

# DER BAUINGENIEUR

9. Jahrgang

21. September 1928

Heft 38/39

## ZUR ZWEITEN INTERNATIONALEN TAGUNG FÜR BRÜCKENBAU UND HOCHBAU IN WIEN.

Allen Teilnehmern an der Tagung in Wien entbietet auch der „Bauingenieur“ durch die Überreichung dieses Hefes seinen herzlichen Willkommensgruß.

Diesmal ist es die ehrwürdige Hauptstadt des österreichischen Landes, welche den Brücken- und Hochbauingenieuren aus fast allen Kulturstaaten ihre Tore öffnet, ist es die Ingenieurwelt ganz Österreichs, welche ihre Gäste zu ernster wissenschaftlicher Aussprache über die sie alle bewegenden, wichtigen Material- und Konstruktionsfragen des Eisen- und Eisenbetonbaus herzlich empfängt. Planvoll und weitschauend und mit echt deutscher Gründlichkeit ist von den Herren Professor Dr.-Ing. F. Hartmann, Hofrat Professor Dr.-Ing. Saliger, Zivilingenieur Dr.-Ing. Fr. Bleich, Ministerialrat Ing. F. Rott und Oberbaurat Dr.-Ing. e. h. F. Emperger der Kongreß vorbereitet worden, sind die großen Linien der Verhandlungen gesteckt, alle Einzelheiten eingehend überlegt und überprüft worden. So wird denn auch die zweite Tagung der ersten glänzenden, vor zwei Jahren in Zürich abgehaltenen, sich ebenbürtig an die Seite stellen und durch gegenseitige Aussprache und Mitteilung von Erfahrungen der Belegung, Förderung und Verkettung von Wissenschaft und Praxis in besonderem Maße dienen. Hierzu wird auch die zweckmäßige Einteilung des gesamten Tagungsstoffes in die drei Hauptabteilungen wirkungsvoll beitragen: Gemeinsame Fragen des Eisen- und Eisenbetonbaus, Fragen des Eisenbaus und Fragen des Eisenbetonbaus.

Als vor zwei Jahren in Zürich der einhellige Beschluß gefaßt wurde, das nächste Mal in der österreichischen Hauptstadt zusammenzukommen, war man sich darin einig, nicht nur einen von Geschichte, Natur, Kunst und Technik geadelten Ort aufzusuchen, sondern hierdurch zugleich die großzügigen Leistungen zu ehren und anzuerkennen, welcher sich das österreichische Bauingenieurwesen, geführt und unterstützt durch die altberühmte Technische Hochschule Wien, im Laufe langer Jahrzehnte rühmen darf. Führend im Bau ihrer bewundernswerten Alpenstraßen, ihrer herrlichen Gebirgsbahnen mit den kühnen und gewaltigen Bauten in Stein und Eisen, haben österreichische Ingenieure, wägend und wägend, der gesamten technischen Welt, als die Überwinder von Raum und Zeit, vielgestaltige Bauwerke vorbildlicher Fortschrittlichkeit und echt künstlerischer Gestaltung geschenkt, Bauten von bisher noch nicht gekannter Art und Ausführung. Weitschauend in der Auswahl und Aufstellung ihrer aus der technischen Entwicklung abgeleiteten Probleme, durchdrungen und geleitet von echt wissenschaftlichem Verantwortungsgefühl, wegweisende Erforscher ihres Materials, bestgeschulte Beobachter, feinfühlig, die Anforderungen von Praxis und Theorie gegeneinander abwägende und ausgleichende Statiker, haben die österreichischen Fachgenossen, und vor allem ihre ehrwürdige Vereinigung, der österreichische Ingenieur- und Architekten-Verein, in hohem Maße zu der Höhe der wissenschaftlichen Erkenntnis und praktischen Leistungsfähigkeit beigetragen, auf denen zur Zeit das Bauingenieurwesen steht. Und diese Tradition, die auch den Tief- und Städtebau in sich schloß, beherrscht auch noch heute, gleich wie in den vergangenen Jahrzehnten, die österreichischen Fachkollegen, nicht zum mindesten auch auf den Sondergebieten, denen die jetzige Wiener Tagung gilt. Hier in Wien erschienen die erstklassigen Zeitschriften des österreichischen Ingenieur- und

Architektenvereins und die Monatsschrift für den öffentlichen Baudienst, hochbedeutsam für die jeweilige Entwicklung, noch heute viel benutzte Quellenwerke, hier schuf Oberbaurat Dr.-Ing. Emperger die erste Fachzeitschrift für den damals noch jungen Eisenbetonbau, hier wurden z. T. unter seiner Führung viele der grundlegenden Untersuchungen durchgeführt, auf die später die allgemeine Verwendung und Anerkennung des Verbundbaus sich gründete. Namen von Männern, wie J. A. Spitzer, Schuster, G. A. Wayß, Brausewetter, J. Melan (Prag) — einer der hervorragendsten Pioniere und Ausgestalter des Eisenbetonbaus — Neumann (Brünn), Saliger, Visintini, Herzka u. a. m., die sich in der Verzezeit des Verbundbaus durch wissenschaftliche Erforschung, durch geniale, vorbildliche Ausführungen, durch Verwirklichung fortschrittlicher neuer Gedanken verdient gemacht haben, sie alle werden mit der glanzvollen Entwicklung des Eisenbetonbaus stets aufs engste verbunden bleiben, und die Geschichte des Verbundbaus wird ihrer stets dankbar gedenken.

Gleich bedeutsam sind die Leistungen des österreichischen Eisenbaus, zu dessen Entwicklung die kühnen Straßen- und Eisenbahnbauten, nicht zum mindesten auch der seinerzeitige Bau der Wiener Stadtbahn reiche Gelegenheit boten. Hier sei auch aus der Vergangenheit des grundlegenden großen Statikers und Ingenieurs Winkler gedacht, der lange Jahre eine Zierde der Wiener Alma-Mater war, sei an die reich gesegnete, der Wissenschaft und Praxis gewidmete Lebensarbeit von Professor Brik erinnert, der u. a. in dem nach ihm benannten Gesetze eine wertvolle Ergänzung zu den klassischen Wöhlerschen Arbeiten der Fachwelt schenkte, sei gedacht des Oberbaurats Haberkalt, des jetzt an die Münchener Technische Hochschule berufenen, lange Jahre bei der M. A. N. tätigen Professors Dr. Kapsch in Graz, des Wiener Professors Dr.-Ing. F. Hartmann, des neuzeitlichen Ästhetikers des Brückenbaus, des Professors Hawranek (Brünn), des Zivilingenieurs Dr. Fr. Bleich, gleichbedeutend als Statiker und Konstrukteur, dem das technische Schrifttum bedeutsame Werke über den Viermomentensatz, Untersuchungen über die Knickfestigkeit elastischer Stabverbindungen, über das weite Gebiet der Eisenbrücken in Theorie und konstruktiver Gestaltung verdankt. Ihnen schließen sich Namen an wie Professor Kirsch und sein Nachfolger Professor Ludwik in Wien, als bahnbrechende, allseitig anerkannte Forscher auf dem Gebiete der Materialkunde, Professor Leon (Graz), der erprobte Wissenschaftler auf dem Gebiete der Elastizitätslehre, der Statiker Professor Dr.-Ing. Ernst Melan (Wien) und viele andere mehr.

Daß auf einem Boden, wie ihn die Technische Hochschule Wien vorbereitet und die österreichische Ingenieurwelt geschaffen, auch eine hochleistungsfähige Eisen- und Eisenbeton-Industrie erwachsen und sich fortschreitend entwickeln mußte, war eine Naturnotwendigkeit. Auch alle ihre Glieder haben in Vergangenheit und Gegenwart durch ihre allseitig anerkannten Leistungen jeder Art zu dem hohen Ansehen beigetragen, dessen sich heute Österreichs Bauingenieure in der gesamten Fachwelt mit Recht erfreuen.

So steht denn die Wiener Tagung unter glücklichen Sternen. Möge sie reiche Früchte tragen für Gegenwart und Zukunft.

Dresden im September 1928.

Geheimrat Professor Dr.-Ing. e. h. M. Foerster.



## DIE ENTWÜRFE FÜR WEITGESPANNTE GEWÖLBE BEI DEM WETTBEWERB MOSELBRÜCKE KOBLENZ.

Vortrag, gehalten auf der 31. Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins, am 28. März 1928.

Von Professor Spangenberg, München.

Zur Zeit herrscht bei uns in Deutschland wie in einer Reihe anderer Länder eine lebhaftige Tätigkeit auf dem Gebiete des Baues von Straßenbrücken. Sie erklärt sich einmal daraus, daß während des Krieges und in der Nachkriegszeit dringende Brückenbauten zurückgestellt werden mußten und sodann aus den Anforderungen des steigenden Autoverkehrs, durch den zahlreiche Neubauten zur Verbesserung der Linienführung von Straßen und zum Ersatz alter, nicht mehr genügend tragfähiger Brücken nötig werden. Zur Lösung der oft neuartigen oder schwierigen Bauaufgaben bei solchen Brückenanlagen ist in letzter Zeit eine Reihe von Wettbewerben veranstaltet worden, an denen entweder der Eisenbau oder der Eisenbetonbau allein oder auch beide Bauweisen in Konkurrenz miteinander beteiligt waren. Der bedeutendste und interessanteste Wettbewerb für den Massivbrückenbau war zweifellos derjenige, den die Stadt Koblenz im Sommer 1927 zur Erlangung von Entwürfen für eine neue Straßenbrücke über die Mosel ausgeschrieben hat.

#### 1. Bedingungen, Grundlagen und Ergebnis des Wettbewerbes.

Bei diesem Wettbewerb handelt es sich um eine große städtische Straßenbrücke, ein Bauobjekt im Betrage von rund 4 Millionen Mark, das mit den Zufahrtsrampen fast 1 km Länge haben soll, wobei rund 350 m auf die eigentliche Strombrücke entfallen. Die für die drei Hauptöffnungen vorgeschriebenen Lichtweiten von über 100 m in Verbindung mit einer sehr geringen Bauhöhe machte die Aufgabe für den Wölbbrückenbau besonders schwierig und reizvoll. Dies ist wohl auch der Grund, weshalb die Eisenbetonfirmen an dem Wettbewerb teilgenommen haben, trotzdem seine materiellen Bedingungen recht ungünstig waren, sodaß die Firmen des Deutschen Eisenbauverbandes die Beteiligung abgelehnt haben. Verlangt waren von den Bewerbern vollständige Entwürfe mit den erforderlichen Zeichnungen für die Gesamtanordnung und die Einzelheiten einschließlich der Gerüste, ferner perspektivische Darstellungen, Bauausführungsplan, Erläuterungsbericht, statische Berechnungen, Massenermittlungen und ein bindendes Angebot. Dafür war den eingeladenen Firmen (acht Eisenkonstruktions- und sechs Eisenbetonfirmen) von der Stadt Koblenz die sehr bescheidene Entschädigung von je 2000 M. zugesagt. Außerdem konnten aber noch weitere Fachfirmen die Unterlagen abheben, und es war für diese Bewerber noch insgesamt eine Vergütung von 5000 M. zur Verfügung gestellt. War diese Bedingung für einen engeren Wettbewerb schon ungewöhnlich, so kam weiter als Verschlechterung für die Teilnehmer hinzu, daß keine Preise ausgesetzt waren, sondern das Preisgericht nur einen Entwurf als den für die Ausführung geeignetsten bezeichnen sollte, also genau wie bei dem Köln-Mülheimer Brückenwettbewerb. Obgleich diese Bestimmung recht unerquickliche Folgen haben kann, wie das eben genannte Beispiel gezeigt hat, so hat sie schließlich dann einen Sinn, wenn der Bau unmittelbar bevorsteht und die Geldmittel dafür vorhanden sind. Beides ist aber in Koblenz nicht der Fall, vielmehr ist es heute schon wahrscheinlich, daß die Brücke in der dem Wettbewerb zugrunde gelegten Anordnung nicht zur Ausführung kommen wird. Unter solchen Verhältnissen erscheint es richtiger, bei einem Wettbewerb Preise auszusetzen, und zwar in einer Höhe, die den Siegern eine angemessene Entschädigung für die geleistete große Entwurfsarbeit bietet. Auch die Zusammensetzung des Preisgerichtes war insofern uncrfreulich, als in ihm neben sechs Bauingenieuren und zwei Architekten nicht weniger als sechs Laien vertreten waren. Als ganz unbegreiflich muß es aber bezeichnet werden,

daß ursprünglich überhaupt kein Sachverständiger des Eisenbetonbaues unter den Preisrichtern war, sondern daß erst auf Grund wiederholter Bemühungen des Deutschen Beton-Vereins nachträglich noch ein Eisenbetonfachmann in das Preisgericht berufen wurde.

