, um auch dem ruhenden Bären Zeit zur statischen Druckwirkung auf das Porenwasser zu geben.

Auch die durch Grundwasserabsenkungen häufig bewirkten Setzungen umliegender Bauwerke erklären sich zwanglos durch die Änderungen der Porenziffer ihrer Bausohlen. Wie die Abb. 3 und 4 beweisen, entspricht jeder Porenziffer eine bestimmte Druckgrenze, deren Überschreitung die Porenziffer und damit auch das Hohlraumvolumen vermindert, also eine Zusammendrückung hervorruft. Jede Verminderung des Feuchtigkeitsgrades bewirkt eine Konsistenzverbesserung, also auch den Übergang zu einer niedrigeren Porenziffer, der wohl umgekehrt eine höhere Druckgrenze zukommt, die aber nur durch Volumsverminderung (Setzung) erreichbar ist. So entstehen in Tonböden immer neuerliche Setzungen, so oft ihr Feuchtigkeitsgrad wesentlich verändert wird, während in Sandböden schon beim erstmaligen Wasserentzug ein für allemal die Dichtestlagerung, also eine einmalige Setzung bewirkt wird.

Die Ansicht von der Auswaschung der Feinteile des Bodens ist irrig.

Nun genug der bodenphysikalischen Streiflichter!

Die weiteren Abbildungen zeigen ein Baugerät, das ich mir in Befolgung meiner bodenphysikalischen Überzeugungen

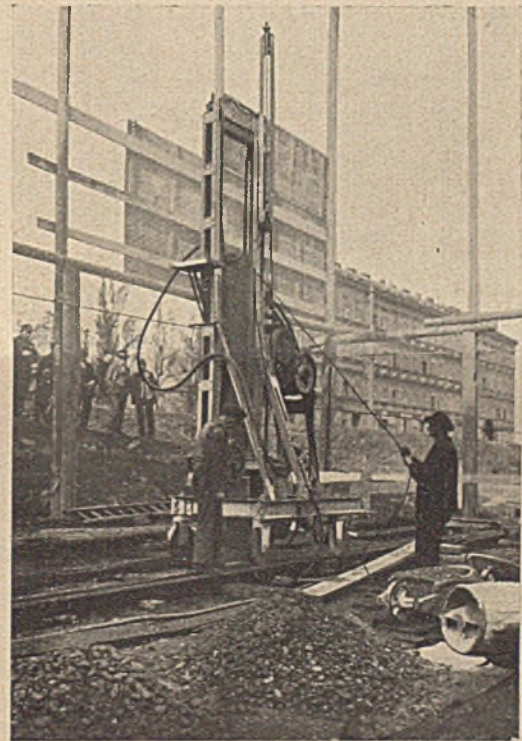


Abb. 5. Die Grundkörpermaschine während der Abteufung.

und meiner bautechnischen Erfahrungen zurecht gelegt habe und das in den meisten Staaten gewerblichen Rechtsschutz genießt.

Abb. 5 zeigt die „Grundkörpermaschine“ in ihrer Arbeitsstellung. Sie ist gerade im Begriff, kegelförmige Betongrundkörper in Achsabständen von 90 cm unter den Mauern eines sechsgeschossigen großen Wohnhausbaues der Gemeinde Wien herzustellen. Bei günstigen örtlichen Verhältnissen leistet sie täglich bis zu 55 Ihd. Meter Mauerfundamente dieser Art. Die Bodenbeschaffenheit hat hierbei nur insofern einen Einfluß, als eine sehr tiefreichende Tragfähigkeit (etwa über $4\frac{1}{2}$ m) die Einschaltung längerer Grundkörper (Differenzialkörper) erfordert, was mit einer gewissen Verzögerung infolge notwendiger Manipulationen verbunden ist.

Die Abb. 6 und 7 sind schematische Schnitte durch die Maschinenkonstruktion.

Abb. 6, Fig. 1 zeigt die Seitenansicht, Fig. 2 die Rückansicht des Aggregates. Dasselbe besteht aus einer mit Führungs- und Bocksäulen versehenen fahrbaren Plattform. An den Führungsständern (3) hängt auf einer Rollenbrücke (9) der eigentliche Vortreibkörper. Seine Hängeseile (10) führen zu einer an den Bocksäulen (16) gelagerten, sogenannten Zentralwinde (18), die ihrerseits durch einen Druckluftzylinder (12) in Drehung von beschränktem Zentriwinkel versetzt wird. An einem Führungsständer ist überdies noch ein Schwenkkran (26) angebracht, dessen Kranseil über eine untere Leitrolle (57) zu der gleichfalls an den Bocksäulen gelagerten Kranwinde (15)

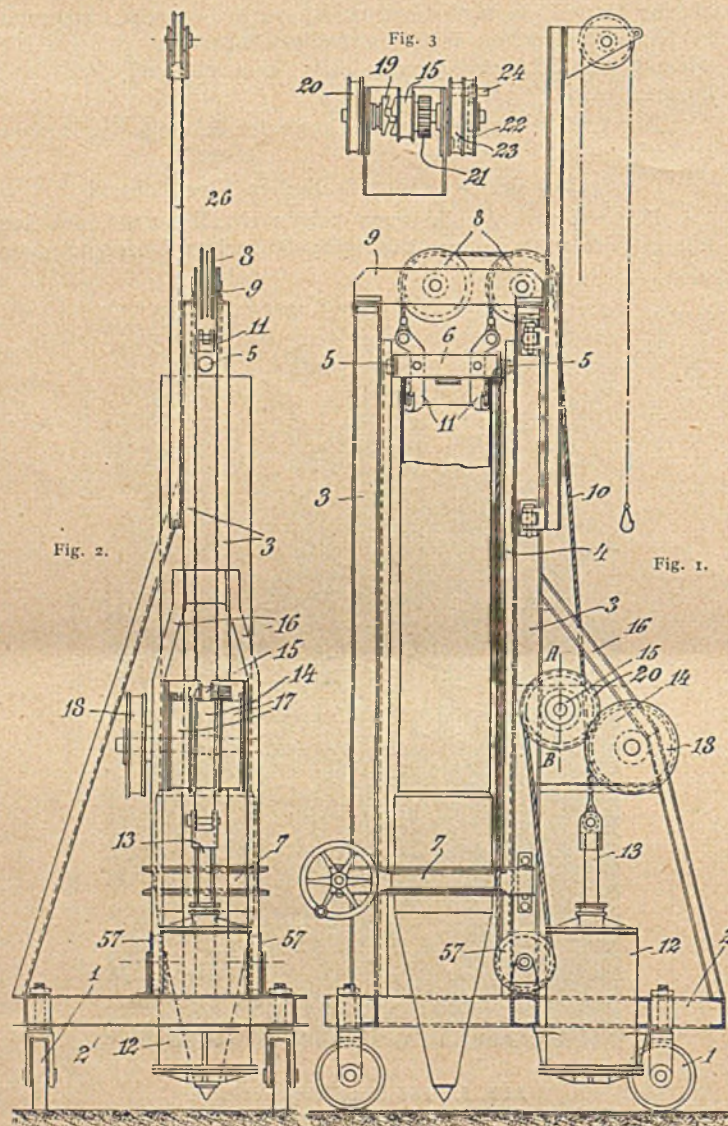


Abb. 6. Schematische Darstellung der Grundkörpermaschine.

geführt ist. Auch diese Kranwinde wird gleichzeitig mit der Zentralwinde vom erwähnten Druckluftzylinder (12) in Schwenkung versetzt. Beide Winden besitzen automatische Schaltungen und Rücklaufperren sowie Gegengewichte zur Beschleunigung des Leerganges.

Fig. 3 zeigt die Draufsicht der Kranwinde.

In Fig. 2 ist die Ansicht der Zentralwinde ersichtlich. Der Vortreibkörper (Abb. 7, siehe Fig. 4) wird durch den Treibkegel (27) und durch das Führungsrohr (28) gebildet. Der Treibkegel umfaßt das Führungsrohr mit einer 70 cm hohen, außen 53 cm starken Rohrmuffe (29) und gestattet ihm Längs- und Drehbewegungen. Das Führungsrohr ist am oberen Ende (Abb. 6 siehe Fig. 1) mittels des sogenannten Jochbalkens (6), der zwei Zughaken (11) trägt, an den bereits erwähnten Hängeseilen (10) angehängt und wird von ihm in Nuten (4) der Führungsständer geführt.

Bei ausgehängtem Jochbalken kann das Führungsrohr auch durch den Klemmring (7) am Fahrgestell festgehalten werden.

Durch den ganzen Vortreibkörper (Abb. 7, siehe Fig. 4) führt ein Gestängerohr (33) von 90 mm Lichtweite hindurch. Seine untere Ausmündung wird durch einen kleinen Gußkörper (34), die sogenannte „verlorene Spitze“ während der Abteufung des Rammschachtes verschlossen gehalten.

Das Herz des Aggregates bildet aber der ständig im Innern des Führungsrohres am Treibkegel aufsitzende und vom Gestängerohr geführte Druckluftbär, der in Abb. 8 wiedergegeben

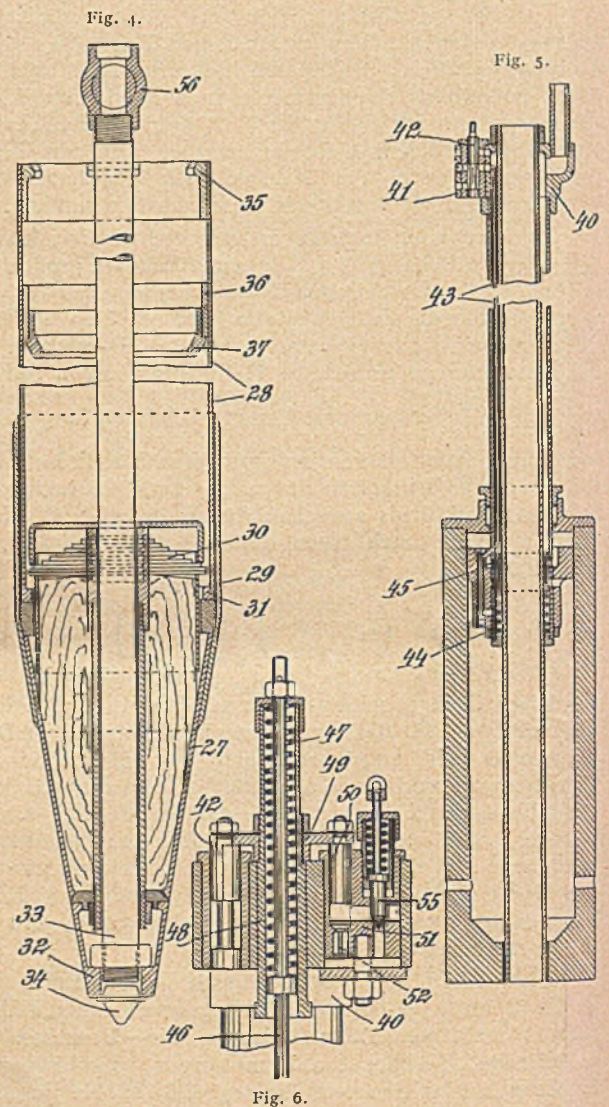


Abb. 7. Schematische Darstellung der inneren Organe der Grundkörpermaschine.

ist. Der Fallzylinder (Abb. 7, siehe Fig. 5) ist 1050 kg schwer und kann mit Hüben bis 85 cm sowohl abwärts, als auch aufwärts hämmern. Seine Umsteuerung erfolgt automatisch durch den auf den beiden Achsrohren des Bären aufsitzenden Steuerkopf (40) (siehe auch Fig. 6). Besonders wichtig ist, daß alle Funktionen ohne irgendwelche Ventile nur durch zwei derbe Steuerschieber (42) und (45) erzielt sind, welche gegen die unvermeidlichen Erschütterungen unempfindlich sind.

Wird das Geleisfeld wagrecht gelegt, so zentriert sich die Maschine von selbst über der Rammschachtachse. Die Erreichung großer Schachttiefen ist ermöglicht durch eine leichte Verlängerbarkeit des Führungsrohres und des Gestängerohres mit Hilfe des Schwenkkranes. Die Maschine kann in jedem Augenblicke mit ihren eigenen Hilfsmitteln das Herausziehen der Verrohrung aus dem Bodenschachte erzwingen, wozu

Zentralwinde und Ziehbar dienen. Die mit ihr erzeugten Schächte bedürfen keiner besonderen Auskleidung, weil durch das zentral durchlaufende Gestängerohr mittels einfacher Einrichtungen (Abb. 9) der Beton schon während der Hebung des Vortreibkörpers zum Austritt gebracht wird und infolge seiner ungemein wirksamen Einstampfung die Schachtwände sofort sichert. Durch das Absetzen des 2200 kg schweren

Gewässern und von tiefliegenden künstlichen Blöckeflözen in grundlosen Morästen gebraucht werden. Nach dem sogenannten Annageln der Maschine am Boden, das im Eintreiben des Treibkegels besteht (Abb. 11), kann durch Befestigung der beiden Kranwindenseile an einer Seite des Jochbalkens die Maschine sich selbst in Meterstufen auf beliebige Höhe emporheben oder niedersenken, so wie sie auch in solchem Hänge-

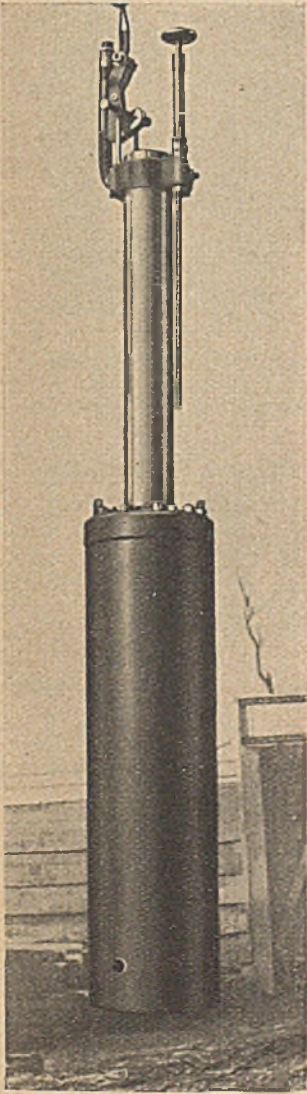


Abb. 8. Ansicht des automatischen Innen-Bären der Grundkörpermaschine.