Im ganzen wurden von 13 Firmen 17 verschiedene Lösungen eingereicht. Hierunter war nur ein Entwurf in Eisenkonstruktion, ferner lag ein Eisenbetonentwurf außerhalb des Rahmens des Wettbewerbes, so daß sich 15 bedingungsgemäße Lösungen in Massivkonstruktion ergaben. Das Preisgericht hat am 28. Januar dieses Jahres wie folgt entschieden:

Für den Fall, daß sich die Stadtverwaltung entschließt, eine Brücke an der vorgesehenen Stelle nach den Grundlagen des Wettbewerbes zur Ausführung zu bringen, wird empfohlen, die Verfasser des Entwurfes „Denkmal“, Grün & Bilfinger A.-G. in Mannheim und Baudirektor Abel in Köln, mit der Ausarbeitung der baureifen Pläne zu beauftragen. Ferner wurden folgende Entwürfe in nachstehender Reihenfolge angekauft:

1. Kennwort „Um 1930“, Verfasser Heinrich Butzer, Köln-Dortmund, Professor Heinrich Spangenberg, München, und Architekt Fritz Fuß, Köln.

2. Kennwort „Einglenkbogen“, Verfasser Ph. Holzmann A.-G., Düsseldorf.

3. Kennwort „Confluentes“, Verfasser Dyckerhoff & Widmann A.-G., Wiesbaden-Biebrich, Architekt Prof. Paul Meißner, Darmstadt.

4. Kennwort „Die große Linie“, Honnefwerke A.-G., Dinglingen (Baden), und Architekten Stähler und Horn, Koblenz. (Dieser Eisenkonstruktions-Entwurf wegen seines städtebaulichen Grundgedankens.)

Außerdem wurde empfohlen, den Entwurf „Brücke und Kunstwerk“, Verfasser Firma Jäger G. m. b. H., Trier, außerhalb des Wettbewerbes anzukaufen.

Die folgenden Betrachtungen sollen sich nicht auf die vom Preisgericht ausgezeichneten Entwürfe beschränken, zumal von einem der Preisrichter, Professor Kayser, eine Besprechung dieser Entwürfe in der Zeitschrift „Beton und Eisen“ gegeben wird. Andererseits können auch nicht alle Entwürfe hier in gleicher Weise behandelt werden, vielmehr möchte ich versuchen, die Arbeiten nach bestimmten Gesichtspunkten zu gruppieren und vor allem einen Überblick darüber zu geben, welche grundsätzlich verschiedenen Lösungen von den Entwurfverfassern vorgeschlagen worden sind. Ich werde mich dabei nur mit der Konstruktion der drei großen Stromöffnungen und mit der eng damit verbundenen Aufgabe der baukünstlerischen Gestaltung des ganzen Brückenbauwerkes befassen; alle weiteren Fragen, wie die städtebauliche Gesamtanlage, die Lösung der Straßenanschlüsse, die interessanten Konstruktionen der Rampen, die schwierigen Gründungen für die Pfeiler und Widerlager der Strombrücke, müssen aus Mangel an Raum ausgeschaltet werden. Aus der Fülle der Entwurfsgedanken für die großen Öffnungen werde ich das hervorheben, was besonders charakteristisch, neuartig und vielleicht wertvoll für die künftige Entwicklung erscheint; bei gleichartigen Entwürfen kann ich nur einen typischen Vertreter herausgreifen, ohne damit ein Werturteil gegenüber den anderen Entwürfen dieser Gruppe abgeben zu wollen.

Eine besondere Schwierigkeit liegt bei dieser Betrachtung für mich darin, daß ich selbst an dem Wettbewerb beteiligt war. Ich bin seinerzeit der Aufforderung der Firma Heinrich Butzer zur Mitarbeit um so lieber gefolgt, als ich ein lebhaftes Interesse daran hatte, zwei Querschnittsformen, die mir für weitgespannte Wölbbrücken besonders geeignet erschienen, den schlaff bewehrten Kastenquerschnitt und den steifbewehrten



Rippenquerschnitt, an einem praktischen Beispiel zu erproben und auch wirtschaftlich miteinander zu vergleichen. Bei der Ausarbeitung haben mich meine Assistenten, Dipl.-Ing. Stiegler und Dipl.-Ing. Jauch, unterstützt, und ich bin der Firma Butzer besonders dankbar dafür, daß sie mir für die Konstruktion der großen Gewölbe bis in alle Einzelheiten freie Hand gelassen hat. Ist es einerseits ein Vorteil für die folgenden Betrachtungen, daß ich die Eigenart und die Schwierigkeit der Bauaufgabe aus eigener Erfahrung kenne, so bin ich mir andererseits bewußt, daß es für einen am Wettbewerb Beteiligten wohl kaum zu erreichen ist, in jeder Hinsicht objektiv zu sein. Um so mehr danke ich den beteiligten Firmen für das Vertrauen, das sie mir durch die Überlassung ihrer Entwürfe bewiesen haben.

steinkaserne als Ausgangspunkt des Brückenzuges angenommen, der Endpunkt auf dem linken Ufer fällt mit der Vereinigungsstelle eines von Bonn, Mayen und Trier kommenden Straßensystems zusammen. Die Achse des Brückenzuges ist gradlinig, der Endpunkt liegt 8,67 m höher als der Ausgangspunkt, dazwischen sollten möglichst günstige Steigungsverhältnisse geschaffen werden. Die Achsen der beiden Pfeiler und die Widerlagerfluchten für die eigentliche Strombrücke waren fest gelegt, jedoch war es gestattet, den rechten Strompfeiler etwas nach rechts zu verschieben. Die Pfeilerstärken und die Lichtweiten waren im Programm nicht vorgeschrieben, im Lageplan war aber eine Anordnung mit 6 m starken Pfeilern eingetragen, wobei sich Lichtweiten von 107 m und  $2 \times 115$  m ergaben. Die drei großen Öffnungen sind nicht etwa wegen des Durchflußprofils, sondern wegen der jetzigen und künftigen Schiffsverhältnisse vorgesehen.

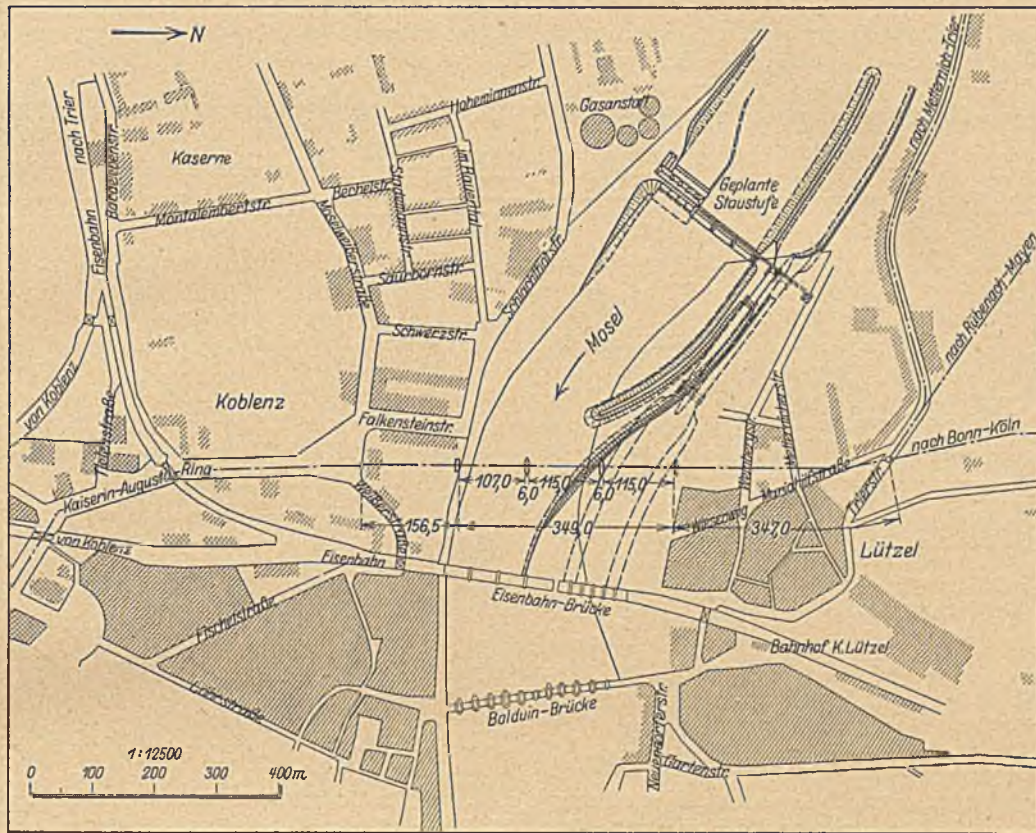


Abb. 1. Lageplan.

Aus den technischen Unterlagen des Wettbewerbes, die sehr gut durchgearbeitet waren, sind folgende Punkte zu erwähnen. Wie aus dem Lageplan (Abb. 1) ersichtlich, dient

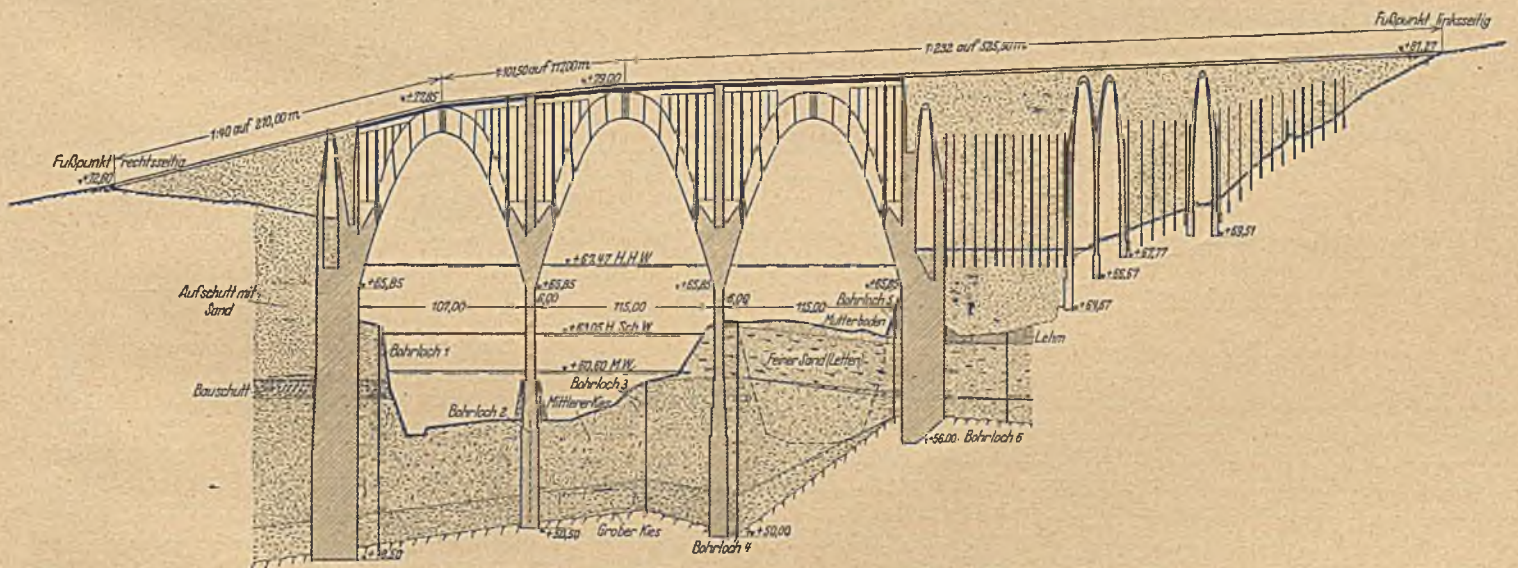


Abb. 2. Längenschnitt (Entwurf Dyckerhoff & Widmann A.-G.) mit Bohrergebnissen.

jetzt nur die alte Baldwinsbrücke, eine steinerne Brücke mit sehr engen Öffnungen, für den Straßenverkehr zwischen der Stadt Koblenz und dem linken Moselufer. Sie liegt kurz vor der Mündung der Mosel in den Rhein, etwas oberhalb kreuzt eine eiserne Eisenbahnbrücke den Fluß, und rund 180 m aufwärts von dieser ist die neue Straßenbrücke vorgesehen.

Auf dem rechten Moselufer ist der Platz vor der Falken-

Zur Zeit liegt die Fahrtrinne rechts, nach dem ersten Ausbau der oberhalb geplanten Staustufe der Moselkanalisierung geht die Schifffahrt durch die Mittelöffnung, in dem endgültigen Zustand durch die linke Öffnung. Der erste Strombogen überbrückt gleichzeitig die Werftstraße am rechten Moselufer, für die also das nötige Durchfahrtsprofil freizuhalten war; unter der hohen links-



seitigen Rampe waren drei Straßenzüge, die Straße an der Bleiche, die Weinberg- und die Metternichstraße, hindurchzuführen. Die Anordnung des Längsprofils (Abb. 2) war dadurch bedingt, daß man eine möglichst günstige Bauhöhe für die rechte Stromöffnung schaffen mußte. Deshalb haben die meisten Bewerber zunächst eine Höchststeigung von 1 : 40 bis zum Scheitel der ersten Öffnung oder bis an den ersten Stropfweiler

etwa der Norm für Straßenbrücken I. Klasse; für die Hauptträger war jedoch eine gleichförmig verteilte Belastung von 500 kg/qm und eine zweigleisige Schnellbahn mit Achslasten von 11 t vorgesehen, was für einen etwa 6 m breiten Streifen eine Belastung von rund 1000 kg/qm auf die ganze Brückenspannweite bedeutet. Die zulässigen Beanspruchungen waren für Massivbrücken nach den Bestimmungen des Deutschen Aus-

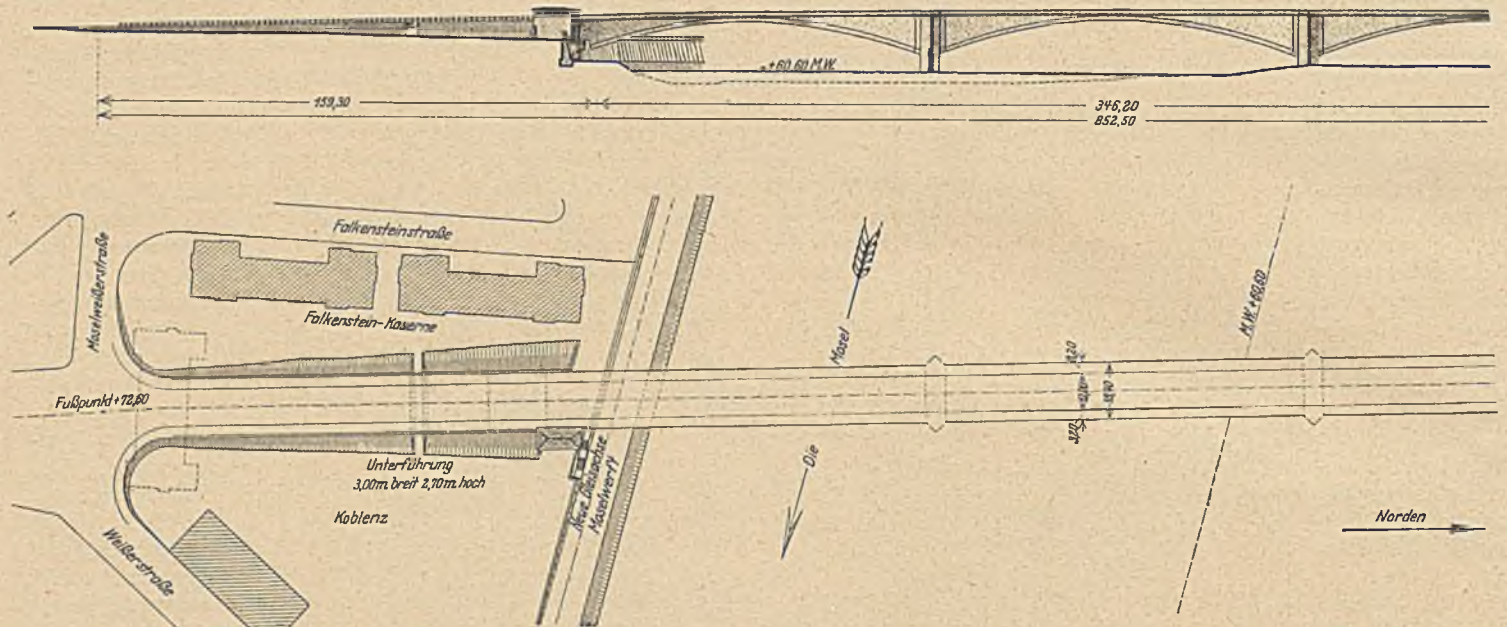


Abb. 3. Entwurf Grün & Bilfinger A.-G.

angenommen und sind dann, zum Teil unter Einschaltung einer Übergangsstrecke, in flacher Steigung bis zum Endpunkt des Brückenzuges gegangen. Damit ergibt sich das Gesamtbild der Brücke etwa nach Abb. 3, welche die Übersichtszeichnung des Entwurfs der Firma Grün & Bilfinger A.-G. dar-

schusses für Eisenbeton anzunehmen; damit ergab sich also für Eisenbetongewölbe eine höchste zulässige Druckspannung von 70 kg/qcm. Günstig war für gewölbte Brücken, daß für die Gründung der Strombrücke fester Fels vorhanden ist, der bis 15 kg/qm beansprucht werden durfte. Eine Erschwernis

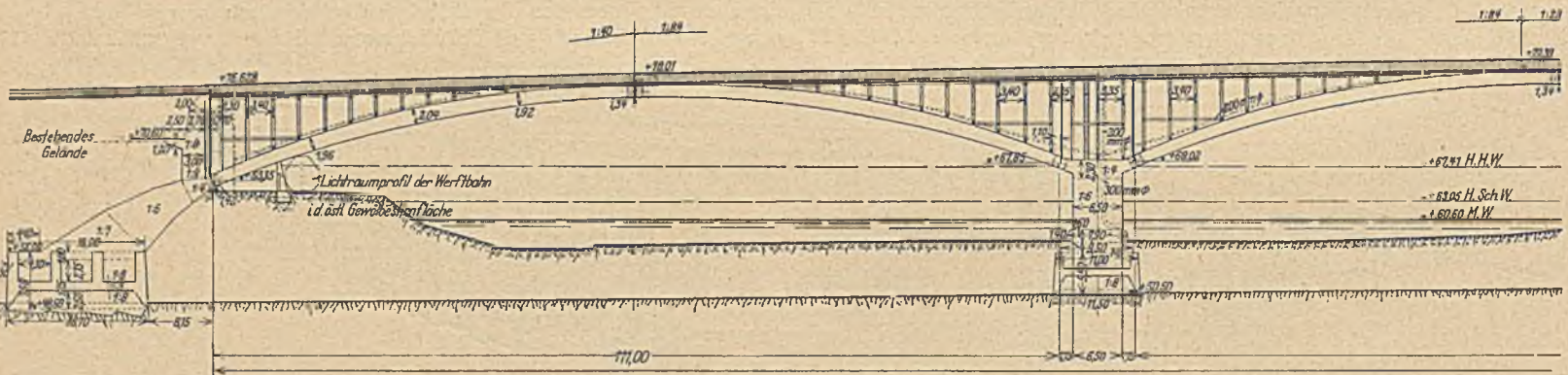


Abb. 4. Entwurf Grün & Bilfinger A.-G.,

stellt. Hierbei ist die Ansicht, ebenso wie die meisten folgenden Längsschnitte, vom Unterstrom gesehen. Die niedrige Rampe auf dem rechten Ufer hat keine baulichen Besonderheiten und ist von geringer Bedeutung für das ganze Brückenbild, das an diesem Ufer einen starken Abschluß durch die hohe Stützmauer längs der Werftstraße erhält. Dagegen erfordert die anfangs 18 m hohe und erst allmählich niedriger werdende Rampe auf dem linken Ufer besondere Konstruktionen in Form von Bogenstellungen, Balkenbrücken oder Stützmauern mit Unterführungen; sie steht mit der Strombrücke in engem baulichen und architektonischen Zusammenhang.