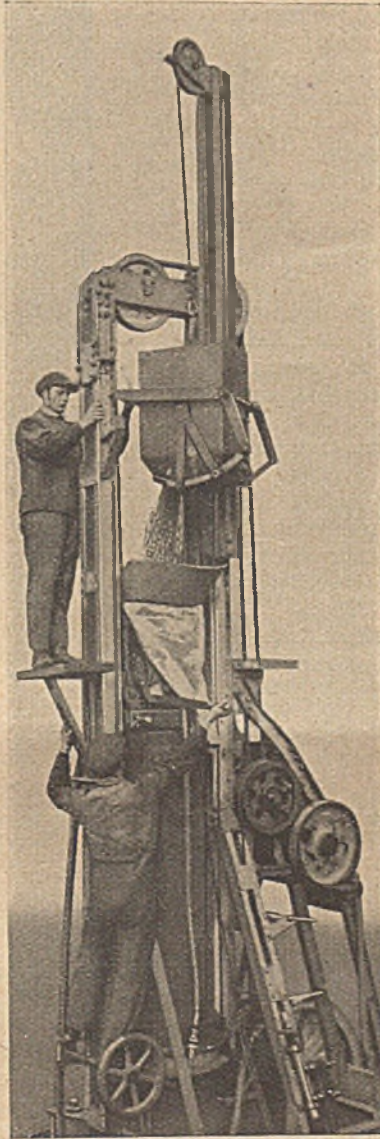


Abb. 9. Zentraler Betonvortrieb durch die Grundkörpermaschine.

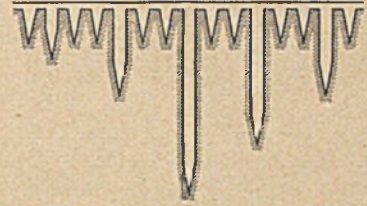


Abb. 10. Schema einer Generalfundierung.

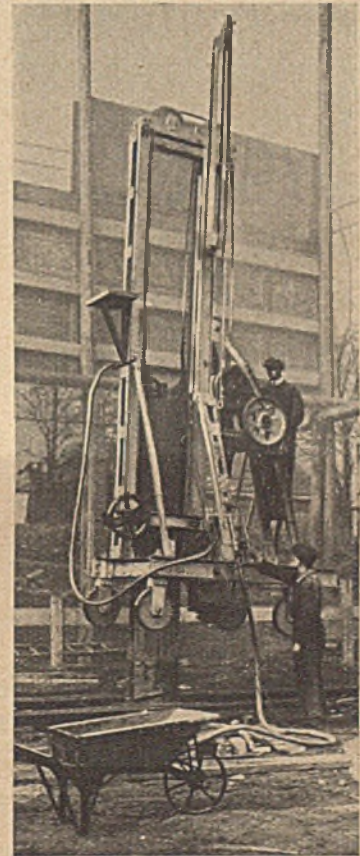


Abb. 11. Hebung und Drehung der Grundkörpermaschine.

Vortreibkörpers am frischen Beton sowie durch Abwärts-hämmern des inneren Druckluftbären, können sogar bedeutende Treibwirkungen auf die Schachtwandung in beliebigen Höhen ausgeübt und Schachtverbreiterungen, sowie Grundhärtungen erzielt werden.

Andererseits gestattet aber die ungemein leichte Beweglichkeit der am Geleisefeld 4700 kg wiegenden Maschine auch beliebige Umstellungen am Bauplatze ohne Zeitverlust. Dies erlaubt eben wirtschaftlich die Erzeugung vieler nahe aneinander gestellter, mehr oder weniger tief reichender Grundkörper (Abb. 10).

Ich nenne dieses Gründungsverfahren wegen seiner allgemeinen Anwendbarkeit „Generalfundierung“. Die Maschine kann aber selbstverständlich ebenso gut zur Herstellung von Langpfählen, von Grundhärtungssäulen, von Hochstammsäulen in

zustand um den Rohrturm leicht gedreht werden kann.

Soll die Maschine eine Baustelle nach getaner Arbeit verlassen, dann macht sie dasselbe, was auch der Mensch nach schwerer Arbeit gerne tut (Abb. 12): sie legt sich ohne alle fremde Hilfe nieder, aber nicht um zu ruhen, sondern um sich dem Lichtraumprofil der Straßen und Bahnen in ihrer Höhe anzupassen. Dann liegt sie auf einem hölzernen, sehr einfachen Transportchassis, für welches dieselben Straßenradsätze dienen, auf denen auch das aufrechte Fahrgestell unmittelbar aufgelegt werden kann.

Zum Betriebe der Maschine ist ein Kompressor mit der Höchstleistung von 5 m³ angesaugter und bis auf 7 atü. gespannter Luft nötig, der ja bekanntlich auch sonst dem Baubetriebe gute Dienste leisten kann.

Bezüglich der theoretischen Grundlagen und der Beobachtungs- und Messungsverfahren der Grundkörpermaschine muß ich mich auf die



Abb. 12. Umlegung der Grundkörpermaschine für den Transport.

kubisierung“ des Bodenschachtes gewonnen werden.

Übrigens besteht durch die kürzlich bei W. Ernst & Sohn in Berlin erschienenen Schriften: Zeißl, Moderne Grundbau-

technik I. Teil und den von mir verfaßten II. Teil, die Gelegenheit, sich mit der Theorie sowie den Einrichtungen und Verfahren der Grundkörpermaschine näher bekanntzumachen. Überhaupt wäre es im Interesse des technischen Fortschrittes und der Sparwirtschaft gleichermaßen zu begrüßen, wenn sich die bodenphysikalischen Auffassungen des modernen Betongrundbaues möglichst bald Eingang ver-

schaffen würden, sowohl in die technischen Kreise der öffentlichen Verwaltungen, als in jene der Privatpraxis. Jedem, der sich nur einigermaßen mit ihnen vertraut gemacht hat, dem kommen die heute noch fast allgemein üblichen Standpunkte in Fragen des Grundbaues ungemein verzopft und rückständig vor.

schaffen würden, sowohl in die technischen Kreise der öffentlichen Verwaltungen, als in jene der Privatpraxis. Jedem, der sich nur einigermaßen mit ihnen vertraut gemacht hat, dem kommen die heute noch fast allgemein üblichen Standpunkte in Fragen des Grundbaues ungemein verzopft und rückständig vor.

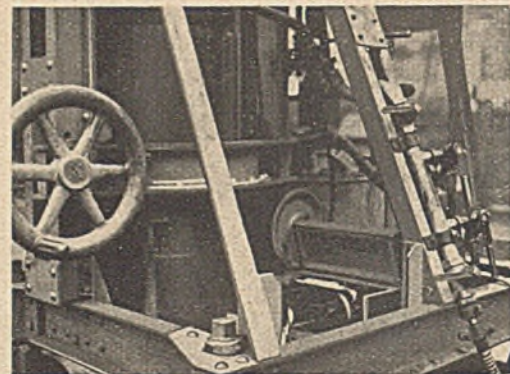


Abb. 13. Die Schalt- und Beobachtungs-Seite der Grundkörpermaschine. (Mitte rechts unten: Der Iktograph.)

schaffen würden, sowohl in die technischen Kreise der öffentlichen Verwaltungen, als in jene der Privatpraxis. Jedem, der sich nur einigermaßen mit ihnen vertraut gemacht hat, dem kommen die heute noch fast allgemein üblichen Standpunkte in Fragen des Grundbaues ungemein verzopft und rückständig vor.

DIE TECHNISCHEN LEHREN DES STREITES UM DIE KÖLN-MÜLHEIMER STRASSENBRÜCKE ÜBER DEN RHEIN.

Von Professor Dr.-Ing. W. Gehler, Dresden.

Die Würfel sind nun gefallen. Die Hängebrücke wird gebaut. Vom Standpunkte des deutschen Brückenbaues an sich ist es nur mit Freuden zu begrüßen, daß endlich einmal eine größere Kabelhängebrücke in Deutschland ausgeführt wird. Dafür, daß dieses Werk ein Denkstein deutscher Brückenbaukunst werden und wertvolle Fortschritte in der baulichen Ausgestaltung bringen wird, bieten die Namen der ausführenden Firmen zweifelsohne Gewähr, nämlich Gustavsburg, Harkort und Union, sowie Holzmann und Grün & Bilfinger. Der Weg zu diesem Ziele war jedoch recht sonderbar und führte durch oft sehr seltsame Gedankengänge und Folgerungen. Der Sieg war zuletzt eine reine „Prestige-Frage“ geworden¹. Streifen wir nun all das Politische und Kaufmännische das menschlich allzu Menschliche ab, so bleibt neben den wertvollen konstruk-

tiven und wissenschaftlichen Ergebnissen, die diese große Mobilmachung des deutschen Brückenbaues zeitigte, doch noch ein Rest bedauerlicher, technischer Unzulänglichkeiten des ganzen Verfahrens und das Gefühl der Selbsterkenntnis, daß wir Ingenieure es ein zweites Mal nicht wieder so machen dürfen aus Achtung vor uns selbst! Dem abseitsstehenden, unbeteiligten Fachmann drängt sich daher die Frage auf: „Was lernen wir Ingenieure aus den Fehlern dieses Wettbewerbes für die Zukunft?“

Eine der Pflichten wissenschaftlicher Kritik ist es nun, zu verhüten, daß aus den Behauptungen der kämpfenden Parteien Schlüsse gezogen werden, deren Nutzenanwendung bei späteren ähnlichen Bauaufgaben grundsätzlich irreführen müßte. Da die eigentlichen Kampfesfragen an anderer Stelle ausführlich behandelt worden sind, kann ich mich auf die rein technischen Fragen beschränken.

¹ Ohne Kenntnis der genauen Pläne der zur Ausführung gewählten Hängebrücke ist die Verminderung der Kosten im Verlaufe des Wettbewerbes für den Fachmann nicht recht erklärlich. Aus den Angebotssummen (s. „Der Bauingenieur“ 1927, S. 248) sind nur folgende Werte für die Baukosten (in Millionen Mark) zu entnehmen, einschließlich Schnellbahnlasten. (Die Werte ohne Schnellbahn sind in Klammern beigefügt.) a) 6 + (1) Balkenbrücken von 10,3 bis 12,1, i. M. 11,4 (8,6), b) 13 kleine Bogenbrücken von 9,1 bis 11,1, i. M. 9,9, c) 2 große Bogenbrücken von 10,8 bis 12,3, i. M. 11,5, d) 2 + (1) kleine Hängebrücken von 13,8 bis 16,4, i. M. 15,1 (12,3), e) 8 große Hängebrücken von 19,5 bis 22,6, i. M. 20,5, und 1 + (1) desgl. nur geschätzt 29,3 (21,1).

Hieraus ergibt sich 1. Etwa gleichviel, nämlich 11 bis 12 Millionen Mark kostet die Balkenbrücke mit Schnellbahn, wie die große Bogen-

brücke mit Schnellbahn, wie die kleine Hängebrücke aber ohne Schnellbahn. 2. Durch Weglassen der Schnellbahn auf der Brücke werden zwar augenblicklich einige Millionen Mark (nach den Zahlen unter a und d zu schließen, etwa 3 Millionen Mark) gespart, die aber später für einen Schnellbahn-Tunnel in mindestens etwa gleicher Höhe wieder aufgewendet werden müssen. 3. Die Kosten für die große Hängebrücke mit Schnellbahn sind nach e) auf mindestens rd. 20 Millionen Mark angegeben worden und ohne Schnellbahn auf etwa 17 Millionen Mark zu schätzen. Ausgeführt wird aber die große Hängebrücke ohne Schnellbahn, die nun angeblich nicht nennenswert mehr kosten soll, wie die große Bogenbrücke mit Schnellbahn, also etwa 12 Millionen Mark. Hier liegt ein Rätsel vor.

Um die technischen Lehren des Wettstreites zu ziehen, scheint mir folgender Weg geeignet. Der erste Teil meines Aufsatzes umfaßt ein möglichst kurzes Referat über das Preisgericht und die 16 zum Teil sehr wertvollen Gutachten, die auf 150 Seiten gedruckt vorliegen. Ihre Grundlage bilden die in Heft 13 ff. dieser Zeitschrift besprochenen Entwürfe. Um jede Schärfe und jede persönliche Note zu vermeiden, wurden die Namen der Gutachter fortgelassen. Ich nehme an, daß diejenigen Verfasser, die Wert darauf legen, daß ihre Gedanken weiteren Kreisen ausführlich zugänglich gemacht werden, sich selbst noch zum Wort melden werden.

Der zweite Teil enthält eine Kritik des Verfahrens. Dieser Wettbewerb hat der deutschen Bauindustrie durch die Ausarbeitung von mehr als 40 baureifen Entwürfen schätzungsweise nahezu eine halbe Million Mark Kosten verursacht. An Entschädigung wurden von der Stadt Köln insgesamt 75 000 M. gezahlt. Die Urheber einer solchen Mobilmachung und die wackeren Kämpfer in der vordersten Front müssen naturgemäß auch eine Kritik über sich ergehen lassen. Im Anschluß hieran habe ich versucht, einige Leitsätze für künftige ähnliche Fälle aufzustellen.

Im dritten Teil endlich war ich bemüht, die technisch-wissenschaftlichen Streitfragen herauszuschälen und zu formulieren. Diese Probleme werden uns in der nächsten Zukunft noch beschäftigen und hoffentlich Anregungen zu Forschungsaufgaben geben, die sowohl für die technische Wissenschaft, als auch für die praktische Ingenieurkunst bald neue Früchte zeitigen.

Den letzten engsten Wettbewerb, der zur Vergebung der Brücke führte, konnte ich hierbei nicht verarbeiten, weil die Unterlagen noch nicht geschlossen vorliegen. Dieser Aufsatz stellt den nicht ganz leichten Versuch dar, zu derartigen brennenden technischen Streitfragen des Tages objektiv Stellung zu nehmen. Die gleiche Objektivität setze ich selbstverständlich auch bei den 14 Sachverständigen voraus, über deren Gutachten ich im ersten Teil berichte.

Rein technisch betrachtet, könnte dieser Streit der Geister in der Form eines Preisausschreibens oder einer Diskussion über das Thema gedacht werden: Kann eine eiserne Bogenbrücke von mehr als 300 m Stützweite im Flachland, wo nicht Felsboden, sondern Kies und Sand ansteht, überhaupt ausgeführt werden? Derartige Bogenbrücken sind in Deutschland bisher nur mit Stützweiten unter 200 m gebaut worden. Es handelt sich somit um ein gewaltiges Zukunftsproblem des Brückenbaues, das auch für das Bild unserer Städte und für die Schifffahrt auf unseren Strömen große Bedeutung hat und daher die Aufmerksamkeit weiterer Kreise verdient.

I.

Von den neun Preisrichtern, die in Heft 13, S. 236 dieser Zeitschrift genannt sind, waren als technische Sachverständige die beiden Brückenbauer Dr. Zimmermann, Berlin und Dr. Schaper, Berlin, die beiden Architekten Dr. Schumacher, Hamburg und Bonatz, Stuttgart und der Hochschullehrer für Verkehrswesen Dr. Wentzel, Aachen, tätig. Das Vertrauen, das diese Männer in Fachkreisen genießen, wurde durch das klare Urteil des Preisgerichtes voll gerechtfertigt. Die vollwandige Bogenbrücke „Aus einem Guß“ mit 333 m Stützweite wurde der Stadt Köln vom Preisgericht zur Ausführung empfohlen mit 9 gegen 2 Stimmen (s. S. 246). Die Entwurfsverfasser sind Friedrich Krupp A. G., Friedrich Alfred Hütte, Rheinhausen-Niederrhein, Prof. Dr. Peter Behrens, Berlin, Franz Schlüter A. G., Dortmund. Vom Preisgericht wurde aber der Zusatz gemacht: „Die in diesem Entwurf angegebene Art der Gründung der großen Bogenwiderlager bedarf noch der Nachprüfung“. Dadurch sah sich der Oberbürgermeister der Stadt Köln veranlaßt, ein Gutachten der Brückenbauleitung (s. unter 1) einzuholen und ferner 5 weitere Gutachter (s. unter 2 bis 7) zu befragen. Die Fragen lauteten:

I. Ist der Bau einer Rheinbrücke mit derartig großen Horizontalkräften, wie sie der Kruppsche Entwurf vorsieht, vollständig bedenkenfrei und gefahrlos?

II. Sind die Brückensysteme a) elastischer Bogen mit Horizontalschub, b) Hängebrücke, c) Bogenbrücke mit aufgehobenem Horizontalschub, d) Hängebrücke mit aufgehobenem Horizontalzug, bei dem vorhandenen Baugrund sämtlich als vollständig bedenkenfrei und gefahrlos anzusehen?

Die folgende 1. Gruppe enthält das Gutachten der Bauleitung, die 2. Gruppe die Gutachten der 5 Sachverständigen der Stadt Köln, die 3. Gruppe die Gegengutachten von 8 Sachverständigen, die die Firma Krupp A.-G. zur Stellungnahme aufgefordert hatte.

Erste Gruppe: Die Bauverwaltung.

1. Die Bauleitung: Die Aufnahme des wagerechten Schubes der Bogenbrücke erscheint zwar theoretisch einwandfrei, nicht aber auf Grund praktischer Erfahrungen, da der Untergrund aus Kies von verschiedener Korngröße besteht und Auskolkungen, Ausweichungen oder Zusammendrückungen des Bodens eintreten können. Eine solche Bogenbrücke ist daher ein großes Wagnis, für das eine Gewähr nicht übernommen werden kann.

Nach den Vorschriften der Strombauverwaltung lag nur ein einziger Pfeiler, nämlich der auf dem rechten Ufer, fest. An dieser Stelle und an allen anderen, zugänglichen Punkten wurden Bohrungen vorgenommen mit dem Ergebnis, daß in 7,5 m Tiefe unter Flußgrund 5 kg/cm² Bodenpressung zulässig ist. In den Ausschreibungsunterlagen war hierzu gesagt: „Zur Baugrund-Beurteilung dienen die Bohrergebnisse. Den Bewerbern ist anheimgestellt, weitere Untersuchungen selbst vorzunehmen“.

Zweite Gruppe: Die fünf Sachverständigen der Stadt Köln.

2. Der Geologe: Ein Abweichen eines Widerlagers um wenige Zentimeter gefährdet das Bauwerk. Liegt die Baugrundsohle im Kies, so ist auch unter ihr mit Gleitungen nicht zu rechnen, liegt sie aber in dem feinen, weißen Quarzsand, der zum Schwemmsand werden kann, so können bei wagerechtem Schub gefährliche Verschiebungen eintreten. Mit Schwankungen in der Höhenglage der Grenzfläche zwischen Kies und Quarzsand um 2 bis 3 m muß gerechnet werden, so daß die Sohle wohl in der Quarzsandschicht liegen kann. Eine Gründung in offener Baugrube ist aber bei Triebandschichten ausgeschlossen; es kommt also nur eine Caisson-Gründung in Frage, soweit nicht etwa auch diese Caissons den Schwemmsand erschüttern und in Bewegung bringen. Erdbeben in dem jugendlichen Senkungsgebiet der niederrheinischen Braunkohle-Formation können ebenfalls Verschiebungen um wenige Zentimeter herbeiführen. Eine nicht verankerte Bogenbrücke ist nur denkbar in einem Gebiet absoluter Ruhe. Dies gilt in gleicher Weise für eine nicht verankerte Hängebrücke.

3. Der erste Vertreter des Wasserbaues: Das geplante Fundament liegt in dem groben, festgelagerten Kies, der als Baugrund unbedenklich ist. Bei einer Pfeilergrundfläche von 25 m mal 52 m ist es aber nicht ausgeschlossen, daß an der Sohle der feine Sand auf große Flächen aufgedeckt wird, der in seinen oberen Partien sehr weich sein kann. Solange seine Konsistenz nicht gestört wird und sein Wassergehalt gleichbleibt, werden bei lediglich lotrechten Lasten Setzungsrisse in der auch sonst üblichen Größe eintreten. Tiefere Auskolkungen sind wegen der Spundwände und Steinwürfe nicht zu fürchten. Lotrechte Stützkkräfte werden daher unbedenklich übertragen. Größere Zweigelenkbogen sind bisher nur dort ausgeführt worden, wo guter Fels als Untergrund vorhanden war und sich daher die Gelenke als unverschieblich anbringen ließen. An dieser Forderung muß man auch hier festhalten. Eine Rechnung wird vielleicht schätzungsweise zeigen, daß bei 10 bis 12 cm Bewegung der Gelenke im Eisenbogen die zulässige Beanspruchung erreicht wird. Anstelle der angenommenen Reibungsziffer für die Sohlenreibung von $\mu' = \operatorname{tg} \alpha = H:V = 19044 \text{ t}:54472 \text{ t} = 0,35$ darf in der wagerechten Fuge der Caissongründung nur 0,3 (s. Foersters Taschenbuch für Bauingenieure) oder noch weniger angesetzt werden, für die Reibung an den Stirnwänden anstatt 4 t/m² nur 2 t/m², (nach Engels 3,5 t/m², nach Brennecke 1,5 t/m²) für den passiven Erddruck an Stelle des spezifischen Erdgewichtes von 1,8 eine niedrigere Zahl. Dann errechnet sich die Sicherheit gegen wagerechte Verschiebung anstatt zu 2,2fach nur zu 1,4fach und sinkt auf 1,0fach herab, wenn man die Lockerung des Erdreiches bei der Caisson-Gründung in Betracht zieht. Bei der üblichen Hängebrücke ohne aufgehobenen wagerechten Zug gilt grundsätzlich das gleiche. Zwar wird sich die Brücke einsenken, was aber sofort bemerkbar ist, so daß man durch Nachspannen entgegenwirken kann. Eine solche Hängebrücke kann daher bei dem vorliegenden Untergrund ohne Gefahr ausgeführt werden. Wird das

Widerlager der Bogenbrücke dagegen in offener Baugrube zwischen Spundwänden hergestellt, so liegt die schrägansteigende Sohle einwandfrei im tragfähigen Kies ohne die Gleitungsgefahr.

Die Trockenlegung durch Wasserhaltung bei 9 m Tiefe unter Mittelwasser oder das Betonieren mit Schütt-Trichter unter Wasser ohne die Möglichkeit, die Baugrube zu sehen, bringt aber neue Schwierigkeiten und Bedenken.

4. Der zweite Vertreter des Wasserbaues: Da die Luftdruckgründung vernünftigerweise vorgeschrieben ist, werden lotrechte Kräfte einwandfrei übertragen, sofern sich nicht unter dem Fundament größere Schlamm- oder weiche Lehmassen befinden. Die Reibungsziffer an den Bodenfugen errechnet sich hier zu $\mu' = \operatorname{tg} \alpha = H:V = 18460 \text{ t} : 45031 \text{ t} = 0,41$ und der Reibungswinkel $\alpha = 22^\circ 17'$. Erfahrungsgemäß darf aber bei der Reibung zwischen Beton und wasserdrücktem Kies nur $\rho = 20^\circ$, also $\mu = \operatorname{tg} \rho = 0,36$ angenommen werden. Bei Luftdruckgründungen mit dem passiven Erddruck an den Stirn- und Seitenflächen zu rechnen, ist unzulässig, weil bei der Absenkung durch Entfernen des Bodens unter der Schneide eine Fuge zwischen der Sinkkastenwand und dem passiven Erdkörper entsteht. Die Zulässigkeit der Annahme gleichmäßig verteilter Bodenpressung ist nicht erwiesen. Vor der Erbauung der Kruppschen Bogenbrücke mit dem Schub $H = 18460 \text{ t}$ muß daher dringend gewarnt werden. Bei der Hängebrücke (?), bei der Bogenbrücke mit aufgehobenem Horizontalschub und bei der Hängebrücke mit aufgehobenem Horizontalschub treten dagegen nur lotrechte Kräfte auf. Die an sich zulässige Bodenpressung von 10 kg/cm^2 muß mit Rücksicht auf Schlamm- und Lehmschichten auf 7 kg/cm^2 abgemindert werden.

5. Ein Vertreter des Tief- und Tunnelbaues: Auf einer so ebenen Baustelle, die der oftmaligen Überschwemmung ausgesetzt ist und aus wechselnden Sand- und Kiesschichten besteht, sollten überhaupt nur lotrechte Stützkkräfte zugelassen werden. Schon das steigende Hochwasser verringert durch den Auftrieb die Bodenpressungen und gibt nachteilige Schwankungen der Bodenpressungen, die bei schief gerichteten Kräften gefährlich werden können. Zwei unter dem Rhein hindurchgetriebene Tunnel könnten neben den Anker der Brückenwiderlager die Gleise der geplanten Schnellbahn aufnehmen. Beton-schüttung unter Wasser bietet keine volle Gewähr. Ungewöhnlich große Grundflächen der Pfeiler sollten wegen der Gefahr der Schiefstellung und Rissebildung vermieden werden. Nicht verankerte Hänge- und Bogenbrücken mit schrägen Stützkkräften sind hier daher auszuschließen.

6. Ein Vertreter der Statik: Sowohl die Höllentorbrücke bei New York mit 298 m Stützweite, wie auch die Sydneybrücke mit 500 m Stützweite sind eiserne Bogenbrücken, auf Felsen gegründet. Dagegen besteht hier der Baugrund am links- (bzw. rechts-) rheinischen Widerlager aus Kies von verschiedener Korngröße, der gut und tragfähig ist, sowie 2 m (bzw. 3 m) unter der Sohle in feinem, weißem Quarzsand, der aber nicht ausweichen kann, und endlich erst in 12 m (bzw. 9 m) Tiefe unter der Sohle in der Braunkohleschicht. Lotrechte Stützkkräfte können daher unbedenklich aufgenommen werden. Da der Boden aber nicht homogen, sondern mit Fließsandnestern und Strudellöchern, die mit Schlack angefüllt sind, durchsetzt ist, darf mit dem passiven Erddruck nicht gerechnet werden. Die nicht verankerte Bogenbrücke ist daher nicht als vollständig bedenkenfrei und gefahrlos anzusehen, ebensowenig die nicht verankerte Hängebrücke. Da bei wagerechten Widerlagerverschiebungen die Spannweite des Versteifungsträgers unverändert bleibt, sind die Zusatzspannungen bei der nicht in sich verankerten Hängebrücke zwar nicht so groß, wie beim elastischen Bogen, müßten aber immerhin für eine Widerlagerverschiebung von 15 cm auf jeder Seite nachgewiesen werden.

7. Zusammenfassendes Urteil der zweiten Gruppe: Die 5 (unter 2 bis 6 angeführten) Sachverständigen kommen zu folgendem Ergebnis: Frage I. Wir müssen die Frage, ob der Bau einer Rheinbrücke mit derartig großen horizontalen Kräften, wie sie der Kruppsche Entwurf vorsieht, vollständig bedenkenfrei und gefahrlos ist, mit „Nein“ beantworten. Frage II. Von den 4 kritisierten Systemen sind der Bogenträger mit Zugband und die Hängebrücke mit aufgehobenem Horizontalschub vollständig bedenkenfrei und gefahrlos. Die beiden anderen Systeme, insbesondere der Bogen mit Horizontalschub, sind es bei den vorhandenen Untergrundverhältnissen nicht.

Dritte Gruppe: Die 8 Sachverständigen der Firma Krupp.

8. Ein Vertreter des Eisenbahn- und Brückenbaues: a) Gegen die Bedenken des geologischen Sachverständigen (s. unter 2) hinsichtlich des Schwemmsandes ist einzuwenden, daß bei der geplanten Ausführung die Wasserhaltung in offener Baugrube erst dann einsetzen soll, wenn die Bausohle 2 bis 2 1/2 m hoch mit Schüttbeton ausgefüllt, also kräftig belastet ist, und außerdem an den Seiten Betonfangdämme in genügender Stärke hochgeführt sind. Dann erst beginnt der Aufbau des Pfeilermauerwerks unter Wasserhaltung. Sollte sich dann noch eine Lockerung des Baugrundes ergeben, so wird der Boden allein durch die allmählich steigende Last

des aufgehenden Mauerwerks wieder derart zusammengepreßt, daß später nach Aufbringen des Eisenwerks sich keine nennenswerten Setzungen ergeben. So sind 1863 die Rheinbrücke bei Coblenz-Pfaffendorf und 1873 die alte Duisburg-Hochfelder Rheinbrücke beide mit 98 Stützweite und je 2 bzw. 3 Stropfpfeilern gegründet worden. Die Stärke des Fundamentbetons zwischen den Spundwänden betrug 3 bis 4 m. Diese hölzernen Spundwände sollten 3 bis 4 m unter Sohle reichen, splitterten und brachen aber bekanntlich stets vorher ab, so daß man anstatt dessen nur mit dem Maß von 2 m rechnen durfte. Trotz dieser Unzulänglichkeit stehen diese Pfeiler seit 74 und 64 Jahren unversehrt. Die Pfeiler der Bonner Rheinbrücke wurden 1898 bei 188 m größter Stützweite ebenfalls in offener Baugrube hergestellt allerdings zwischen eisernen Spundwänden, die man auch in grobem Kies erheblich tiefer eintreiben kann. An den beiden Stropfpfeilern hat das Fundament zwischen den Spundwänden hier nur 5 m Stärke, gegenüber 6 m der Uferpfeiler bei unserer geplanten Brücke.

Sollten trotz dieser bewährten Ausführungen doch noch Bedenken bestehen, so gibt es ein einfaches und verhältnismäßig billiges Gegenmittel, nämlich die Verstärkung des Baugrundes durch einzu-rummende Eisenbetonpfähle. Man kann erfahrungsgemäß dann die Bodenfüge mit 12 bis 15 kg/cm^2 belastet denken, also den Boden fast mit Felsen vergleichen. Auch die Gefahr des Gleitens ist dann ausgeschlossen, weil der Fundamentbeton durch Umfassung der Pfahlköpfe mit dem Baugrund verankert ist, wie z. B. bei dem links-rheinischen Uferpfeiler der Kölner Hohenzollernbrücke, der mit 8 bis 10 m tief eingerammten Eisenbetonpfählen zum Teil auf geschüttetem Boden gegründet ist.