Die Brücke soll zunächst eine 12 m breite Fahrbahn und zwei Fußwege von je 3 m Breite erhalten, bei den Entwürfen waren aber auch ein zweites Ausbaustadium mit Verbreiterung der Fahrbahn um 6 m, also mit 24 m Gesamtbreite der Brücke, zu bearbeiten. Die vorgeschriebenen Belastungen entsprachen

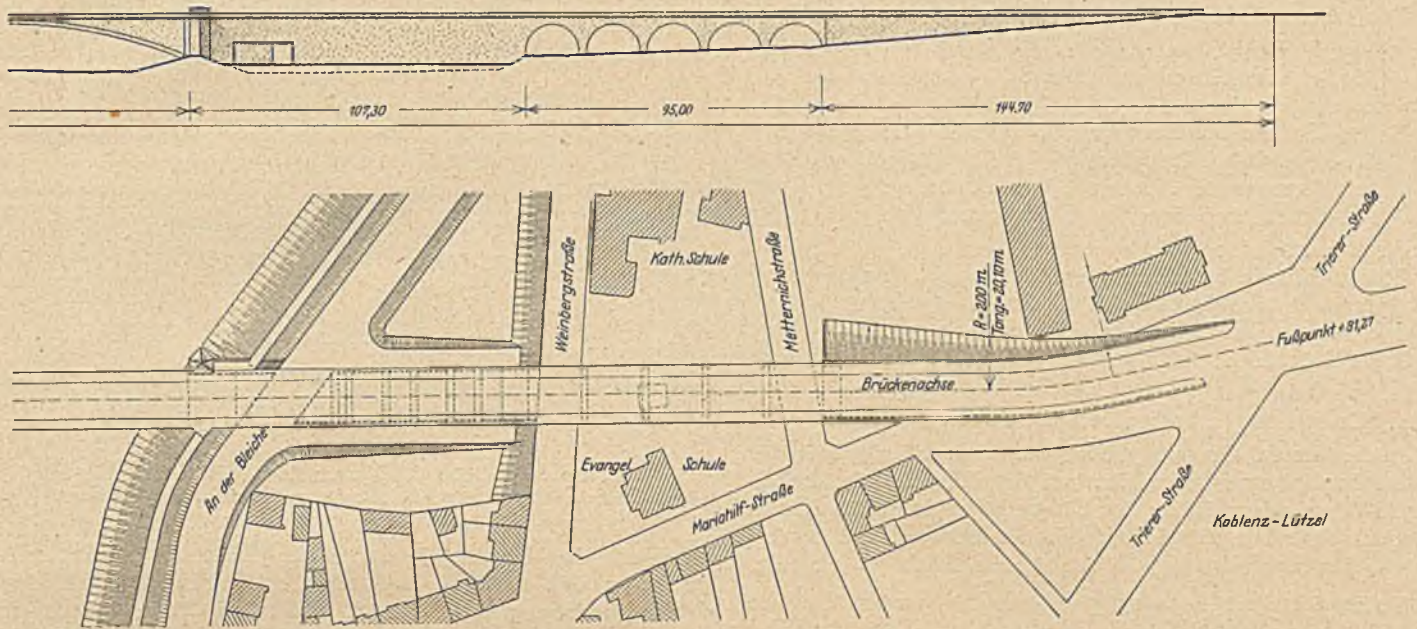
bildeten jedoch wie bei allen städtischen Brücken die zahlreichen und großen Versorgungsleitungen, die in gut zugänglicher Weise anzuordnen waren. Es war ein Wasser- und ein Gasrohr von 60 cm Durchmesser sowie zwei Rohre von 30 cm Durchmesser für Hochdruckgas durchzuführen, ferner war für Telegraphen- und Fernsprechleitungen ein Kanal von 2,0 x 0,2 m Querschnitt und möglichst entfernt davon ein solcher von 1,0 x 1,1 m Querschnitt für Starkstromleitungen vorzusehen.

Für die Bogenform und den Stich der großen Öffnungen war die Bestimmung maßgebend, daß die Bogenenden etwa 1,0 m in das höchste Hochwasser eintauchen konnten. Damit war für Dreigelenkbogen wohl auch gesagt, daß die Kämpfergelenke von diesem hier übrigens nur etwa aller zehn Jahre auftretenden Hochwasser berührt werden durften. Man sollte in dieser Hinsicht überhaupt nicht zu ängstlich sein und durch zu rigore Vorschriften den Stich von gewölbten Strom-



brücken verschlechtern. Es genügt im allgemeinen, wenn die Gelenke über den häufigen Hochwässern liegen. Die Pfeilverhältnisse der drei großen Strombögen werden trotzdem hier noch klein genug und betragen bei allen Entwürfen weniger als 1 : 10. Da der Durchschnittswert der Spannweite für die Mittelöffnung zu etwa 110 m angenommen werden kann, ergibt sich für den Quotienten von Spannweite und Pfeilverhältnis

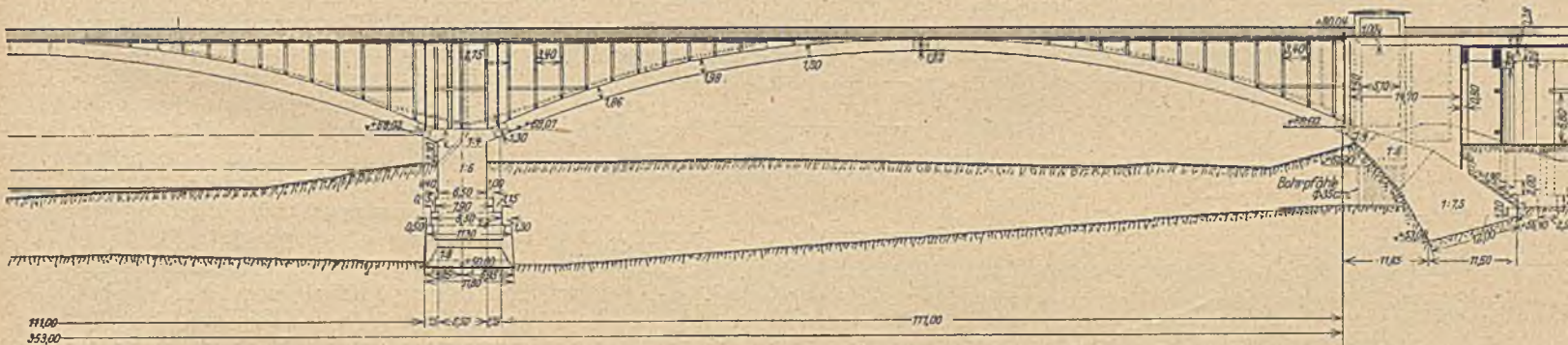
verwendet. Die Aufbauten auf den Gewölben sind zur Gewichtsverminderung durchweg in aufgelöster Eisenbetonkonstruktion ausgeführt; die Fahrbahntafeln sind Plattenbalkendecken, teilweise mit kreuzweis bewehrten Platten. Nach außen sind die Aufbauten zumeist durch Stirnwände aus Eisenbeton geschlossen. Für die Gründung der Strompfeiler und des rechten Widerlagers, bei dem der Fels sehr tief liegt, ist größtenteils



Ansicht von Unterstrom und Grundriß.

im Mittel der Wert von  $\frac{l^2}{f} = 1200$ . Diese Zahl, die neben der Spannweite einen guten Maßstab für die Kühnheit einer gewölbten flachen Brücke gibt, gestattet einen Vergleich der hier zu lösenden konstruktiven Aufgabe mit den bedeutendsten

Preßluftgründung mit Eisenbetonsenkkräften und nur vereinzelt offene Gründung mit eisernen Spundwänden vorgesehen. Die letztere ist allgemein für das linke Widerlager angewandt, bei dem der Fels wesentlich höher liegt. Für die spätere Verbreiterung hat die große Mehrzahl der Bewerber den Vorschlag-



Längenschnitt der Hauptöffnungen.

bisher ausgeführten oder im Bau begriffenen Wölbbrücken. Wie die Tabelle 1 zeigt, gibt es zwar schon Massivbrücken von größerer Spannweite, jedoch ist bis jetzt nur bei zwei Brücken, der Tiberbrücke in Rom und der Rhonebrücke bei Yenne, der Wert  $\frac{l^2}{f} = 1000$  erreicht worden. In den beiden letzten Zeilen der Tabelle ist zum Vergleich auch die weitestgespannte und die kühnste Massivbrücke in Deutschland angeführt.

Allgemein kann über die 15 Entwürfe mit weit gespannten Gewölben folgendes gesagt werden. In statischer Beziehung sind für die drei Hauptöffnungen durchweg Dreigelenkbogen mit Stahlgelenken vorgeschlagen worden, wobei jedoch eine Firma vorsieht, die Kämpfergelenke nach Baubeendigung zu schließen, so daß die Gewölbe dann als zweifach statisch unbestimmte Eingelenkbogen wirken. Bis auf einen Entwurf mit Stampfbetongewölben haben alle Firmen Eisenbetonbögen

gemacht, entweder ober- oder unterstrom noch eine besondere 6,0 m breite selbständige Bogenbrücke an die Brücke des ersten Ausbaues anzubauen, wobei teilweise die Pfeilergründungen von vornherein in voller Breite ausgeführt werden sollen. Nur zwei Firmen haben für die Verbreiterung die spätere Anlage von 3,0 m breiten auskragenden Fußwegen an jeder Brückenstirn vorgesehen. Diese Ausführung erscheint weniger einfach, und die großen Auskragungen werden überdies die architektonische Erscheinung der flachen Bögen recht ungünstig beeinflussen.

Hinsichtlich der Querschnittsanordnung der Strombögen lassen sich die Entwürfe in folgende drei Gruppen einteilen:  
1. Volle Tonnengewölbe — 3 Entwürfe —  
2. Aufgelöste Bogenkonstruktion in Eisenbeton unter Verwendung von Lehrgerüsten — 6 Entwürfe —  
3. Rippenbogen mit steifer Bewehrung ohne Verwendung von Lehrgerüsten — 6 Entwürfe.



Tabelle 1.

A. Ausgeführte gewölbte Brücken:			
Spannweite $l > 100$ m:	$l$	$f$	$\frac{l^2}{f}$
1. Tiber-Brücke in Rom, 1911 . . .	100,0	1 : 10,0	1000
2. Talbrücke bei Langwies, 1914 . . .	100,0	1 : 2,38	238
3. Hundwilertobelbrücke, 1925 . . .	105,0	1 : 2,92	307
4. Mississippi-Brücke bei Minneapolis, 1923 . . . . .	121,9	1 : 4,45	544
5. Seine-Brücke bei St. Pierre du Vauvray, 1923 . . . . .	131,8	1 : 5,27	695
B. Gewölbte Brücken im Bau:			
$l > 100$ m:			
1. Tweed-Brücke bei Berwick . . .	110,0	1 : 7,92	870
2. Caille-Brücke bei Cruseilles (Hoch-Savoyen) . . . . .	139,8	1 : 5,2	728
3. Elorn-Brücke bei Brest . . . 3 x	180,0	1 : 5,46	985
C. Zum Vergleich:			
1. Rhône-Brücke bei Yenne, 1916 . . .	95,0	1 : 10,6	1007
2. Syratat-Brücke bei Plauen i. V., 1905 . . . . .	90,0	1 : 5,5	495
3. Lech-Brücke bei Augsburg . . . . .	76,8	1 : 11,9	915

2. Entwürfe mit vollen Tonnengewölben.

Zu der ersten Gruppe gehört der vom Preisgericht für die Ausführung empfohlene Entwurf der Firma Grün & Bilfinger A.-G., von dem Abb. 4 den Längsschnitt durch die Stromöffnungen zeigt. Die Mittelloffnung hat zwischen den Kämpfergelenken eine Spannweite von 111 m, ihr Stich ist  $1 : 10,7$ , so daß sich der Wert  $\frac{l^2}{f} = 1185$  ergibt. (Es werden hier wie bei den anderen Entwürfen nur die Zahlen für die Mittelloffnung angegeben, da die beiden Seitenöffnungen stets ganz ähnliche Systemabmessungen haben.) Das gute Pfeilverhältnis ist durch die sehr geringe Scheitelstärke von 1,34 m, das ist  $\frac{1}{83}$  der Spannweite, erreicht, die Stärke der Bruchfuge beträgt 2,09 m. Bei so schlanken Tonnengewölben wird die Knick-