Der Ausdruck „Schwimmsand“ ist hier irreführend, weil der Sand nach keiner Seite hin ausweichen kann und als festgelagerter Sand zu bezeichnen ist. Die vielen gewölbten Brücken der rheinischen Bahnen haben nachweislich niemals Risse infolge von Erdbeben gezeigt.

b) Falls die Bedenken unter 5 berechtigt wären, müßten alle gewölbten Brücken Deutschlands und die eisernen Bogenbrücken, wie die in Bonn, längst eingestürzt sein.

9. Ein Vertreter der Straßen- und Wasserbauverwaltung: Die Bedenken gegen die Sicherheit der Pfeiler beruhen auf Vermutungen. Durch weitere Bohrungen an der Baustelle ist diese Frage rasch zu entscheiden. Als Reibungsziffer an der Bodenfüge darf hier $\mu = \operatorname{tg} \rho = 0,5$ angenommen werden, während nur $\mu' = \operatorname{tg} \alpha = 0,37$ (bei Pfeiler VII) und $0,41$ (bei Pfeiler VIII) errechnet wurde. Hätte der Sand wirklich die z. B. vom Geologen (s. unter 2) angenommenen ungünstigen Eigenschaften, so wäre auch die Aufnahme von lotrechten Stützkkräften bedenklich. Zu prüfen ist noch, ob die Widerlager eine so große Kraft $H = \text{rd. } 20000 \text{ t}$ gleichmäßig genug auf den Untergrund übertragen können. Bei rd. 50 m Länge der Pfeiler kommt auf 1 m Länge $H' = 20000 \text{ t} : 50 \text{ m} = 400 \text{ t/m}$. Bei einer Talsperre von 50 m Höhe ergibt sich vergleichsweise ein Wasserdruck von $\frac{50 \cdot 50}{2} =$

1250 t/m. Hieraus folgt, daß bei Talsperren noch erheblich größere wagerechte Kräfte durch das Mauerwerk übertragen werden müssen.

10. Ein dritter Vertreter des Wasserbaues: Die beiden Fragen, die die Stadt Köln den Gutachtern der zweiten Gruppe vorgelegt hat, sind zwar formal klar, jedoch zu eng gefaßt, also nicht ausreichend. Als dritte Frage hätte hinzukommen müssen: „Hält der Gutachter bei Verneinung von Frage I für den jetzigen Entwurf Krupp-Schlüter es für möglich, ihn so umzugestalten, daß er die Frage bejahen kann und welche Kosten schätzt er hierfür?“

a) Zum geologischen Gutachten (s. unter 2). Niemand kann heute auf Grund der unzureichenden Bohrungen sagen, ob hier die tragfähige Kiesschicht wirklich durchfahren und die bedenkliche Sandschicht angeschnitten wird. Einige weitere Bohrungen mit ganz geringem Kostenaufwand könnten sofort Klarheit schaffen. Die bisherigen Gutachten beruhen nur auf Vermutungen. Der Geologe hat eine ganz falsche Vorstellung von der geplanten Gründungsart. Er hätte recht, wenn die Baugrube mit Oberflächenpumpen leer gepumpt werden sollte, keinesfalls aber bei Schüttung der Sohle unter Wasser oder bei Grundwasserabsenkung. Wollte man eine Wasserhaltung anwenden, so käme, falls die Triebandschicht einmal angeschnitten ist, nur Grundwasser-Absenkung in Frage. Die Sohle solcher Triebandsbaugruben wird dann durch das Abziehen des Wassers nach unten ganz besonders hart und fest, wie sich beim Durchrammen von Pfählen oft gezeigt hat. Die Befürchtungen des Nichtfachmannes sind daher unbegründet; der geologische Teil des Gutachtens ergibt ein sehr günstiges Bild der Bodenverhältnisse.

b) Zum Gutachten unter 4: Durch hinreichend enge Wahl der Bohrlöcher kann man sicher feststellen, ob Schlamm- und weiche Lehmschichten vorliegen. Auch kann die Baugrube von einer hierzu gebauten Taucherglocke aus einwandfrei untersucht werden. Die Auffassung, daß die Gründung in offener Baugrube „vernünftigerweise“ aus dem Bauprogramm verschwunden sei, widerspricht allen Erfahrungen. Die Trockendocks in Bremerhaven z. B., die im fertigen Zustande Hohlkörper mit 10 bis 12 m Wasserüberdruck bilden, sind bei 35 · 250 m² Grundfläche in offener Baugrube hergestellt worden, wobei Betonsohlen von 5 bis 8 m Tiefe geschüttet und dann ausgepumpt wurden.

Bezeichnet α den aus der statischen Berechnung gefundenen größten Neigungswinkel und ρ den durch Versuche ermittelten Mindestwert des Reibungswinkels, so ist die Sicherheit $\nu = \rho : \alpha$. Engels empfiehlt z. B. bei $\rho = 40^\circ$ und $\nu = 2$ facher Sicherheit als $\alpha = 40^\circ : 2 = 20^\circ$ (s. Taschenbuch für Bauingenieure, S. 883). Der Gutachter unter 4. verwechselt aber α und ρ , wenn er hier $\rho = 20^\circ$ empfiehlt. Über die Größe der Reibungswerte $\mu = \tan \rho$ liegen bereits umfangreiche Forschungsarbeiten vor². Hiernach ist der Reibungswert von rauhem Beton auf mittelgrobem Sand etwas höher als $\mu = 0,5$ anzunehmen und auf Kies zu $\mu = 0,6$ zu schätzen. Man darf daher hier, falls die Bodenfuge im Kies bzw. Sand liegt, sicherlich mit $\mu = 0,5$ bzw. $0,4$, also im Mittel mit $0,45$ rechnen. Nimmt man $\mu' = 0,30$ an, so ist hierin bereits $1\frac{1}{2}$ fache Sicherheit eingerechnet. Im Eisenwasserbau wird heute für Eisen auf Eisen durchweg mit $\mu = 0,3$ bis $0,4$ gerechnet (also $\rho = 17^\circ$ bis 22°), weil der früher gebräuchliche Wert von $\mu = 0,2$ oft dazu geführt hat, daß wichtige Teile wegen der größeren Reibung nicht bewegt werden konnten. Nur dann, wenn der Sand lehmig und tonig ist, kann der Wert bei Beton auf Sand bis zu $\mu = 0,2$ (also $\rho = 11^\circ$) herabsinken. Ein solcher Fall liegt aber hier nicht vor.

Verbesserungsvorschläge, falls die Sicherheit erhöht werden soll, um den Bedenken des ersten Vertreters des Wasserbaues, s. unter 3. Rechnung zu tragen: In die ausgehobene offene Baugrube sind Pfähle etwa 6 m tief einzuschlagen oder einzuspülen; die Spundwand ist 2 m tiefer zu rammen; der Beton in den unteren Lagen in 1 : 4 anstatt 1 : 5 zu mischen, hinter die landseitige Spundwand sind 3 Reihen von 10 m langen Pfählen zur Verdichtung zu schlagen, um den passiven Erddruck zu erzwingen; die Baugrube ist durch ein starkes Rahmenwerk sicher abzusteuern; nachdem die Sohle 4 m stark eingebracht ist, erfolgt die Trockenlegung.

Als allersicherste Gründungsart, die auch der Luftdruckgründung vorzuziehen ist, muß das Verfahren der Grundwasserhaltung in offener Baugrube mit eisernen Spundwänden angesehen werden. Die Ausführungen der Emdener und der Hemelinger Schleuse haben bewiesen, daß diese Spundwände zur Not mit einer Sandschüttung davor ganz dicht werden.

11. Ein erster Vertreter des Eisenbrückenbaues: a) Bedeutung einer Widerlagerverschiebung. Bezeichnet Δl bzw. δ_{aa} die Zunahme der Stützweite infolge der Verschiebung beider Widerlager durch die wagerechte Kraft H bzw. $H = -1t$, so lautet eine bekannte Näherungsformel:

$$\delta_{aa} = \frac{8}{15 E J} f^2 \cdot l \cdot \alpha,$$

wobei

$$\alpha = 1 + \frac{15}{8} \cdot \frac{J}{F f^2}$$

jeweils ein bestimmter Festwert, hier $\alpha = 1,005$ ist. (J und F Trägheitsmoment und Querschnitt im Bogenscheitel. Die genaue statische Berechnung ergibt δ_{aa} nur um 1% kleiner). Da $\Delta l = -H \cdot \delta_{aa}$ ist, und das Kernmoment $M_0 = H \cdot y_u$, so folgt die Spannung:

$$\sigma_0 = \frac{M_0}{W} = -\frac{\Delta l}{\delta_{aa}} \cdot y_u = -\frac{15}{8} E \cdot \frac{y_u}{f} \cdot \frac{\Delta l}{l \cdot \alpha} \cdot \frac{J}{W \cdot f}.$$

Hierin ist $y_u : f$ ein Festwert, und $J : W$ proportional der Bogenhöhe h im Scheitel, folglich ist die Zusatzspannung im Bogen:

$$(1) \quad \sigma = C \frac{\Delta l}{l} \cdot \frac{h}{f}.$$

Werden an Zweigelenk-Bogenbrücken verschiedener Größe die gleichen Widerlagerverschiebungen, z. B. $\Delta l = 0,30$ m gemessen, so ist die Spannung σ im eisernen Bogen um so kleiner, je größer die Stützweite l , je größer die Pfeilhöhe f (also je höher der Bogen) und je kleiner die Scheitelstärke h (je dünner der Bogen) ist. Ist z. B. die Spannweite $l_2 = 300$ m (je dünner der Bogen) ist. Ist z. B. die Spannweite $l_1 = 300$ m anstatt $l_1 = 30$ m, also 10 mal so groß, so darf bei gleicher Beanspruchung σ und ähnlichen geometrischen Verhältnissen die Widerlagerverschiebung ebenfalls 10 mal so groß sein. Bei der Bonner Bogenbrücke mit $l = 187,2$ m und bei der kürzlich verbreiterten Düsseldorfer Bogenbrücke ist nach (1) der Einfluß einer gleichgroßen Stützenverschiebung Δl also 2,3 mal und bei der letzteren 2,0 mal so groß wie bei der Kruppschen Bogenbrücke.

² s. H. Engels, Zeitschrift für Bauwesen 1896 S. 409. (Für rauhe und glatte Sandsteinplatten auf feinem und grobem Kies sind die Endwerte bei 1 mm Verschiebung $\mu = 0,63$ bis $0,57$, also im Mittel $0,6$). Schmoil von Eisenwerth, Z. d. V. I. 1917, S. 443 (Granit auf nassem Schotter $\mu = 0,48$, auf nassem Sand $\mu = 0,53$), O. Franzius, Versuche beim Wiederaufbau der Hemelinger-Schleuse, Z. d. V. d. Arch. u. Ing. Vereine, 1904, S. 68 (Beton auf stark feuchtem Sand $\mu = 0,57$ bis $0,59$, desgl. für Eisenblech $\mu = 0,50$ bis $0,61$, Mittelwert $0,52$), s. auch O. Franzius, Grundbau, Verlag von Jul. Springer, Berlin 1927, S. 35. M. Möller, Erddrucktabellen, fordert $\nu = 1\frac{1}{2}$ bis 2 fach, wenn nicht genaue Untersuchungen einen kleineren Wert ν rechtfertigen. Brennecke, der Grundbau, bearbeitet von Lohmeyer, Berlin 1927 (Mauerwerk auf nassem Sand $\mu = 0,5$).

b) Zerlegt man ferner die Normalkraft in der Bodenfuge $N = N_g + N_p$ in ihre beiden Bestandteile N_g infolge Eigengewicht, und N_p infolge der Verkehrslast und entsprechend die Bodenpressung $\sigma_B = \sigma_g + \sigma_p = 5,0 \text{ kg/cm}^2 = \text{konst.}$, so möge bei einer kleineren Brücke $N_g : N_p = \sigma_g : \sigma_p = 1 : 1$, bei einer großen dagegen $3 : 1$ sein. Durch die Montage als Dreigelenkbogen können sich die Setzungen durch Eigengewicht ohne inneren Zwang im Eisenwerk auswirken. Der Eigen-gewichtsanteil σ_g fällt somit weg. Folglich erhält man bei der kleineren Brücke $\sigma_p = 5,0 : 2 = 2,5 \text{ kg/cm}^2$ und bei der großen Brücke $\sigma_p = 5 : 4 = 1,25 \text{ kg/cm}^2$ als Bodenpressung infolge des Verkehrs. Die Bodenpressung σ_p durch den Verkehr allein ist somit (wenn σ_B konstant bleibt) bei der großen Bogenbrücke kleiner, als bei der kleinen. Das gleiche gilt für die wagerechte Kraft H , also für das Gleiten.

Hiernach und aus den Folgerungen aus Gl. (1) erkennt man, daß es falsch ist, wenn verschiedene Gutachter gerade aus der Größe der Brücke ihre Bedenken herleiten und daß die Verhältnisse um so ungünstiger liegen, je kleiner die Stützweite ist. Die Bonner und Düsseldorfer Brücke können daher sehr wohl als Anhalt dienen.

c) Nach den Berechnungsgrundlagen der Reichsbahn (BE) darf die zulässige Spannung für das Ausweichen der Widerlager, Setzen der Pfeiler und für Wind um $1/7 \sigma_{zul}$ erhöht werden, also bei Silicium-Stahl auf $2100 + 300 = 2400 \text{ kg/cm}^2$. Da hier 80 kg/cm^2 auf die Beanspruchung durch Wind entfallen, bleiben für etwaige Widerlagerbewegungen noch $300 - 80 = 220 \text{ kg/cm}^2$ übrig. Diese zulässige Zusatzspannung würde aber erst bei der Vergrößerung der Stützweite um $\Delta l = 32 \text{ cm}$ erreicht werden, und zwar infolge des Verkehrs allein, so daß auf jedes Widerlager 16 cm entfällt. Derartige große Verschiebungen sind aber nicht zu erwarten.

Ausführliche Rechnungen nach den neueren Grundsätzen der Elastizitätslehre und Baustoffforschung erweisen, daß die Belastung trotz dieser großen Verschiebung der Widerlager in unbegrenzter Zahl ertragen wird, ohne daß der eiserne Bogen brechen kann.

d) Eine genaue Berechnung eines Uferpfeilers ergibt als Sicherheit gegen wagerechte Verschiebung, ohne bzw. mit passivem Erddruck, $V = 1,45$ bzw. $2,25$ und bei ansteigender Sohle $\alpha = 4^\circ 10'$; also ist eine Verschiebung ausgeschlossen, ebenso außergewöhnliche Gleitflächenbildung. Die geplante Bogenbrücke bietet volle Sicherheit und wird bei gleichem Kostenaufwand von keiner anderen Bauart übertroffen. Von Einsturzgefahr kann auch nicht entfernt die Rede sein.

12. Ein zweiter Vertreter des Eisenbrückenbaues: Die Luftdruckgründung muß die umgebenden Grundwasserschichten vor allem auch durch die unter der Caissonschnede austretende Luft in Bewegung bringen, stört also den ursprünglichen Zustand und ist daher ungünstiger als eine Gründung in offener Baugrube, bei der der passive Erddruck auf die Spundwände zweifellos wirkt. Der passive Erddruck ist hier aber auch an den Stirnwänden eines Caissons anzunehmen, weil bei der Montage der Dreigelenkbogen zwanglos nachgibt. Als Beispiele für Ausführungen in offener Baugrube werden angeführt: die Eisenbetonbogenbrücke von 52 m Spannweite ($f : l = 1 : 5$) mit angehängter Fahrbahn bei Groß-Wusterwitz (s. Dr. Nackonz, Bau-technik 1923, S. 337), wo die gemessene Widerlagerverschiebung in scharfem Sand nur 1,5 mm betrug und die Straßenbrücke über die Saale bei Dürrenberg von 58 m Spannweite (Handb. für Eisenbetonbau, 3. Aufl., 7. Bd. S. 295ff.).

13. Ein dritter Vertreter des Eisenbaues: Zum Gutachten unter 3. Gerade das mächtige Widerlager und die große Stützweite wirken günstig auf die Stabilität der Bogenbrücke. Die Brücke müßte mit 2700 kg/m^2 belastet werden und würde früher in den Eiseinteilen brechen, bevor sich die Widerlager (bei 1,9 facher Sicherheit) verschieben werden. Geben die Widerlager der Hängebrücke nach, so ist ein Nachspannen der Kabel nach eingetretener Senkung unmöglich. Das Nachspannen der Hängestangen ist sehr schwierig und wenig wirksam.

b) Zum Gutachten unter 5. Die Auflagerkräfte betragen bei der Bogenbrücke 11 600 t, bei der Hängebrücke von gleicher Stützweite aber 26 000 t für einen Pfeiler, werden also bei dieser stärker konzentriert als bei jener. Fällt die Nutzlast weg, so vermindern sich diese Werte bei der Bogenbrücke bzw. Hängebrücke um 3330 t bzw. 7500 t. Wäre die Theorie des Kraftwechsels richtig, so spräche sie vielmehr gegen die Hängebrücke als gegen die Bogenbrücke.

c) Zum Gutachten unter 6. Die Ansicht, daß die Baugrundreibung von der homogenen Bodenbeschaffenheit abhängt, ist irrig. Sie hängt nur vom Drucke und der Reibungszahl ab. Da der Unterschied in den Reibungszahlen bei wirklich tragfähigem Boden nicht groß ist, muß der Baugrund, falls er lotrechte Lasten tragen kann, auch Reibung aufnehmen. Die kleine Nutzlast der Brücke im

$$\text{Vergleich zum toten Gewicht und dem Gewicht der Pfeiler} \quad \frac{3200}{45000} = \frac{1}{14}$$

gibt dem Gesamtbauwerk einen hohen Sicherheitsgrad. Ein Wegschieben der Widerlager um 12,2 cm würde Zusatzspannungen von der Größe der Temperaturspannungen erzeugen und die gesamten Spannungen des Bogens nur um 4,3% erhöhen. Dabei kommt aber noch die von Prof. Grüning³

³ Prof. Grüning, Die Tragfähigkeit statisch unbestimmter Tragwerke bei beliebig häufig wiederholter Belastung. (Verlag von Julius Springer, Berlin 1926).

dargelegte innere Reserve der statisch unbestimmten Tragwerke zur Auswirkung. Zur Veranschaulichung denke man sich, daß bei einer sehr großen Verschiebung der Widerlager um 90 cm an einzelnen Stellen des Bogens die Elastizitätsgrenze (oder Proportionalitätsgrenze) überschritten wird. Dort tritt eine erhöhte Längenänderung ein, so daß sich die stark beanspruchten Teile einer gefährlichen Spannungserhöhung entziehen. Die anderen Teile nehmen die Kräfte auf und es bildet sich selbsttätig der statisch bestimmte Fall des Dreigelenkbogens aus. Selbst große Verschiebungen der Widerlager würden daher die Festigkeit der Bogenbrücke nicht gefährden. Im Gegensatz hierzu bewirkt bei der nicht in sich verankerten Hängebrücke eine Verschiebung der Widerlager um 15 cm eine Zunahme des Durchhanges des Kabels um 54 cm, das sind 73% der Durchbiegung der inneren Versteifungsträger infolge der vollen Nutzlast im Betrage von 74 cm, also eine ganz beträchtliche Spannungserhöhung. Der Gutachter unter 6 befindet sich also in einem grundsätzlichen Irrtum. Die Hängebrücke mit aufgehobenem Horizontalzug hat bei ungleichmäßigen Stützensenkungen höhere Nebenspannungen wie ein Bogensträger, vor allem auch große Wärmespannungen in dem meist über der Fahrbahn liegenden Obergurt der Versteifungsträger. Schätzt man das Elastizitätsmaß des Kabels zu $E = 1800000 \text{ kg/cm}^2$ bzw. 1900000 kg/cm^2 , so errechnet sich bei $\sigma = 40 \text{ kg/mm}^2$ und 550 m Kabellänge als Gesamtdehnung $\Delta_s = 1225 \text{ mm}$ bzw. 1155 mm. Ein ganz unvermeidlicher Fehler in der Schätzung von E um nur 5% entspricht also einer Längenänderung um 7 cm oder einem Nachgeben der Widerlager um dieses Maß.

14. Ein vierter Vertreter des Wasserbaues: Die Größe der Sicherheit ist bei unseren Baustählen $\nu = \sigma_s : \sigma_{zul} = 3200 : 1800 = 1,77$ fach. M. Möller fordert bei wagerechten Kräften im Erd- und Wasserbau mindestens $\nu = 1,5$. Hier errechnet sich ohne passiven Erddruck gegen Gleiten $\nu = 1,65$ unter Annahme der voraussichtlichen Reibungsziffer $\mu = \text{tg } 28 \frac{1}{2}^\circ = 0,543$. Dieser wichtige Wert hätte vor der Wettbewerbs-Ausschreibung gemessen werden müssen. Diese Messungen sind so rasch als möglich nachzuholen. Ein genauer Versuchsplan hierfür wurde vom Gutachter durch die Firma Krupp dem Oberbürgermeister Anfang März vorgelegt. Die Ingenieurkunst ist so weit vorgeschritten, daß es unbedingt möglich ist, hier ein völlig schubsicheres Widerlager herzustellen. Ein Nachteil des Widerlagers der üblichen Hängebrücke gegenüber dem der Bogenbrücke besteht darin, daß der Ankerzug schräg aufwärts und nach dem Strom zu gerichtet ist.

Die 5 Gutachter der Stadt Köln (unter 2 bis 6) standen vor der schwierigen Frage, zu schnell ein Urteil abgeben zu müssen. Sie hätten eine Erklärung dahin abgeben müssen, daß eine Entscheidung ohne die Vornahme praktischer örtlicher Untersuchungen über die Bodeneigenschaften überhaupt niemandem möglich ist.

15. Ein Vertreter des Betonbaues: Vielleicht werden selbst Fachleute durch die Feststellung überrascht sein, daß der „gewaltige“ Schub von 18500 t des 333 m weitgespannten eisernen Zweigelenkbogens nicht größer ist, als der-

jenige einer gleich breiten gewölbten Eisenbahnbrücke von nur 57 m Spannweite und 1:10 Pfeilverhältnis, nämlich 670 t für 1 m Brückenbreite. Der wagerechte Schub auf 1 m Pfeilerbreite beträgt hier $18500 : 52 = 355 \text{ t}$, bei der viergleisigen Eisenbahnbrücke über den Neckar bei Cannstadt 310 t (1912 bis 1914 Gründung zwischen Larsenwänden in offener Baugrube teilweise auf wasserführendem Kiesboden bei $31 \cdot 19 \text{ m}^2$ Grundfläche) und bei der 1925 erbauten viergleisigen Okerbrücke bei Braunschweig sogar 370 t (Eisenbetoncaissons 20,6 m breit und 18 m lang). Diese Werte des Horizontalzuges für 1 m Pfeilerbreite zeigen, daß die Gründung der Köln-Mülheimerbrücke keine außergewöhnliche Aufgabe ist. Eine Sicherheitsreserve liegt hier im Gegensatz zu Eisenbahnbrücken noch darin, daß die Nutzlast von 600 kg/m^2 Grundfläche praktisch niemals in voller Größe auftreten wird. Sie ruft einen Schub $H_p = 4900 \text{ t}$ hervor, beträgt also 26% des Gesamtschubes.

Verbesserungsvorschlag: Man bilde die Nebenöffnungen nicht als leichte Betongewölbe, sondern als schwere volle Tonnengewölbe mit massivem Überbau aus, wobei man linksrheinisch 6 statt 7 Öffnungen, rechtsrheinisch nur 1 statt 2 Öffnungen anordnet. Dem Schub des eisernen Bogens von 17450 t wirkt dann der des Massivbogens von 7927 t entgegen, so daß nur 9527 t, also 55% übrigbleiben. Die Reibungszahl $\mu' = \text{tg } \alpha$ sinkt dann von 0,36 auf 0,20 linksrheinisch und 0,24 rechtsrheinisch. Der Sicherheitsgrad gegen Gleiten wird dann linksrheinisch (bzw. rechtsrheinisch), wenn $\mu = \text{tg } \alpha = 0,30$ angenommen wird, $\nu = 1,54$ (bzw. 1,30) und bei $\mu = 0,50$ wird $\nu = 2,56$ (bzw. 2,17) ohne passiven Erddruck, ohne Reibung an den Seitenwänden, bei vollem Auftrieb und voller Verkehrslast der Hauptöffnung. Durch diesen Verbesserungsvorschlag ist somit volle Sicherheit gegen Gleiten in der wagerechten Fuge der Caissongründung gewährleistet.

16. Gemeinsames Gutachten der Sachverständigen unter 8 bis 15. Je größer die Stützweite ist, um so geringer wird der Einfluß großer Stützenverschiebungen auf die Spannungen des Bodens. Auf die wichtige Tatsache, daß etwa 30 cm Vergrößerung der Stützweite infolge Widerlagerverschiebung, die erst nach vollendeter Montage auftreten müßte, für die Sicherheit des Bogens gänzlich unbedenklich sind, kann nicht nachdrücklich genug hingewiesen werden. Unter Berücksichtigung der bisherigen Ergebnisse der Bodenuntersuchungen und der Ausführungen an den bestehenden Rheinbrücken sind die unterzeichneten Sachverständigen einstimmig der Überzeugung, daß die Gründung der eingepflanzten Bogenbrücke in jeder Beziehung einwandfrei ausgeführt werden kann, so daß die Bogenbrücke eine Sicherheit bietet, die derjenigen der anderen vorgeschlagenen Brückensysteme gleichwertig ist.

(Fortsetzung folgt.)

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Eine neue eiserne Straßenbrücke über den Niagara (U.S.A.). (8000 t in neun Monaten aufgestellt.)

Wie der Engineering News Record (Vol. 98, Nr. 20) berichtet, ist Ende 1926 die südlich der Niagarafälle gelegene, Buffalo (New York) und Fort Erie (Ontario) verbindende, etwa 700 m lange Straßenbrücke

finden mußte. Da es sich bei dieser bedeutungsvollen Bauausführung bewährt hat, dürfte es besondere Beachtung verdienen.

Die allgemeine Anordnung und Lage der Brücke zeigt Abb. 1. Fünf 106 bis 129 m weitgespannte, unter der Fahrbahn liegende, eiserne, vollwandige Dreigelenkbogen im Strom und ein 110 m langer, über der Fahrbahn angeordneter Fachwerkträger über dem Schiff-

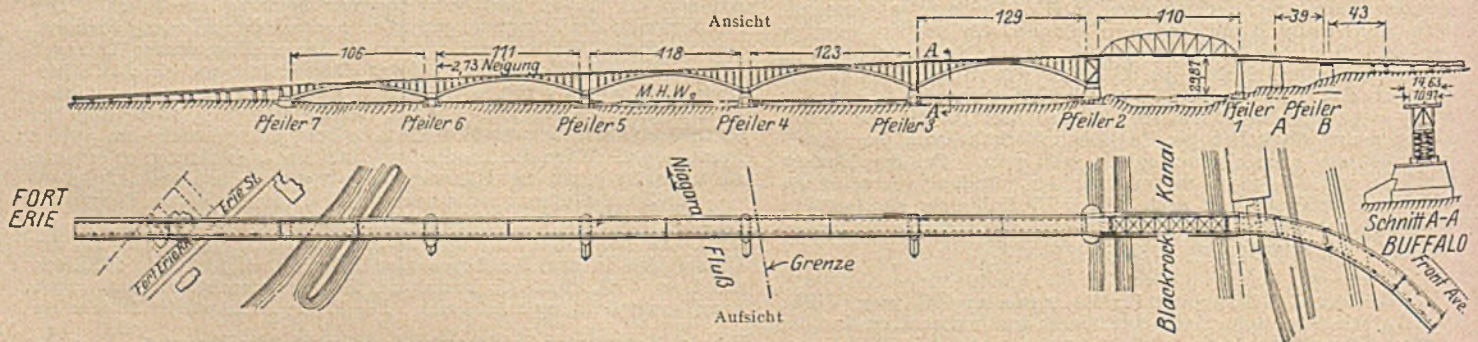


Abb. 1. Gesamtanordnung.

fertig geworden. Sie erhält den Namen „Peace bridge“ zur Erinnerung an den über 100 Jahre bestehenden Frieden zwischen den beiden anliegenden Staaten Kanada und U. S. A. Die Bau- und Unterhaltungskosten sollen, wie drüben vielfach üblich, durch Brückenzoll von dem Verkehr aufgebracht werden.

Felsige Flußsohle im 5 bis 6 m tiefen, reißenden Strom und ein besonders starker Eisgang erschwerten die Montagearbeiten, so daß ein neuartiges, zum Patent angemeldetes Verfahren, Verwendung

fahrtskanal bilden mit den anschließenden Rampen das Tragwerk. Eine 10,97 m breite, von zwei Fußwegen, je 1,83 m, begrenzte, 17,8 cm dicke Eisenbetonfahrbahn führt bei der rechts gelegenen Hauptöffnung, in 29,87 m lichter Höhe über den Schiff-fahrtskanal (Black Rock). Der spätere Einbau eines Straßenbahngleises ist vorgesehen. Die Pläne stammen z. T. bereits aus dem Jahre 1912 und sind erst nach dem Kriege wieder aufgenommen worden.