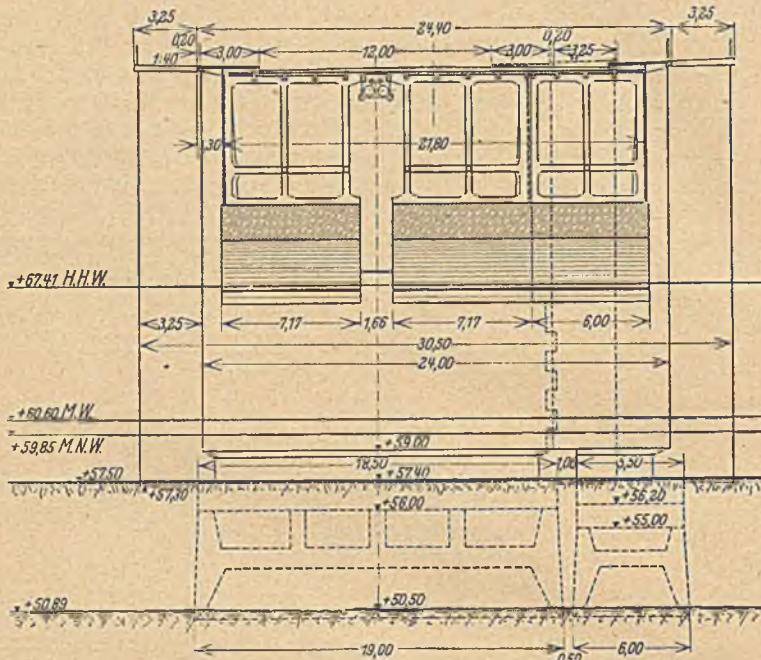


Abb. 6. Entwurf Grün & Bilfinger A.-G., Brückenquerschnitt mit 2. Ausbau und Ansicht des rechten Strompfeilers.

sicherheit des Bogens in lotrechter Richtung schon recht gering, so daß man die versteifende Wirkung des Aufbaues mit in Rechnung stellen muß. Aus den Querschnitten der Abb. 5 erkennt man, daß das Gewölbe aus zwei Ringen von 7,17 m Breite besteht, die durch einen mittleren Schlitz von 1,6 m Breite getrennt sind; die Fußwege kragen um 1,2 m seitlich aus. Auf diese Weise ist eine gewisse Auflösung des Gewölbequerschnitts erreicht, denn seine Breite beträgt 80% der nutzbaren Brückenbreite. Schwierigkeiten bereitet bei den Vollgewölben die Unterbringung der Versorgungsleitungen. Hier sind die Rohrleitungen in geschickter Weise in dem Mittelschlitz angeordnet, der durch eine Eisenbetondecke überdeckt ist; ein Besichtigungswagen dient für die Revision der Leitungen. Die Starkstromkabel sind nicht wie in den Bedingungen vorgeschrieben in einem  $1,1 \times 1,0$  m großen Kanal untergebracht, sondern in einem niedrigen, breiten Kasten unter den einen Fußweg gelegt.

Solche Gewölbe in zwei Ringen sind ja schon häufig ausgeführt worden, zuerst wohl von Séjourné bei der Petrussebrücke in Luxemburg. Sie haben statisch den Nachteil, daß die Randzonen der Gewölbe neben dem Mittelschlitz stärker belastet sind. Dieser Umstand tritt hier besonders in Erscheinung, weil die erhöhte Belastung durch die Schnellbahn gerade auf diese Ränder trifft. Berechnet ist das Gewölbe in der Weise, daß diese Mehrbelastung gleichmäßig auf die volle Breite mit verteilt ist, und es entsteht bei dieser sehr günstigen Annahme in dem mit nur 0,18% bewehrten Gewölbe eine größte Druckspannung von 71 kg/qcm. Konstruktiv ist diese Mehrbelastung nur durch eine etwas verstärkte Armierung der Gewölbe neben dem Mittelschlitz berücksichtigt. Rechnet man dagegen, ähnlich wie bei Eisenbahnbrücken, die Last der

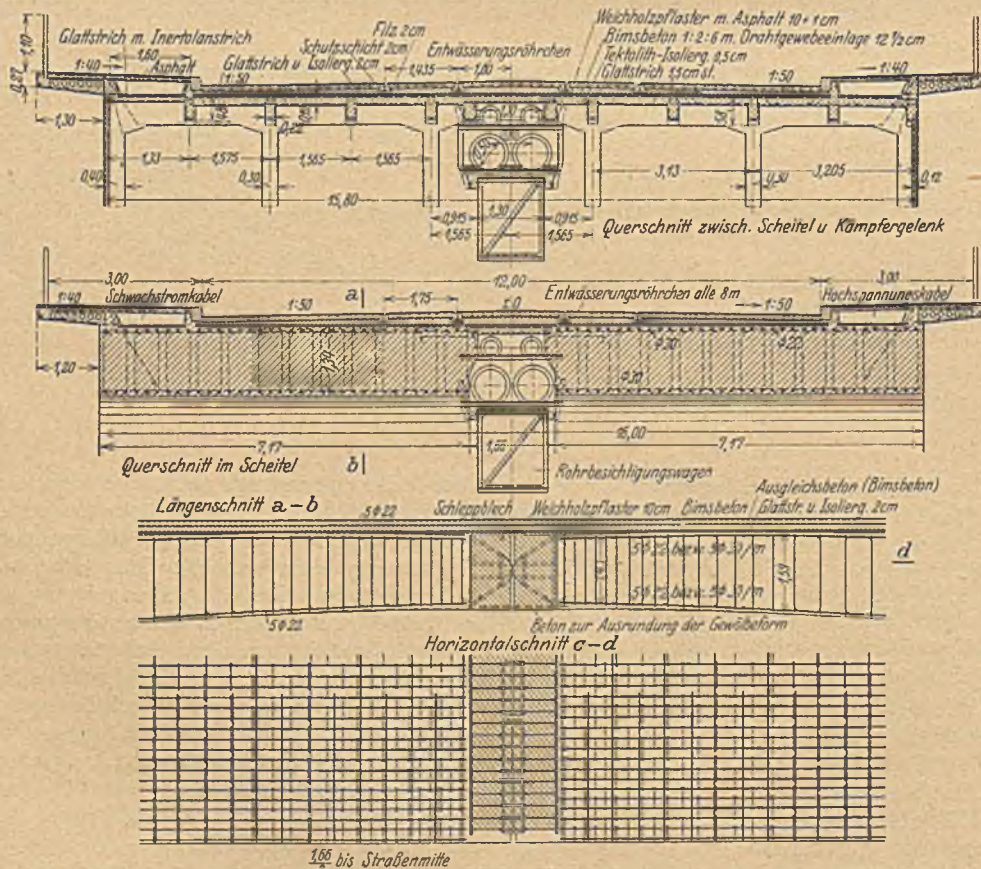


Abb. 5. Grün & Bilfinger A.-G., Fahrbahntafel, Scheitelquerschnitt und Scheitelgelenk.



Schnellbahn nur auf die dazugehörigen Gewölbestreifen, so steigt die größte Druckspannung über 90 kg/qcm.

Bei dieser Annahme wäre die Dimensionierung des Gewölbes für 70 kg/cm<sup>2</sup> Höchstspannung weit schwieriger gewesen und hätte mindestens eine sehr starke Bewehrung der inneren Randzonen erfordert. Dieser Umstand verdient deshalb Beachtung, weil bei den Entwürfen mit Rippengewölben meist eine viel vorsichtiger Lastverteilung angenommen worden ist, so daß also die Vergleichsgrundlage zugunsten des Vollgewölbes verschoben ist. Wenn dieser Entwurf auch nichts grundsätzlich Neues bietet, so zeigt er doch eine hervorragende Beherrschung der bisherigen Erfahrungen im Wölbbrückenbau und ist bis auf alle Einzelheiten auf das sorgfältigste durchgearbeitet. Er ist zweifellos der beste Entwurf mit vollen Tonnengewölben und hat aus dieser Konstruktionsform herausgeholt, was irgend möglich ist. Der Horizontalschub aus Eigengewicht beträgt 650 t/m und liegt damit nicht allzuweit über den Werten bei guten Entwürfen mit aufgelösten Querschnitten. Der Gesamtpreis von 3,7 Mill. M. ist mit Rücksicht auf die

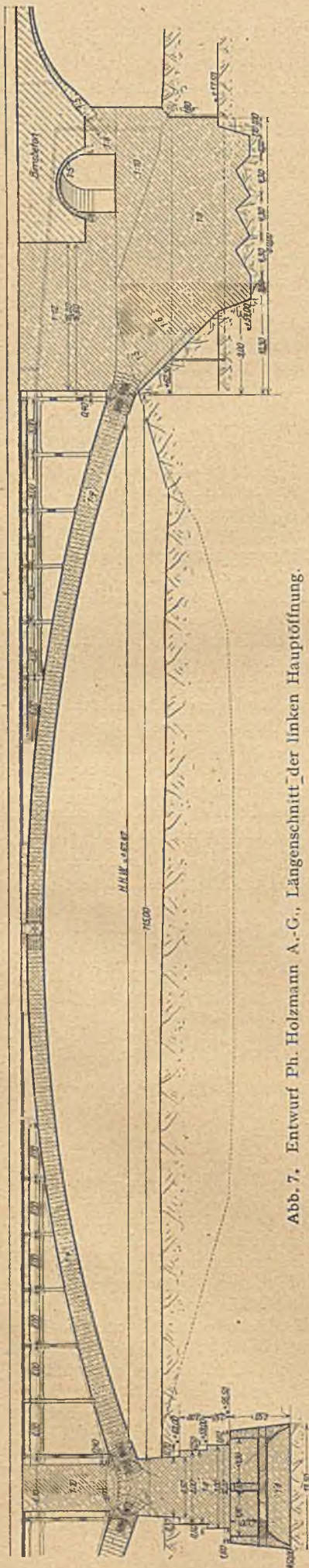


Abb. 7. Entwurf Ph. Holzmann A.-G., Längenschnitt der linken Hauptöffnung.