Um die Aufstellung wegen der Hochwasser- und Eisgefahr möglichst zu beschleunigen, wurde in den Anfang November 1925 vergebenen Aufträgen sowohl Verzugsstrafen wie Verkürzungsprämien

in der erforderlichen Höhe, entsprechend der Felstiefe unter Wasser, leicht möglich war. Während und nach dem Absenken einzelnen Körbe durch gelenkig angeschlossene I-Träger untereinander verbunden, um sie vor allem während des letzten Absenkungsvorganges trotz der vorhandenen Strömung genau führen zu können. Das Absenken eines Korbes erfolgte mit zwei, auf der bereits fertigen Brückenkonstruktion laufenden Derrickkränen, wie aus Abb. 2 und 4 hervorgeht. Darauf konnte das Aufstellen der Joche, die sich auf die abgesenkten Körbe stützten, und ihrer oberen Längsverbindungen sowie der Hauptträger, alles mit denselben Kränen (Abb. 5 und 6), erfolgen. Die Hauptträger wurden mit Hilfe von Sand-

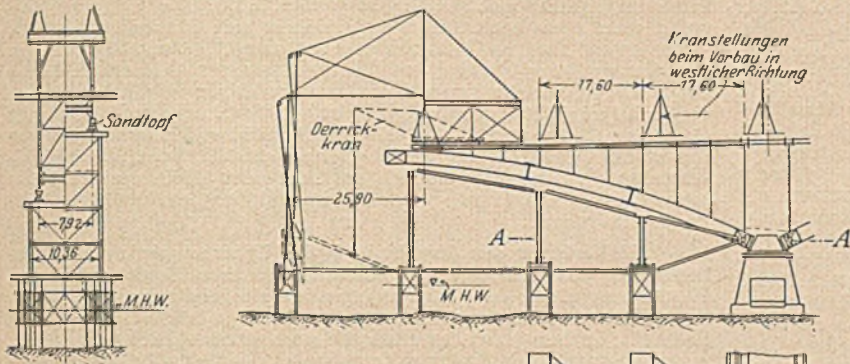


Abb. 2. Bauvorgang.

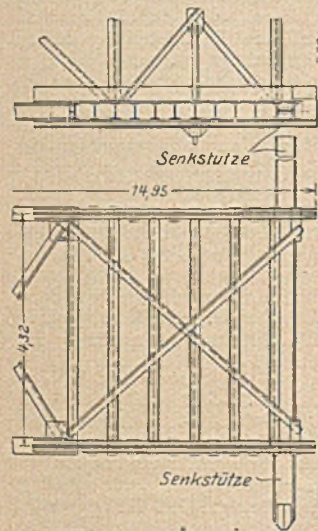


Abb. 3. Eiserne Senkkörper.

für Über- bzw. Unterschreitung des als 1. März 1927 angegebenen Endtermines in der Höhe von 420 M. bis 1050 M. je Tag angegeben. Da außerdem das Kriegsministerium von April bis Dezember keinerlei Einbauten im Schiffahrtskanal erlaubte, war die wirklich zur Verfügung stehende Montagezeit der rd. 8000 t wiegenden Eisenkonstruktion auf neun Monate eingeschränkt. Bei dem also mit allergrößter Beschleunigung auszuführenden Aufbau von fester Rüstung aus wurde nach Beendigung der entsprechenden Pfeilergründungen an drei Stellen gleichzeitig begonnen, und zwar auf Pfeiler A nach links, auf Pfeiler 7 nach rechts fortschreitend und nebenher noch bei der Rampe auf der kanadischen Seite. Das eigenartige ist die zu diesem

töpfen, die zwischen dem Untergurt der Bögen und den Rüstungen gelagert waren, abgesenkt.

Mit den Aufstellungsarbeiten konnte erst im Februar begonnen werden. Die Öffnungen zwischen den Pfeilern A bis 2 und 6 bis 7 waren am 1. Juli, links von Pfeiler 7 und zwischen Pfeiler A und B am 16. August und rechts von Pfeiler B am 31. Oktober, die Flußöffnungen am 15. November 1926 fertig aufgestellt, eine Leistung, die unter Berücksichtigung der vorliegenden außerordentlichen Schwierigkeiten Anerkennung verdient. Die Lieferung und Aufstellung der Eisenkonstruktionen erfolgte

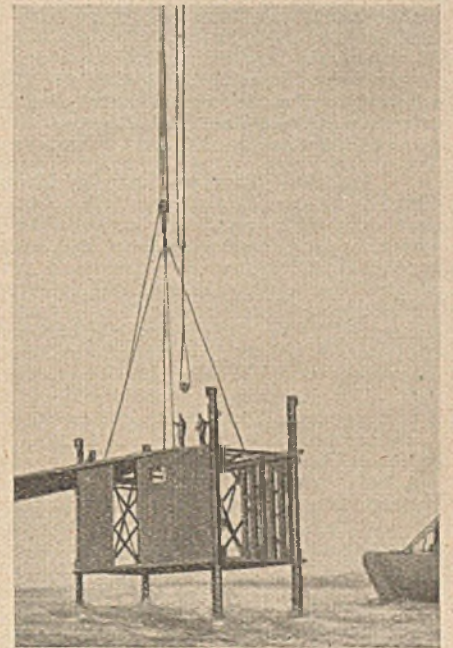


Abb. 4.

Senkkörper kurz vor dem Eintauchen.

Zweck gewählte Bauart der festen Rüstung im Strom.

Der Unterbau bestand aus eisernen, fachwerkartigen Tragkörpern mit vier lotrechten Eckpfosten, die auf den Felsboden festaufgelagert werden konnten und dem reißenden Strom den geringsten Widerstand boten; hierauf stützten sich senkrecht stehende, eiserne Joche zur Auflagerung der einzelnen Teile der Hauptbogen (Abb. 2). Vorgenannte, korbformige Tragkörper wurden in einem mittleren Abstand von 20 m versenkt, hatten eine Querschnittsfläche von 14,35 m x 3,66 m und bestanden aus zwei 14,95 m langen, 4,32 m hohen, vertikalen Fachwerkträgern, die in 3 bis 3,66 m Abständen durch Querträger verbunden waren (Abb. 3). An den vier Ecken jedes Tragkörpers waren lotrecht bewegliche, aus genieteten Profilen bestehende Pfosten derart befestigt, daß ein Feststellen

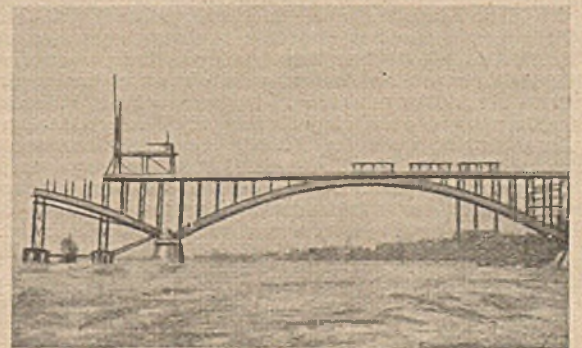
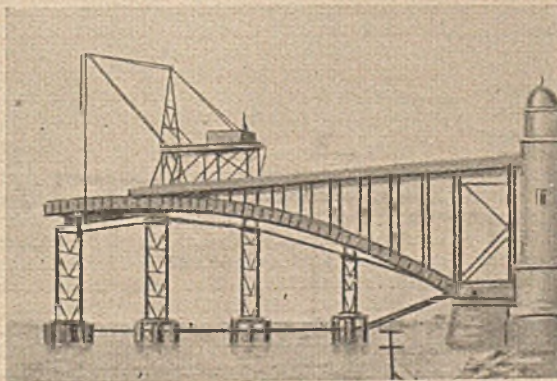


Abb. 5 und 6. Vorbau der Flußöffnungen.

auf der amerikanischen Seite durch die Bethlehem Steel Co., auf der kanadischen Seite, um unnötige Steuerabgaben zu vermeiden, durch die Hamilton Bridge Co. in Kanada. Dr. R. Bd.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Die Verpflichtung des Unternehmers zur Wiederherstellung zerstörter oder beschädigter Bauwerke.

Von Rechtsanwalt Dr. Habicht, Berlin.

Das geltende Recht trifft in den Vorschriften des BGB. über den Werkvertrag eine Regelung der Beziehungen zwischen dem Besteller und dem Unternehmer die, wie bekannt, dem letzteren recht

ungünstig ist. Dies tritt besonders hervor in der Vorschrift des § 644, nach der grundsätzlich der Unternehmer die Gefahr des zufälligen oder durch höhere Gewalt verursachten Unterganges oder der Beschädigung des Bauwerkes bis zur Abnahme desselben durch den Besteller trägt. Die Verteilung der Gefahr zwischen Unternehmer und Besteller ist bereits im römischen und gemeinen Recht eine lebhaft erörterte Frage gewesen. Die herrschende Meinung neigte aber

schon vor Entstehung des BGB. für den Geltungsbereich des römischen und gemeinen Rechts einer Anschauung zu, die der des BGB. gleichkommt und Versuche, die Bestimmungen des BGB. in einem dem Unternehmer günstigeren Sinne auszulegen, nämlich dahin, daß die Gefahren in solche zu teilen seien, die aus der Sphäre des Unternehmers und solche die aus der Sphäre des Bestellers stammen, sind einhellig abgelehnt worden.

Daß der Unternehmer nach § 644 die Gefahr bis zur Abnahme des Werkes durch den Besteller trägt, bedeutet, daß er im Falle einer zufälligen oder durch höhere Gewalt verursachten Beschädigung, Verschlechterung oder Unterganges des Werkes seiner Vergütung verlustig geht (vgl. Staudinger Anmerkung II Abs. 4 und dort zitierte). Die Frage, ob der Unternehmer im Falle der teilweisen Vernichtung des Werkes einen verhältnismäßigen Anspruch auf Vergütung für den nicht vernichteten Teil behält, richtet sich danach, ob dieser erhaltene Teil für den Besteller objektiv oder subjektiv einen selbstständigen Wert besitzt; bejahendenfalls ist er zur Abnahme und Bezahlung des teilweise hergestellten Werkes nach Treu und Glauben für verpflichtet zu halten, es sei denn, daß besondere vertragliche Bestimmungen oder Besonderheiten des in Frage kommenden Werkes dies ausschließen (vgl. Rümelin, Dienst- und Werkvertrag Seite 81 ff.).

Von dem Grundsatz der Gefahrtragung im oben erwähnten Sinne durch den Unternehmer besteht die Ausnahme des § 645 BGB., nach dem der Unternehmer im Falle der Vernichtung, wie im Falle der teilweisen Beschädigung oder Verschlechterung oder des Unbrauchbarwerdens vor Abnahme (und zwar ohne Rücksicht darauf, ob der etwa noch erhaltene Teil einen selbstständigen Wert für den Besteller hat) einen Anspruch auf Vergütung für die geleistete Arbeit dann behält, wenn die oben angeführten Ereignisse die Folge eines Mangels des von dem Besteller zur Bearbeitung gelieferten Stoffes oder einer vom Besteller für die Ausführung erteilten Anweisung sind. Diese Ausnahme greift nur dann nicht Platz, wenn bei dem Untergang usw. des Werkes ein Umstand mitgewirkt hat, den der Unternehmer zu vertreten hat. Durch die genannte Einschränkung wird der Wert der Bestimmung des § 645 für den Unternehmer ganz erheblich gemindert. Hat beispielsweise der Besteller selbst den Zement für ein Bauwerk geliefert und ist dieser, ohne daß den Besteller ein Verschulden trifft, in einer Partie minderwertig gewesen, so trifft trotzdem die Gefahr des hieraus etwa entstehenden Einsturzes des Bauwerkes den Unternehmer, wenn einer seiner Arbeiter gerade bei dieser Partie ein falsches Mischungsverhältnis angewandt hat, selbst wenn der Unternehmer nachweisen könnte, daß der Einsturz auch bei richtigem Verhalten des Arbeiters eingetreten wäre. Auf diese Seite des § 645 einzugehen führt jedoch über den Rahmen der vorliegenden Untersuchung hinaus. Da der Begriff der Gefahrtragung der §§ 644, 645 BGB. in Anlehnung an den allgemeinen Gefahrbegriff des BGB. lediglich die Frage behandelt, ob im Falle einer zufälligen oder durch höhere Gewalt bewirkten Zerstörung oder Beschädigung des Bauwerkes der Unternehmer den Anspruch auf die Vergütung behält, so regeln diese Bestimmungen die Frage nicht, ob im Falle einer solchen Einwirkung der Unternehmer verpflichtet ist, das vernichtete oder beschädigte Bauwerk, sei es ohne oder gegen Bezahlung wieder herzustellen.

Der Klarheit halber sei hervorgehoben, daß, abgesehen vom Falle einer besonderen Garantieübernahme, von einer solchen Wiederherstellungspflicht dann keine Rede sein kann, wenn die schädigenden Ereignisse nach der Abnahme des Werkes eintreten. Selbst im Falle der Garantieübernahme ist übrigens mangels besonderer Vertragsbestimmungen anzunehmen, daß die Wiederherstellungspflicht nur dann eintritt, wenn der Schaden die Folge eines vom Unternehmer zu vertretenden Umstandes und nicht die Folge eines Zufalls oder höherer Gewalt war. Hier soll aber nur die Frage behandelt werden, wie es mit der Wiederherstellungspflicht im Falle der zufälligen Schädigung des Bauwerkes vor erfolgter Abnahme steht. Besondere Bestimmungen finden sich hierüber im Gesetz unter den Vorschriften über den Werkvertrag nicht. Die Parteien können natürlich selbst Vorkehrungen für diesen Fall treffen und derartige vertragliche Bestimmungen sind dann in erster Linie maßgebend. Es ist auch angesichts der Zweifelhafteit der Frage sehr zu empfehlen, daß die Parteien solche Vereinbarungen treffen und zwar unter gleichzeitiger Berücksichtigung dessen, ob der Unternehmer für die Wiederherstellung Kostenerstattung beanspruchen kann oder nicht. Meistens allerdings wird es den Parteien aus psychologischen Gründen widerstreben im Verträge eine solche Regelung zu treffen. Die Lösung muß dann aus den allgemeinen Grundsätzen des Bürgerlichen Rechts heraus gesucht werden. Unter den führenden Kommentatoren des BGB. besteht keine einhellige Ansicht darüber, wie die allgemeinen Vorschriften in dieser Beziehung auszulegen sind. Der Kommentar der Reichsgerichtsräte verneint überhaupt die Anwendung von allgemeinen Vorschriften auf die Frage der Wiederherstellungspflicht und verweist für die Beantwortung dieser Frage lediglich auf die besonderen vertraglichen Bestimmungen, selbst wenn die Wiederherstellung noch möglich und für die Parteien von Interesse ist. Die allgemeinen Vorschriften des BGB. sollen hiernach nur dafür entscheidend sein, ob dem Besteller etwa ein Anspruch auf Schadenersatz gegen den Unternehmer zusteht und bejahendenfalls die Pflicht des Unternehmers zur Wiederherstellung des Werkes aus dieser Schadenersatz-

pflcht entspringen (Anm. 2 zu § 644). Nach Staudinger (Anm. 3 § 644) kann „eine für alle Fälle passende Entscheidung nicht getroffen werden. Es ist anzunehmen, daß eine unbedingte Wiederherstellungspflicht nicht behauptet werden kann. Die Frage ist vielmehr nach dem konkreten Vertragsinhalt mit Rücksicht auf die Wahrung auf Treu und Glauben zu entscheiden.“ Soergel-Lindemann (Anm. 1 zu § 644) halten den Unternehmer zur Wiederherstellung des beschädigten oder vernichteten Bauwerkes für verpflichtet, wenn der Zufall sie nicht unmöglich gemacht hat. In ähnlicher Weise bejaht Oertmann (Anm. 1 zu § 644) eine grundsätzliche Wiederherstellungspflicht des Unternehmers, die aber dann entfällt, wenn die Wiederherstellung entweder unmöglich gemacht oder doch wesentlich erschwert ist. Nach Planck wiederum ist lediglich der Inhalt des Vertrages maßgebend.

Die Vertreter der Ansicht, daß der Unternehmer zur Wiederherstellung verpflichtet sei, geben eine auf dem Gesetz beruhende Begründung nicht; der Gedanke, von dem sie geleitet werden, dürfte der gleiche sein, wie der den Doehrmahl (Iherings Jahrbücher Band 48, Seite 282) in bezug auf das römische und gemeine Recht ausdrückt, wenn er sagt „der Unternehmer hat ein Arbeits-Resultat versprochen; von dieser Verpflichtung wird er nur befreit durch Erfüllung oder Unmöglichkeit.“ Nehmen wir nun zunächst den Fall an, daß der Unternehmer das Bauwerk, ein Haus, eine Brücke oder ein Schiff usw., fertiggestellt hat oder daß die Fertigstellung bis auf verhältnismäßig nebensächliche Arbeiten erfolgt ist, und daß dann das Bauwerk durch Feuer oder andere von dem Unternehmer nicht zu vertretende Umstände ganz oder größtenteils zerstört wird, bevor die Abnahme erfolgen konnte. Durch den Vertrag hat sich der Unternehmer einmal zur Herstellung und ferner zur Übergabe des hergestellten Bauwerkes an den Besteller verpflichtet. Den ersten Teil seiner Verpflichtung, die Herstellung des Werkes, hat der Unternehmer in dem oben angenommenen Fall erfüllt und es mangelte nur noch an der Erfüllung des zweiten Teiles, der Übergabe des hergestellten Werkes. Ist nun nicht tatsächlich die Erfüllung der ganzen Verpflichtung unmöglich gemacht, wenn das so gut wie fertiggestellte Werk untergeht? Oder ist, da die Wiederherstellung des Baues objektiv, wenn auch unter erheblichen Geldopfern, noch möglich ist, eine Unmöglichkeit der Erfüllung, d. h. Übergabe des fertig hergestellten Bauwerkes nicht anzunehmen?

Die Frage spitzt sich also in der Tat darauf zu, auf welchen Akt der vertraglichen Verpflichtung die Unmöglichkeit, die den Unternehmer befreien soll, sich bezieht. Die oben angeführten Vertreter der die Wiederherstellungspflicht des Unternehmers bejahenden Ansicht führen in das Vertragsverhältnis einen Begriff der Unmöglichkeit ein, der dem BGB. in dieser Form nicht bekannt ist. In § 275 BGB. wird der Schuldner, d. h. hier der Unternehmer, von der Verpflichtung zur Leistung frei, soweit die Leistung infolge eines von ihm nicht zu vertretenden Umstandes unmöglich wird. Die Leistungspflicht des Unternehmers erstreckt sich bei dem Verträge über die Herstellung des Bauwerkes auf die Übergabe des von ihm herzustellenden Werkes. Sie beschränkt sich nicht auf die Herstellung des Bauwerkes, denn wenn dem so wäre, dann würden die Bestimmungen über die Abnahme des fertiggestellten Werkes hinfällig sein. Hat sich aber der Unternehmer zur Übergabe des von ihm herzustellenden und demnach tatsächlich hergestellten Bauwerkes verpflichtet, so wird die Erfüllung dieser Vertragspflicht ihm dadurch unmöglich gemacht, daß gerade dieses Bauwerk, das er nach seiner Fertigstellung zu übergeben gebunden war, vernichtet wird.

Wenn also zwar die Wiederherstellung auch nicht unmöglich geworden ist, so ist dieses doch ohne Belang, weil die Unmöglichkeit der Wiederherstellung nirgends im Gesetz für maßgebend erklärt worden ist, sondern nur die Unmöglichkeit der Leistung, und die Leistung die Übergabe des einmal hergestellten Werkes einbegriff. Die Auffassung, daß der Unternehmer sich vertraglich zur Übergabe gerade dieses einen Bauwerkes verpflichtet hat, das die Parteien bei Vertragsschluß im Auge hatten und nicht allgemein zur Übergabe irgendeines, wenn auch zu wiederholten Malen von ihm hergestellten Werkes, wird durch die Feststellung getragen, daß im juristischen Sinne die Herstellung eines Bauwerkes eine sogenannte Speziesschuld und nicht eine Gattungsschuld ist. Eine Speziesschuld liegt dann vor, wenn sich die vertragliche Verpflichtung auf die Leistung eines bestimmten Gegenstandes bezieht, während im Gegensatz dazu die Gattungsschuld die Leistung irgendeines nach allgemeinen Merkmalen bestimmten Gegenstandes aus einer Gattung betrifft, der in einer unbestimmten Anzahl von einzelnen Exemplaren vorhanden oder herstellbar ist. Eine Speziesschuld wird also z. B. durch den Verkauf der Sixtinischen Madonna von Raffael begründet, eine Gattungsschuld durch den Verkauf von 100 Zentner märkischen Roggens der Ernte 1927. Daß es sich bei der Verpflichtung zur Herstellung und Übergabe eines Bauwerkes um eine Speziesschuld handelt, dürfte sich zwingend aus den Gründen ergeben, die Kottmeier in der *Hanseatischen Rechtszeitschrift* 1924, Seite 401 ff in bezug auf einen Schiffsbau anführt. Wer ein Schiff bestellt, stellt sich nicht eine Gattung derartiger Schiffe und damit aus dieser gedachten Gattung ein Schiff vor, sondern wie Rümelin a. a. O. Seite 9 sagt, „wenn eine Lokomotive, ein Schiff usw. gebaut werden soll, so stellt sich der Kontrahent das fertige Resultat

vor, durch welches ausschließlich die Leistungspflicht bestimmt und abgegrenzt wird." In einem Bauwerk steckt zudem mehr als nur die Summe dieser einzelnen Teile, nämlich die Arbeit der am Bau Beschäftigten und insbesondere der geistigen Urheber des Werkes. Ferner sind selbst die einzelnen Teile, wie Blech, Verblendsteine, Mauersteine usw. nicht mehr Gattungsmäßig bestimmtes Material, sobald sie bearbeitet und an dem Bauwerk angebracht sind; vielmehr ist dann ein Eisenträger nicht mehr ein Träger, sondern der Träger am soundsovielten Stockwerk an der soundsovielten Stelle. In vielen Fällen wird auch der Bauherr sich das Recht vorbehalten haben, Aufsichtspersonal zu bestellen, die gerade diesen Neubau zu überwachen haben, so daß aus dieser Maßnahme hervorgeht, daß die Absicht auch des Bauherrn auf spätere Übergabe gerade dieses Baues besteht. In die gleiche Richtung weist die Vereinbarung von Ratenzahlungen die von dem Erreichen bestimmter Bauabschnitte abhängig sind. Daß auch die Tatsache, daß ein zu errichtendes Bauwerk noch nicht existent ist, es nicht zur Gattungsschuld stempelt, kann einem Zweifel nicht unterliegen. Es ist zwar richtig, daß eine herzustellende Sache nur durch mehr oder weniger scharf gekennzeichnete Merkmale vertraglich bestimmt werden kann und sich die Absicht der Parteien nicht im gleichen Sinne auf eine bestimmte Sache richtet, wie wenn dieser Gegenstand bereits vorhanden ist. Es ist indes vom Reichsgericht anerkannt, daß z. B. der Verkauf der nächsten zu fördernden Menge Erz einer bestimmten Grube eine Speziesschuld darstellt, und daß ferner die Überlieferung der gesamten Ausbeute an Tran, die ein Kochereidampfer in den Jahren 1913/15 hervorbringt, ebenfalls eine Speziesschuld begründet (Juristische Wochenschrift 1918, Seite 86, zustimmend Oertmann ebenda). Das Bemerkenswerte an der letztgenannten Entscheidung ist, daß für die Charakterisierung als Speziesschuld offenbar der Umstand ausschlaggebend gewesen ist, daß die Ausbeute bestimmter Jahre verkauft wurde und nicht lediglich allgemein beispielsweise 3000 t von der künftigen Ausbeute des Dampfers. In Bauverträgen wird ebenfalls regelmäßig eine Frist für die Herstellung des Bauwerkes vereinbart. Es liegt also eine Parallele zu der letztgenannten Entscheidung darin, daß sich der Unternehmer zur Leistung, d. h. Übergabe desjenigen Bauwerkes verpflichtet, das er bis zu dem bestimmten Tage hergestellt haben wird. Die Tatsache schließlich, daß der Vertragsgegenstand in Bauverträgen regelmäßig mit dem unbestimmten Artikel „ein“ bezeichnet wird (eine Brücke, ein Haus, ein Schiff usw.), kann diese nicht zur Gattungsschuld stempeln, da noch nicht vorhandene Sachen notwendigerweise immer mit dem unbestimmten Artikel benannt werden, trotzdem solche Sachen anerkanntermaßen nicht immer Gattungssachen sind.

Was insbesondere die Herstellung eines Bauwerkes auf festem Grund und Boden betrifft (ein Haus, eine Brücke usw.) so fällt ins Gewicht, daß ein solches Bauwerk an der gleichen Stelle nur einmal errichtet werden kann, daß also nicht etwa die Lieferung eines Bauwerkes aus einer Gattung von Bauwerken vorgesehen werden kann, die an der im Verträge bestimmten Stelle errichtet werden sollen, sondern nur die Lieferung des einen an dieser Stelle zu errichtenden Bauwerks. Ist hiernach die Lieferung eines Bauwerkes eine Speziesschuld, so trifft die Bestimmung des § 275 BGB. zu, daß durch die Vernichtung des hergestellten Bauwerkes die Leistung, zu der sich der Unternehmer verpflichtet hat, unmöglich wird und er daher, wenn er den Untergang des Bauwerkes nicht zu vertreten hat, von dieser Leistungspflicht frei wird, eine Wiederherstellung ihm also nicht obliegt. Es ist wiederholend hervorzuheben, daß die Frage, ob der Unternehmer für die geleistete Arbeit eine Vergütung beanspruchen kann, hiervon scharf zu trennen ist und sich nach den eben angeführten Bestimmungen der §§ 644/645 regelt.

Der so gefundene Grundsatz muß nicht nur Anwendung finden, wenn das fertiggestellte oder nahezu vollendete Bauwerk vollständig vernichtet wird, sondern auch dann, wenn es in Teilen beschädigt oder vernichtet wird, die so wesentlich sind, daß sie dem Bauwerk den Charakter rauben, den es nach dem Verträge haben sollte, so daß damit die Lieferung eines solchen Bauwerkes unmöglich wird. Hierher gehört zum Beispiel der Fall, daß ein Haus nach seiner Fertigstellung bis auf die Grundmauern ausbrennt, daß die Bögen einer Brücke zusammenstürzen usw.

Ebenso verhält es sich in dem Falle, daß nicht das so gut wie fertiggestellte Bauwerk von einem Unfall betroffen wird, sondern, daß sich das schädigende Ereignis während der Bauzeit ereignet. Ist hier die Beschädigung derart, daß die Fortsetzung des Baues ohne Wiederherstellung des durch den Schadensfall zerstörten Teils nicht möglich ist, so ist die Leistung des ganzen Bauwerkes dem Unternehmer unmöglich geworden und er muß als von ihr befreit gelten, wobei es selbstverständlich den Parteien unbenommen bleibt, über die Wiederherstellung des Baues eine neue Vereinbarung zu treffen.

Ist aber die Beschädigung des Bauwerkes derart, daß die Fortführung des Baues auch ohne Gutmachung des angerichteten Schadens möglich ist, so beurteilt sich die Rechtslage m. E. in analoger Anwendung des § 325 Abs. 1 Satz 2 danach, ob das infolge der Be-

schädigung nur in Teilen fertiggestellte Bauwerk für den Bauherrn Interesse hat oder nicht. Hat es ein solches, so dürfte der Unternehmer verpflichtet sein, das Bauwerk fortzuführen, ohne daß er aber (mangels neuer Vereinbarungen) gebunden ist, den eingetretenen Schaden gutzumachen. Hat dagegen das Bauwerk, das nur in Teilen fertiggestellt wird, ein Interesse für den Bauherrn nicht, so ist der Unternehmer auch nicht verpflichtet, es fortzuführen, sondern wird von der Verpflichtung zur Leistung völlig frei.

Mitteldeutscher Wohnungstag.

Die Vorarbeiten zum Mitteldeutschen Wohnungstag 1927 in Halle sind soweit gediehen, daß der Hallesche Wirtschafts- und Verkehrsverband im Auftrage des vorbereitenden Ausschusses einen Wettbewerb unter den im Regierungsbezirk Merseburg ansässigen Baukünstlern zur Erlangung von Grundrißlösungen für Mehrfamilienhäuser ausschreibt. Die genauen Bedingungen sind durch den genannten Verband, Marktplatz 22, II kostenlos zu beziehen. In dem Wettbewerb sind drei Preise im Gesamtwerte von RM. 5000 vorgesehen. Der Einsendungsschluß der Arbeiten ist auf den 19. September festgesetzt.

Deutscher Baupolizeitag in Saarbrücken.

Vereinigung der höheren technischen Baupolizeibeamten Deutschlands.

Sonnabend, den 17. September 1927.

8,30 Uhr: Mitgliederversammlung im Foyer des städtischen Saalbaues Neumarkt. Jahresbericht des Vorstandes und der Ausschüsse, Satzungsänderung, Festsetzung des Beitrags, Vorstandswahl. 9,30 Uhr: öffentliche Versammlung ebenda.