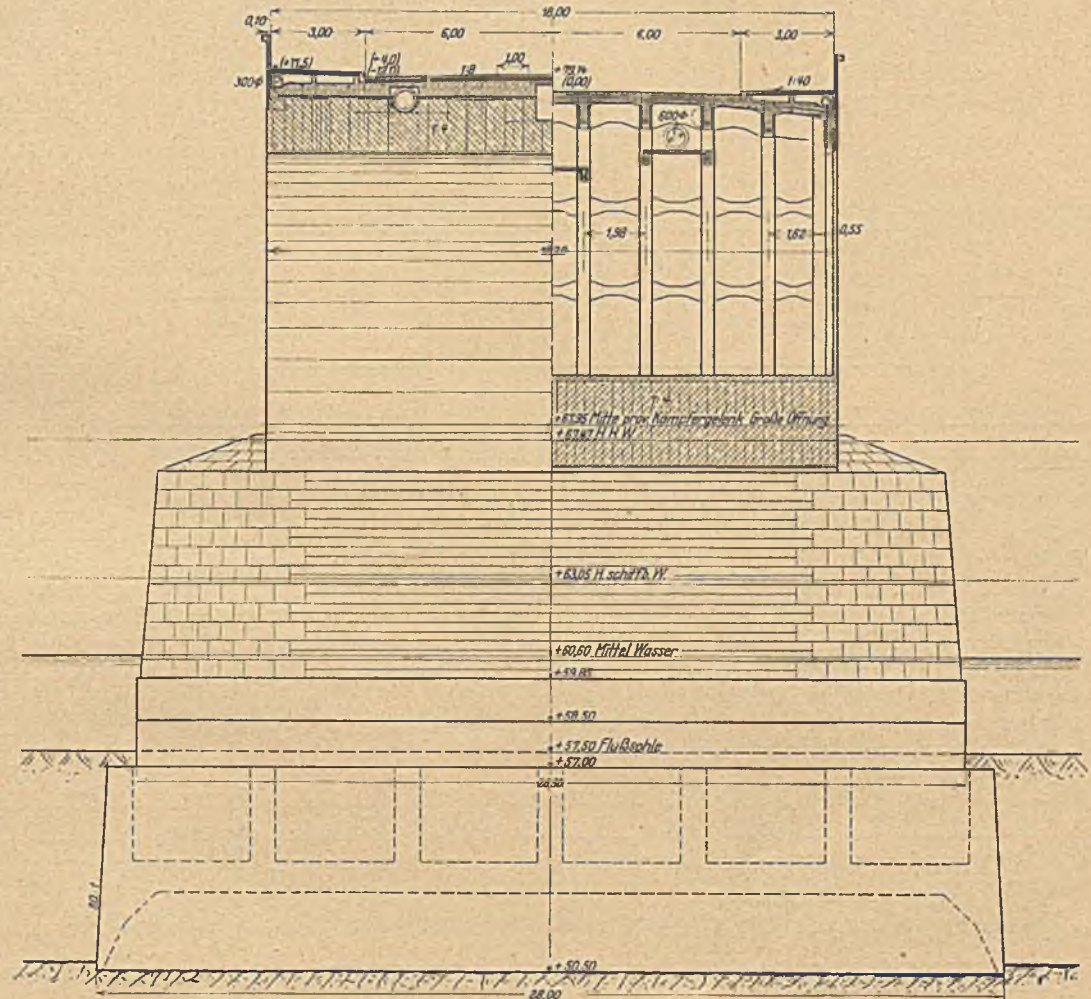


Abb. 8. Entwurf Ph. Holzmann A.-G., Querschnitte im Scheitel und Kämpfer der Hauptöffnungen.

großen Massen der Vollgewölbe als sehr günstig zu bezeichnen. Abb. 6 zeigt einen Querschnitt in der Nähe des rechten Strompfeilers mit der Anordnung der Verbreiterung durch ein besonderes 6 m breites Gewölbe, das auch auf besondere Senkkästen neben den Pfeilern des ersten Ausbaus gegründet werden soll, wobei die Vorköpfe auf dieser Seite der Pfeiler abgebrochen werden müssen.

Der an zweiter Stelle angekaufte Entwurf der Firma Ph. Holzmann A.-G. gehört auch in die Gruppe der Vollgewölbe und zwar ist er derjenige Entwurf, bei dem die Kampfgelenke nach Fertigstellung der Brücke geschlossen werden sollen, so daß die großen Gewölbe dann Eingelenkbogen sind. Da hier der Baugrund aus gutem Felsboden besteht, ist natürlich ein statisch unbestimmtes Tragwerk ohne jede Bedenken möglich. Der Eingelenkbogen ist bei dem kleinen Stich sicher günstiger als der eingespannte Bogen und ist auch dem Zweigelenkbogen zweifellos überlegen, weil dieser eine zu große Scheitelstärke erfordern würde. Gegenüber dem Dreigelenkbogen bietet aber der Eingelenkbogen für die Dimensionierung der Gewölbe hier wohl keine Vorteile. Die Verkehrsspannungen werden im Viertel der Spannweite zwar kleiner als beim Dreigelenkbogen, jedoch machen die Spannungen, die infolge Temperaturänderung und Schwinden nach Baubeendigung auftreten, diesen Gewinn wieder zunichte. Ein konstruktiver Vorzug ergibt sich unter



Umständen daraus, daß die Lage der einbetonierten provisorischen Kämpfergelenke vom Wasserstande unabhängig ist. Die Mittelöffnung des Holzmanschen Entwurfes ist 115 m weit gespannt, bei einem Stich von  $\frac{1}{13}$ ; die Kühnheitszahl  $\frac{l^2}{f} = 1385$  ist die höchste von allen Entwürfen. Die Scheitelstärke beträgt 1,8 m, die Kämpferstärke 2,75 m, die Bewehrung von 1% ist für ein Vollgewölbe schon sehr beträchtlich. Abb. 7 zeigt den Längsschnitt der linken Seitenöffnung, Abb. 8 Ge-

Entwurf ist schwerer als alle anderen Eisenbetonentwürfe, sein Preis von 6,65 Mill M. erscheint auch dann noch hoch, wenn man berücksichtigt, daß er bereits für die Lasten der vollen Breite von 24 m konstruiert ist und daß bei seiner Ausführung eiserne Lehrgerüste verwendet werden sollen, die rund 50000 M. teurer als hölzerne Gerüste sind.

Zu den Vollgewölben gehört noch ein Entwurf mit Stampfbetonbögen von der Firma Hanebeck und Dipl.-Ing. Baumstark in Dortmund. Dieser Entwurf ist gleichfalls schwer und teuer, auch muß gegen ihn eingewendet werden, daß man bei Bögen von dieser Spannweite und Kühnheit nicht auf die Erhöhung der Sicherheit verzichten sollte, die eine Armierung des Gewölbes bietet. Ich darf deswegen auf die Ausführungen meines Vortrages auf der vorjährigen Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins hinweisen<sup>1</sup>.

### 3. Aufgelöste Bogenkonstruktionen in Eisenbeton unter Verwendung von Lehrgerüsten.

Bei der zweiten Gruppe, den aufgelösten Bogenkonstruktionen in Eisenbeton unter Verwendung von Lehrgerüsten, sind zwei Ausführungsformen für die Gliederung der Querschnitte zu unterscheiden; Rippenquerschnitte und kastenförmige Querschnitte. Zu der ersten Art gehört der an dritter Stelle angekaufte Entwurf von Dyckerhoff u. Widmann A.-G. Er ist einer der leichtesten Entwürfe und die Auflösung des Bogenquerschnittes der Hauptöffnungen (Abb. 9) ist sehr weitgehend in 15

nur 50 cm breite, rechteckige Rippen erfolgt, die ziemlich stark — mit 2% — armiert sind. Im Scheitel ist ein durchgehendes Druckhaupt vorgesehen, das allerdings zur Durchführung der großen Leitungen an einigen Stellen unterbrochen werden muß. Die konstruktive Lösung hierfür ist im Entwurf nicht dargestellt; bei etwas anderer Gruppierung der Leitungen wird

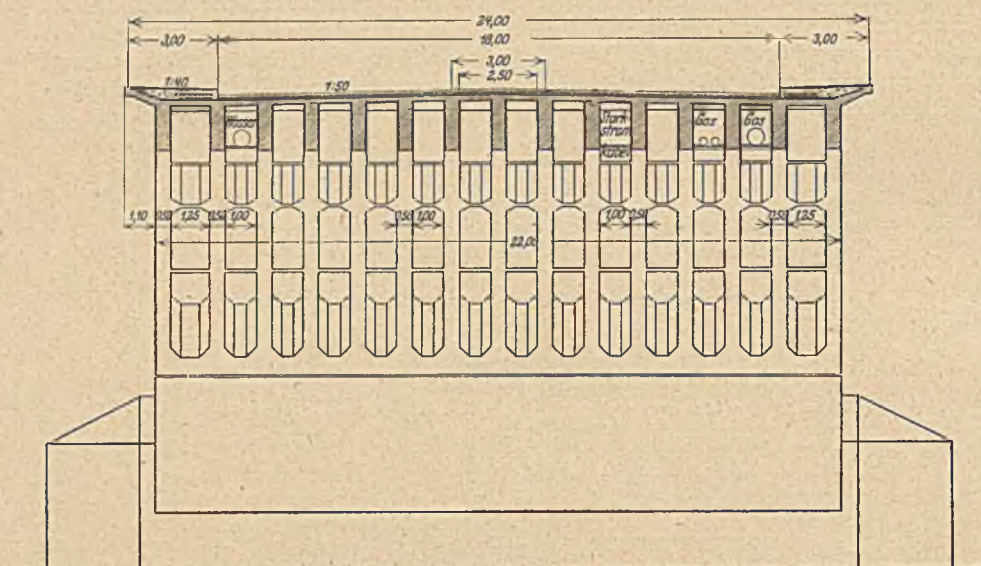


Abb. 9. Entwurf Dyckerhoff & Widmann A.-G., Querschnitt im Scheitel der linken Hauptöffnung.

wölbequerschnitte am Scheitel und am Kämpfer. Um die Leitungen am Scheitel nicht zu weit in das Gewölbe einschneiden zu lassen, ist ein ziemlich starker Überbeton vorgesehen, wodurch Konstruktionshöhe und Eigengewichtsbelastung im Scheitel vergrößert wird. Die nachträgliche Verbreiterung soll hier durch 3 m breite Auskragungen erfolgen, für deren Verankerung unter

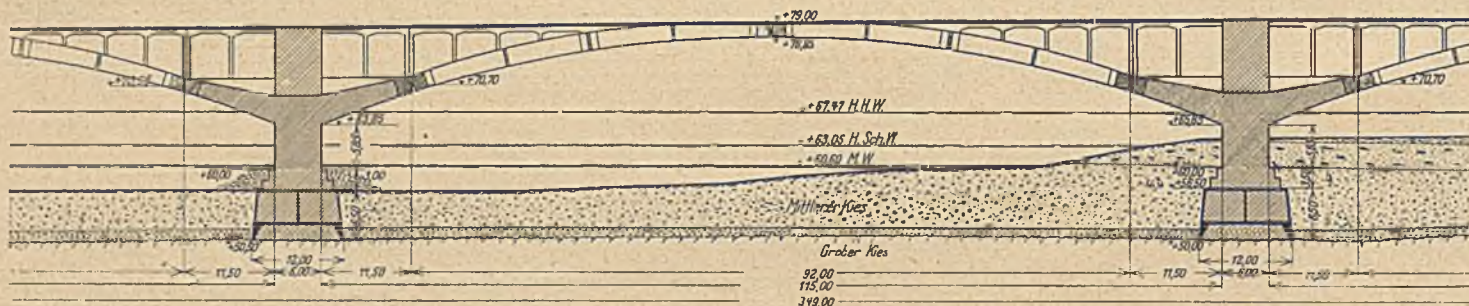


Abb. 10. Entwurf Dyckerhoff & Widmann A.-G., Längsschnitt der Mittelöffnung.

den Fußwegen des ersten Ausbaus Anschlußisen vorgesehen sind, die durch Wegspitzen des Betons freigelegt werden müssen. Diese Ausführung wird nicht ganz einfach sein, auch werden die äußeren Randzonen der Gewölbe durch die großen Auskragungen später ziemlich stark beansprucht werden. Die ganze Brücke muß hier naturgemäß schon im ersten Ausbau für die Lasten der späteren Breite von 24 m bemessen sein. Rechnet man zum Vergleich nur den Anteil der Kräfte auf 18 m Breite, so ergibt sich hier doch noch ein Horizontalschub aus Eigengewicht von 360 t/m gegenüber 650 t/m bei dem Entwurf von Grün und Bilfinger A.-G. Der Entwurf der Firma Ph. Holzmann ist gleichfalls sehr eingehend und sorgfältig durchgearbeitet und es ist sehr dankenswert, daß die Anwendung des Eingelenkbogens für ein so weitgespanntes flaches Gewölbe untersucht worden ist. Allerdings kann man aus dem Ergebnis nicht den Eindruck gewinnen, daß der Eingelenkbogen hier dem Dreigelenkbogen konstruktiv oder wirtschaftlich überlegen ist. Der

sie sich aber ohne prinzipielle Schwierigkeiten in befriedigender Weise ermöglichen lassen. Das Eigentümliche dieses Entwurfes ist die aus dem Längsschnitt (Abb. 10) ersichtliche starke Auskragung der Kämpfergelenke, wodurch sich die große Leichtigkeit der eigentlichen Bogenkonstruktion erklärt, deren Horizontalschub aus Eigengewicht nur 340 t/m gegen 650 t/m bei dem Entwurf von Grün und Bilfinger A.-G. beträgt. Die Kragarme sind von der Pfeilerrflucht gemessen 11,5 m lang, sodaß die Spannweite des Bogens auf 92 m verkleinert wird. In noch stärkerem Maße wird dabei allerdings die Pfeilhöhe verringert, sodaß das Pfeilverhältnis beim Mittelbogen 1 : 13, bei der rechten Stromöffnung sogar nur 1 : 14 beträgt. Derartige Werte sind bei so weitgespannten Bögen noch nicht zur Anwendung gekommen und wohl auch nicht ohne Be-