Vortragsfolge: 1. Die Belichtung von Aufenthaltsräumen, a) die Hof- und Belichtungsvorschriften der Hamburger Bauordnung, Oberbaurat Lamp, Hamburg; b) die Belichtungsvorschriften der Görlitzer Bauordnung, Stadtrat Dr.-Ing. Küster, Görlitz. 2. Grundsätze für die Genehmigung von Tag- und Nachtreklamen, Polizeibaudirektor Berger, Breslau. 3. Die preußischen Vorschriften für Lichtspieltheater, Regierungs- und Baurat Dr.-Ing. Hoost, Danzig. 4. Die Baukontrolle bei Eisenbetonarbeiten, Baurat Stern, Köln. 5. Film der Tonindustriezeitung über Normenprüfung von Zement und Beton. 6. Verschiedenes.

Sonntag, den 18. September 1927.

Besichtigungen.

Die Einreiseerlaubnis wird vom Bürgermeister der Stadt summarisch eingeholt. Die Teilnehmer müssen aber den Reisepaß oder einen sonstigen amtlichen Personalausweis mit Lichtbild und ihre Einladung zu der Tagung bei sich haben. Bei der Einreise französische Zollrevision und Kontrolle der Ausweispapiere, bei der Ausreise deutsche Zollkontrolle. Wer Gepäck im Packwagen hat, soll sich auf der Zollstation in den Packwagen begeben.

Der Ortsausschuß gibt für die Tagung besondere Ortskarten gegen Erstattung von 4.— RM. aus. Für diese wird gewährt: Tagungsabzeichen, Führer durch Saarbrücken, Teilnahme an allen Besichtigungen und Veranstaltungen, freie Fahrt auf den Straßenbahnen, Eintritt in das Zivil-Kasino, Alleestraße, 20% Preisermäßigung beim Besuch des Stadttheaters.

Empfangsbüro und Wohnungsnachweis vor dem Bahnhof am Bahnhofplatz. Dort eintragen und Ortskarten in Empfang nehmen.

Wohnungsbestellungen sind möglichst frühzeitig zu richten an das städtische Verkehrsamt im Rathaus. Bestellte Wohnungen müssen bezahlt werden, wenn nicht bis spätestens 7. September beim städtischen Verkehrsamt abgesagt wird.

Geldwechsel (1 RM = 6 Fr.) im amtlichen Reisebüro vor dem Bahnhof am Bahnhofplatz.

Personalien.

Auf Antrag der Fakultät für Bauwesen haben Rektor und Senat der Technischen Hochschule Charlottenburg Herrn Geheimen Baurat Friedrich Lenz in Anerkennung seiner großen Verdienste um die Herstellung und den Ausbau der deutschen Kleinbahnen und der Bahnen in den früheren deutschen Kolonien die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber verliehen. Schriftleitung.

PATENTBERICHT.

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

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

- (Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 27 vom 7. Juli 1927.)
- Kl. 5 c, Gr. 8, H 105 212. Haniel & Lueg G. m. b. H., Düsseldorf-Grafenberg. Verstärkung der senkrechten Verbindung von Keilkränzen und Tübbingsplatten bei eisernen Schachtauskleidungen; Zus. z. Pat. 440 934. 3. II. 26.
- Kl. 19 a, Gr. 28, K 102 227. Dr.-Ing. Otto Kammerer, Berlin-Charlottenburg, Lyckallee 12, u. Wilhelm Ulrich Arbenz, Berlin-Zehlendorf-Mitte, Sophie-Charlottenstr. 11. Gleisrückmaschine für schwere Baggergleise; Zus. z. Anm. K 98 241. 22. XII. 26.
- Kl. 19 a, Gr. 28, R 70 155. Nicolaus Rudy, Bergzabern. Schienenbiegemaschine mit drei verstellbaren Antrieb- bzw. Druckrollen; Zus. z. Anm. K 68 288. 7. II. 27.
- Kl. 20 i, Gr. 20, E 35 062. Eisenbahnsignal-Bauanstalten Max Jüdel, Stahmer, Bruchsal A.-G., Braunschweig. Antrieb, insbes. für durch Doppeldrahtzüge auf größere Entfernungen bediente Wegeschranken. 27. XII. 26.
- Kl. 20 i, Gr. 34, S 69 552. Siemens & Halske Aktiengesellschaft, Berlin-Siemensstadt. Vorrichtung zur Übertragung des Haltesignals auf fahrende Züge. 6. IV. 25.
- Kl. 20 i, Gr. 38, W 69 356. The Westinghouse Brake & Saxby Signal Co. Ltd., London; Vertr.: H. Dummer u. Dipl.-Ing. R. Iferte, Pat.-Anwälte, Dresden-A. Vorrichtung zur Überwachung des Eisenbahnstreckenverkehrs. 13. V. 25. V. St. Amerika 15. V. 24.
- Kl. 20 l, Gr. 27, A 47 690. Allgemeine Elektrizitäts-Gesellschaft, Berlin NW 40, Friedrich-Karl-Ufer 2—4. Sicherheitsvorrichtung für elektrische Bahnen. 4. V. 26.
- Kl. 35 b, Gr. 6, V 20 147. Willem Voorwinde, Rotterdam; Vertr.: H. Neuendorf, Pat.-Anw., Berlin-Karlshorst. Selbstgreifer. 20. IV. 25. Holland 4. VIII. 24.
- Kl. 37 b, Gr. 4, Z 15 734. Hans Zomak, Berlin-Wilmersdorf, Landhausstr. 16. Abstandhalter; Zus. z. Pat. 439 319. 14. XII. 25.
- Kl. 37 d, Gr. 40, E 33 026. Dr.-Ing. Eck, Aachen, Rochusstr. 23, u. Dipl.-Ing. Jos. Müller, Köln-Bocklemünd, Schafrathstraße 13. In einem Bügel drehbar gelagerter Fräser zum Einschneiden von Nuten im Wandputz oder zum Bearbeiten von ebenen Flächen. 11. IX. 25.
- Kl. 80 c, Gr. 7, P 48 814. G. Polysius Eisengießerei u. Maschinenfabrik, Dessau. Verfahren zur Herstellung von Schmelzement im Drehrohren. 19. IX. 24.
- Kl. 84 a, Gr. 4, P 50 942. Hermann Proctel, Aachen, Wüllnerstr. 8. Talsperrendamm aus Erdschüttung. 16. VII. 25.
- Kl. 85 c, Gr. 6, R 66 505. Wilhelm Radermacher u. Clemens Delkeskamp, Wiesbaden, Sonnenberger Str. 14. Vorrichtung zur getrennten Ausscheidung von Schwimm- und Sinkstoffen in Frischwasserkläranlagen. 18. I. 26.
- Kl. 85 c, Gr. 16, L 64 606. Franz Ludolph, Altona, Hamburger Str. 73, u. Carl Döring, Hamburg, Düppelstr. 7. In die Abwasserleitung einschaltbare Vorrichtung zur Verhinderung des Eindringens von Sierratten. 2. XII. 25.

B. Erteilte Patente.

- (Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 27 vom 7. Juli 1927.)
- Kl. 5 c, Gr. 9, 447 400. Willy Stein, Wiesbaden, Kleiststr. 21. Nachgiebiger Grubenausbau. 18. V. 24. St 37 987.
- Kl. 19 a, Gr. 28, 447 587. Nicolaus Rudy, Bergzabern. Schienenbiegemaschine mit drei verstellbaren Antrieb-, bzw. Druckrollen. 25. VII. 26. R 68 288.
- Kl. 20 h, Gr. 5, 447 545. Fa. Ernst Franz Günther, München, Karlsplatz 24. Sicherungszange für abgekuppelte Eisenbahnwagen. 14. II. 26. G 66 533.
- Kl. 20 i, Gr. 33, 447 491. Johann Mader, Bensheim a. d. Bergstr. Vorrichtung zur Verhütung des Überfahrens von Haltsignalen. 21. IV. 25. M 89 404.
- Kl. 20 i, Gr. 34, 447 357. Gesellschaft für elektrische Hoch- und Untergrundbahnen, Berlin W 9, Köthener Str. 12. Eisenbahn-Fahrsperr. 2. VII. 25. G 64 738.
- Kl. 20 i, Gr. 36, 447 358. Curt Rudolph, Leipzig, Härtelstr. 23. Blockierungseinrichtung für Wagen von Seilschwebbahnen. 23. IX. 26. R 68 795.
- Kl. 20 i, Gr. 38, 447 359. The Westinghouse Brake & Saxby Signal Co. Ltd., London; Vertr.: Pat.-Anwälte Dr. A. Levy u. Dr. F. Heinemann, Berlin SW 11. Wechselstromrelais, insbes. für Eisenbahnsicherung. 23. X. 25. W 70 788. Großbritannien 1. XI. 24.
- Kl. 20 i, Gr. 38, 447 404. The Westinghouse Brake & Saxby Signal Company Limited, London; Vertr.: Dr. A. Levy u. Dr. F. Heinemann, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Wärmeempfindliche Relais; Zus. z. Pat. 367 907. 18. X. 24. W 67 342.
- Kl. 20 k, Gr. 9, 447 360. Aktiengesellschaft Brown, Boveri & Cie., Baden, Schweiz; Vertr.: Dr. c. h. R. Boveri, Mannheim-Käfertal. Leitende Verbindung zwischen Fahrdrakt und Tragdrakt von Kettenfahrleitungen elektrischer Bahnen. 7. V. 25. A 49 920.
- Kl. 20 k, Gr. 14, 447 361. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Verkleidung für Stromschienen aus isolierendem Preßgut. 8. VIII. 26. S 75 639.
- Kl. 37 a, Gr. 3, 447 375. Heinrich Westphal, Berlin W 15, Emser Str. 21. Zwischendecke. 13. II. 25. W 68 500.
- Kl. 37 f, Gr. 1, 447 497. Kölle & Hensel, Berlin-Wittenau, Hermsdorfer Str. Verfahren und Vorrichtung zum Öffnen und Schließen von Kassettenklappen für Theaterbühnen und ähnliche Zwecke. 25. VII. 25. K 95 136.
- Kl. 37 f, Gr. 1, 447 498. Ernst Milkutat, Schakoniggen b. Pogegen, Memelland; Vertr.: Dipl.-Ing. Dr. D. Landenberger, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zur Verminderung des Nachhalls und zur Vermeidung der Tontilgung in Räumen. 9. IV. 25. M 89 284.
- Kl. 37 f, Gr. 3, 447 376. Mitteldeutsche Stahlwerke Akt.-Ges., Berlin. Hochbehälter. 25. X. 23. L 58 820.
- Kl. 80 a, Gr. 7, 447 390. Robert Campbell Stubbs, Dallas, Texas, V. St. Amerika; Vertr.: Dipl.-Ing. R. Böhler, Pat.-Anw., Aachen. Verfahren und Vorrichtung zum Mischen von Beton o. dgl. 27. VI. 24. St 38 117.
- Kl. 81 e, Gr. 87, 447 460. Heinrich Kleinrahm, Duisburg, Fuldastraße 9. Fahrbarer Drehkran mit heb- und senkbarem Ausleger und einem Hilfsausleger. 1. I. 25. K 92 296.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Moderne Grundbautechnik. I. Teil: Kurz-Schachtgründungen mit der Grundkörpermaschine. Von Ingenieur J. Zeißl, Direktor der Stern-Gesellschaft für moderne Grundbautechnik m. b. H. Mit 29 Abbildungen und 3 Tabellen. Berlin 1927, Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geheftet RM 2,70.

Es wird die patentierte „Grundkörpermaschine des bekannten Wiener Zivilingenieurs Ottokar Stern eingehend beschrieben, ihre Anwendung erläutert und die Statik der mit ihr ausgeführten Schachtgründung besprochen. In einem weiteren Heft sollen die Tiefschachtgründungen mit der Grundkörpermaschine behandelt werden. Das sinnreich ausgebildete Verfahren kommt besonders für die Gründung ausgedehnter schwerlastiger Hochbauten bei unsicherem und wechselndem Baugrunde in Frage. H. Engels.

Moderne Grundbautechnik. II. Teil: Theorie der Tiefschachtgründungen mit der Grundkörpermaschine. Von Zivil-Ing. Ottokar Stern, Geschäftsführer der „Stern-Gesellschaft für moderne Grundbautechnik m. b. H.“. Mit 11 Abb. und 1 Tabelle. Wilhelm Ernst u. Sohn, Berlin 1927. Preis geheftet RM 2,70.

Die im I. Teil enthaltenen Betrachtungen über die Grundkörpermaschine werden in bezug auf Tiefschachtgründungen ergänzt. An die theoretischen Erörterungen schließen sich wertvolle Anleitungen zur Ausführung von Tiefschachtgründungen.

H. Engels.

Bauen. — Der neue Wohnbau. Mit 166 Abbildungen. Von Bruno Taut. Herausgegeben von der Architekten-Vereinigung

„Der Ring“. Verlag Klinkhardt & Biermann. Leipzig und Berlin 1927. Preis geh.: RM. 5,50, geb.: RM. 6,—.

Der Verfasser tritt, wie zu erwarten steht, für die neue, sogenannte moderne Richtung des Bauens ein, wie sie von Gropius, Medelsohn, Le Corbusier und ferner von Holland aus gepriesen wird. Das dachlose Haus, die „neue“ Sachlichkeit, Verzicht auf jede Form, in einem Wort: das Haus als Maschine, die zum Wohnen bestimmt ist.

Die bisher uns bekannte Bauweise mit schrägem Dach, Fensterumrahmungen, Klapppläden usw. ist in den Augen des Verfassers natürlich ganz veraltet und soll lächerlich gemacht werden, indem Bilder aus der uns noch nahen Vergangenheit gezeigt werden mit dementsprechender Überschrift wie: Hundertjahrfeier — das Haus um des Daches willen — Herr Biedermeier — Tante Meier's Ruh usw. Vergleicht man die Bilder, die der Verfasser vorreint, mit denjenigen, die er uns heute als das allein seligmachende vorstellt, so glaube ich, daß die meisten unserer Volksgenossen lieber die uns lieb gewordene deutsche Gemütlichkeit wählen werden, als die Zigarrenkisten, mit denen er Deutschland beglücken will.

Die Kampfweise, die aus dem Werk spricht, ist aber äußerst unvornehm zu nennen und, um nicht schärfere Ausdrücke zu gebrauchen, muß der Stolz und der Anstand der Architektenschaft dieses Werk ablehnen. Bauingenieure aber werden erst recht nichts für sich finden können, als einen Wust von unverdaulichen und leeren Schlagworten, mit denen sie nichts anfangen zu können sehr bald einsehen werden.

Reklame — zugleich aber würdelose Reklame.

Prof. Alphons Schneegans, Dresden.