<sup>1</sup> Vergl. Spangenberg: „Über einige grundsätzliche Fragen bei der Konstruktion gewölbter Brücken.“ Die Bautechnik 1927 Heft 25 und 27.



denken. In den langen Kragarmen entstehen geringe Zugspannungen. Wie in einer Variante des Entwurfes gezeigt ist, lassen sich diese vermeiden, wenn man die Kragarme nach der Stützlinie für Eigengewicht formt, wobei man allerdings die innere Leibung beim Anschluß an den Pfeiler etwa 2 m tiefer herunterziehen muß. Nach dem Entwurf soll die Brücke von vornherein für die volle Breite von 24 m ausgeführt werden, weil dies der Firma als wirtschaftlichste Lösung erscheint. Mit Rücksicht hierauf ist der Preis von 4,2 Mill. M. als sehr günstig zu bezeichnen. Ist die Auskragung der Kämpfergelenke bei diesem Entwurf vielleicht auch etwas weit getrieben, so zeigt er doch deutlich, daß diese Maßnahme wirtschaftliche Vorteile bietet. Bei zuverlässigem Baugrund, namentlich bei Felsboden, erscheint sie auch statisch unbedenklich und eine Abneigung dagegen ist wohl mehr gefühlsmäßig.

Ein interessanter Rippenentwurf ist auch von der Firma Grün u. Bilfinger A.-G. in Verbindung mit Oberbaurat Emperger eingereicht worden. Wie Abb. 11 zeigt, sind sechs rechteckige Rippen von 1 m Breite paarweise durch zahlreiche Querwände miteinander verbunden, so daß drei Zwillingstrippen entstehen. Die Bewehrung ist ziemlich reichlich, im Mittel 2%, und besteht in der Hauptsache aus Profileisen, die aber nicht etwa wie bei Melanbögen ein freitragendes Gerippe bilden, sondern die Bögen müssen wie sonst bei schlaffer Bewehrung auf Lehrgerüsten erbaut werden. Außer der Längsbewehrung ist eine Art Umschnürung durch ringförmige Bügel aus 6 mm

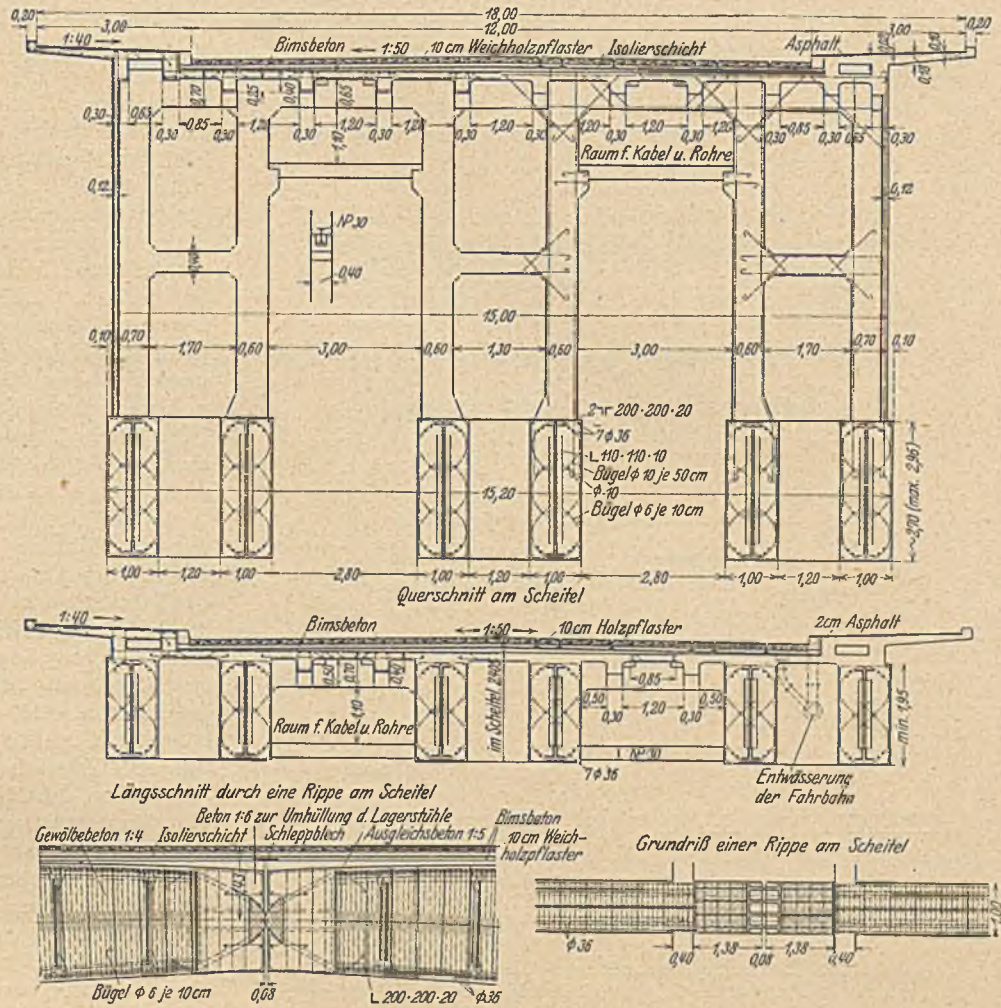


Abb. 11. Entwurf Grün & Bilfinger A.-G.-Emperger, Bogenquerschnitte u. Scheitelgelenk.

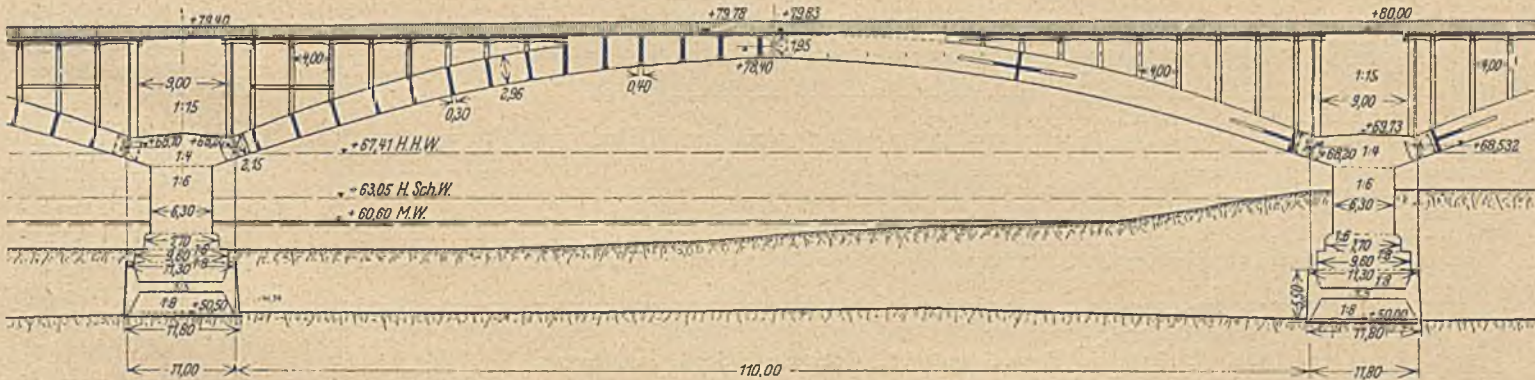


Abb. 12. Entwurf Grün & Bilfinger A.-G.-Emperger, Langschnitt der Mittelöffnung.

starkem Stahldraht in 10 cm Abstand vorgesehen, die nach Versuchen von Emperger die Bruchsicherheit wesentlich erhöhen soll. Im Längsschnitt, Abb. 12, erkennt man links die zahlreichen Querverbindungen zwischen den beiden Rippen eines Paares, während rechts die gegenseitige Querversteifung der drei Zwillingstrippen dargestellt ist. Diese ist nur im Kämpfer und im Viertel der Spannweite vorgesehen, während im Scheitel lediglich die Fahrbahnplatte als Querverband dient. So sehr diese Anordnung die Durchführung der Leitungen am Scheitel erleichtert, so sollte doch wohl gerade hier noch eine stärkere Querversteifung angeordnet werden, zumal die Last der Schnellbahn auf zwei Rippenpaare verteilt gerechnet ist. Im Ganzen läßt der Entwurf die Hand des erfahrenen Brückenbauers erkennen.

Von der Firma Grün u. Bilfinger A.-G. ist noch ein weiterer

sehr origineller Rippenentwurf eingereicht worden, der in Abweichung von allen anderen Entwürfen mit starken Biegebbeanspruchungen arbeitet. Bei ihm haben die Kragarme an den Pfeilern eine Länge von rund 22 m und sind als schmale und hohe Eisenbetonplattenbalken ausgebildet. Zwischen den Enden der Kragarme spannen sich, gleichfalls in sechs Rippen aufgelöst, spitzbogenartige Dreieckenrahmen von rund 70 m Spannweite. Eine kritische Würdigung des Entwurfes würde über den Rahmen dieses Berichtes hinausgehen. Es ist hier übrigens genau der gleiche Entwurfsgedanke verwendet worden, wie ihn die Firma bereits bei dem Wettbewerb für die Friedrich-Ebert-Brücke in Mannheim unter dem Kennwort „Geist der Gotik“ gebracht hat. Es kann daher auf die Besprechung dieses Wettbewerbes von Prof. Gaber in der Zeitschrift „Die Bau-technik“ 1925, Heft 22 u. 31 verwiesen werden.



Die andere Art der Querschnittsauflösung dieser Gruppe, die Kasten- oder Zellenform, ist im Ausland schon mehrfach verwandt worden, in Deutschland ist man neuerdings wohl durch den in der Zeitschrift „Die Bautechnik“ 1927, Heft 38, abgebildeten Wettbewerbsentwurf der Firma Wayss u. Freytag A.-G.

für die Lechbrücke bei Augsburg wieder auf sie aufmerksam geworden. Abb. 13 zeigt den Querschnitt dieses Entwurfes etwa im Viertel der Spannweite. Genau den gleichen Querschnitt verwendet die A.-G. für Beton- u. Monierbau bei ihrem Koblenzer Entwurf, nur ist dabei gegen den Scheitel der Bögen hin der Zellenquerschnitt in einen Rippenquerschnitt übergeführt. Ähnlich ist auch der Entwurf der Firma Jager in Trier, dessen Querschnitt Abb. 14 gibt. Jedoch ist hier wie bei dem zuerst besprochenen Entwurf von Grün u. Bilfinger A.-G. ein mittlerer Schlitz für die Durchführung der großen Rohrleitungen angeordnet. Die kleineren Rohre und die Starkstromkabel liegen auf durchgehenden Konsolplatten, was für die architektonische Wirkung der Gewölbe nicht vorteilhaft ist. Die Bewehrung des Hohlquerschnittes müßte wohl noch vervollkommen werden; im Prinzip deckt er sich mit dem des Pont de la Tournelle, einer flachen Brücke von 73 m Weite und rund  $\frac{1}{10}$  Stich, die jetzt über die Seine in Paris, etwas oberhalb von Nötre-Dame, gebaut worden ist.<sup>2</sup>

Eine Verbindung von Rippen- und Kastenquerschnitt ist der eine Entwurf, den ich gemeinsam mit der Firma Heinrich Butzer bearbeitet habe und der vom Preisgericht an erster Stelle zum Ankauf vorgeschlagen worden ist. Die Bögen bestehen aus 4 hohlen Eisenbetonrippen, von denen die beiden Mittelrippen 3,6 m, die Randrippen 2,3 m breit sind (Abb. 15); die Bewehrung beträgt 0,6% des Querschnittes. Beim Hauptbogen ist die Höhe der Rippen im Scheitel 2,3 m, am Kämpfer 2,4 m und in der Bruchfuge 2,8 m, die Wandstärke ist 55 cm bei den Mittelrippen und 45 cm bei den Randrippen. Aller 6,0 m sind die Rippen nicht nur durch lotrechte Querwände mit Vouten gegeneinander versteift, sondern haben auch im Innern Querschotten, welche Mannlöcher besitzen, damit das Innere der Kästen jederzeit besichtigt werden kann. In dem Längsschnitt des Hauptbogens (Abb. 16) sieht man links die Querversteifungen zwischen den 4 hohlen Rippen, während rechts ein Schnitt durch eine solche Rippe selbst gezeichnet ist, der die Anordnung der Querschotten in den Rippen erkennen läßt. In der Nähe des Kämpfers ist jede Rippe durch eine verschließbare Öffnung

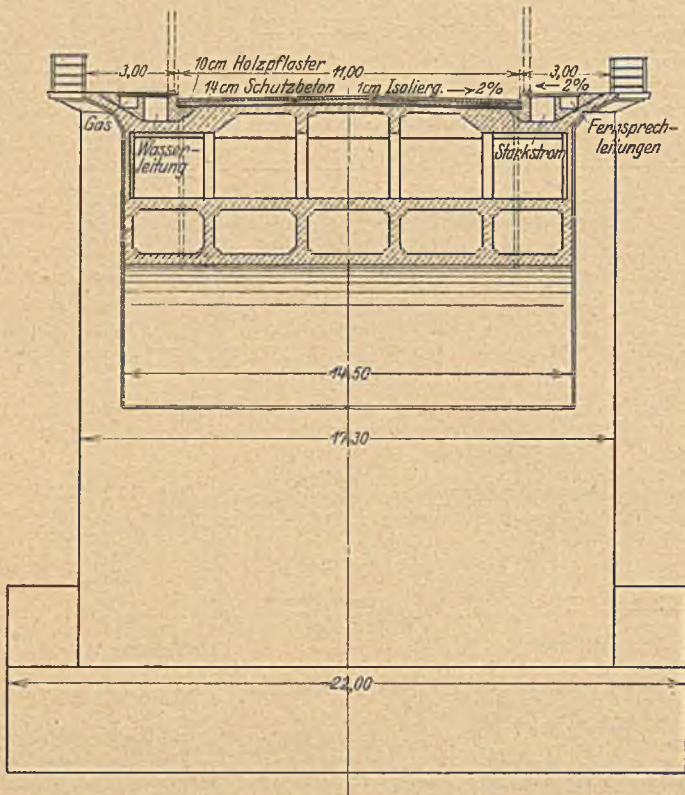


Abb. 13. Brückenquerschnitt des Wettbewerbsentwurfes Wayss & Freytag A.-G., für die Lechbrücke bei Augsburg.

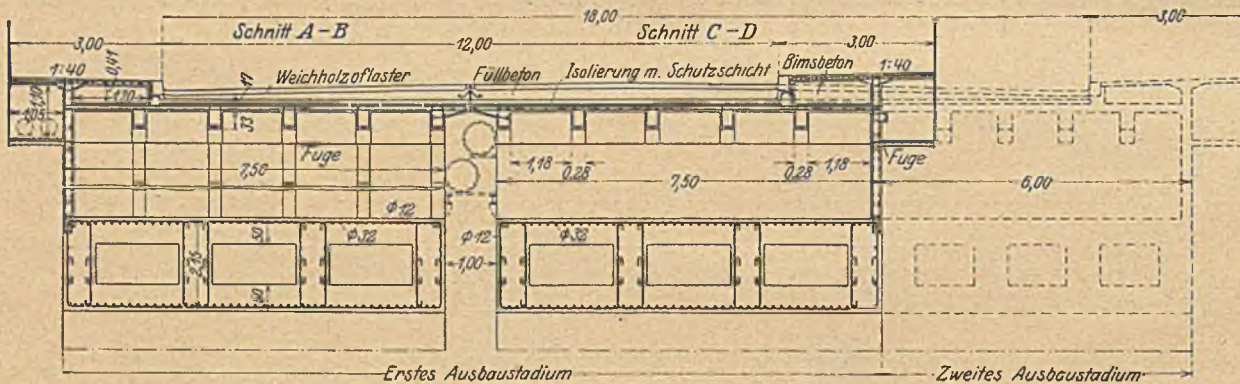


Abb. 14. Entwurf Jager G. m. b. H., Querschnitt der Hauptöffnung.

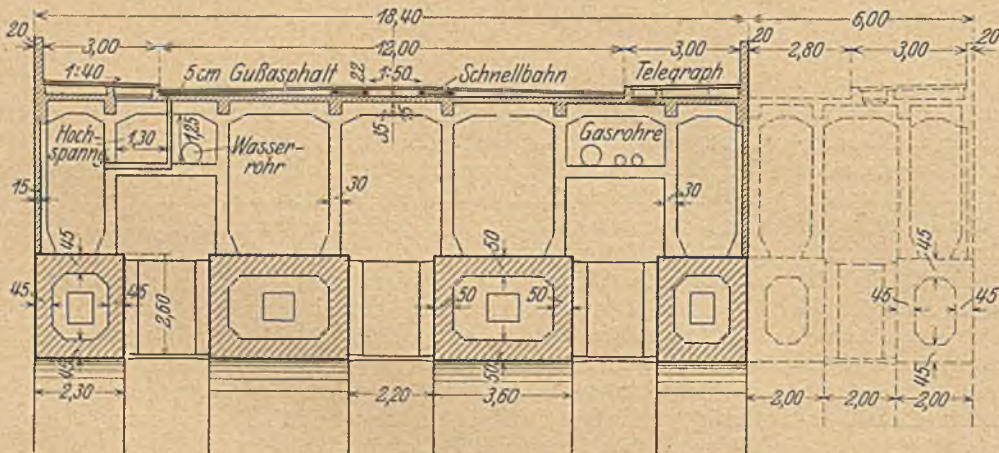


Abb. 15. Entwurf Butzer-Spangenberg, Querschnitt der rechten Stromöffnung.

in einer Seitenwand von außen zugänglich. Im Gegensatz zu einer Reihe anderer Entwürfe des Koblenzer Wettbewerbes sind hier die Querversteifungen wohl etwas zu zahlreich vorgesehen, zumal ja der Kastenquerschnitt an sich eine sehr hohe Querversteifigkeit besitzt.

Die Bogenkonstruktion für die künftige Verbreiterung besteht aus 2 hohlen Eisenbetonrippen von nur je 2 m Breite. Da bei dem Entwurf die Brüstungen bündig mit den Stirnwänden liegen, kann die spätere Verbreiterung mit einem Mindestmaß von Abbrucharbeit an die Brückenkonstruktion des ersten Ausbaus angebaut werden.

Ein wesentlicher Unterschied dieses Entwurfes gegenüber den meisten übrigen Entwürfen besteht darin, daß die Stärke der Strompfeiler von 6,0 m auf 9,0 m vergrößert worden ist. Trotz der damit verbundenen Mehrkosten wurde diese Anordnung gewählt, nicht nur um kon-

<sup>2</sup> Vergl. Le Génie Civil 1928, 1. Halbjahr, S. 249.



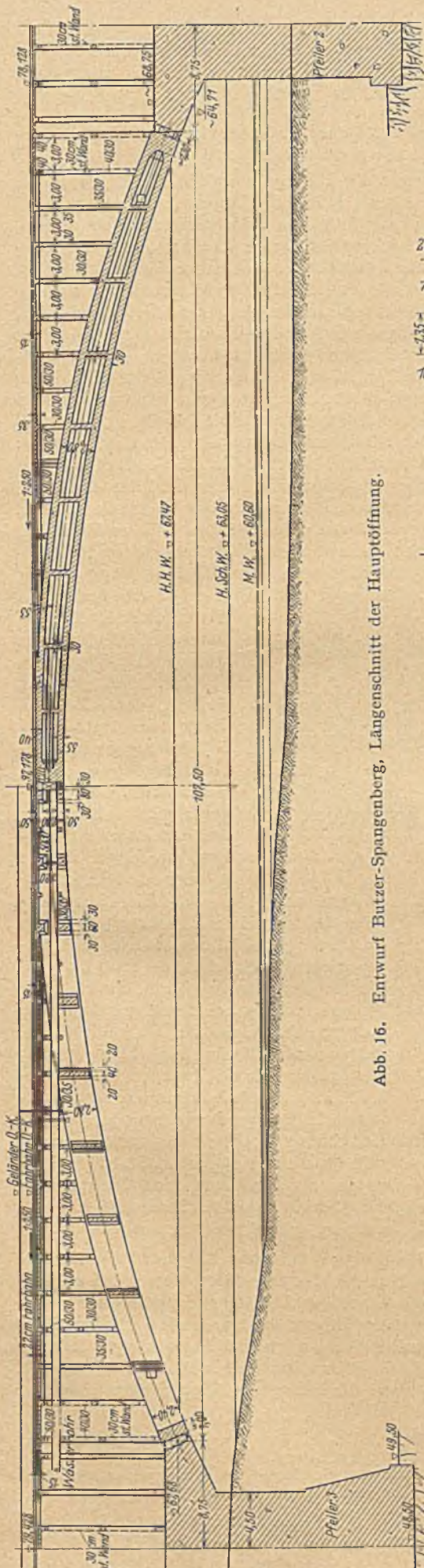


Abb. 16. Entwurf Butzer-Spangenberg, Längenschnitt der Hauptöffnung.

struktiv ein günstiges Verhältnis zwischen Spannweiten und Pfeilerstärken zu erreichen, sondern vor allem um die architektonische Erscheinung der Brücke zu verbessern (vgl. die späteren Abb. 34 und 36). Wegen des Durchflußprofils war die Verstärkung der Pfeiler ohne weiteres möglich, denn der von der Strombauverwaltung bei einer Hochwassermenge von 4000 cbm als zulässig erklärte Stau von 30 cm wird bei weitem nicht erreicht. Selbst wenn man wegen der geringen Schrägstellung der Pfeiler gegen die Stromrichtung eine Pfeilerstärke von 15 m statt 9 m in Rechnung stellt, ergibt sich nur ein Stau von 8 cm. Aus diesem Grunde erschien es den Entwurfverfassern auch unbedenklich,

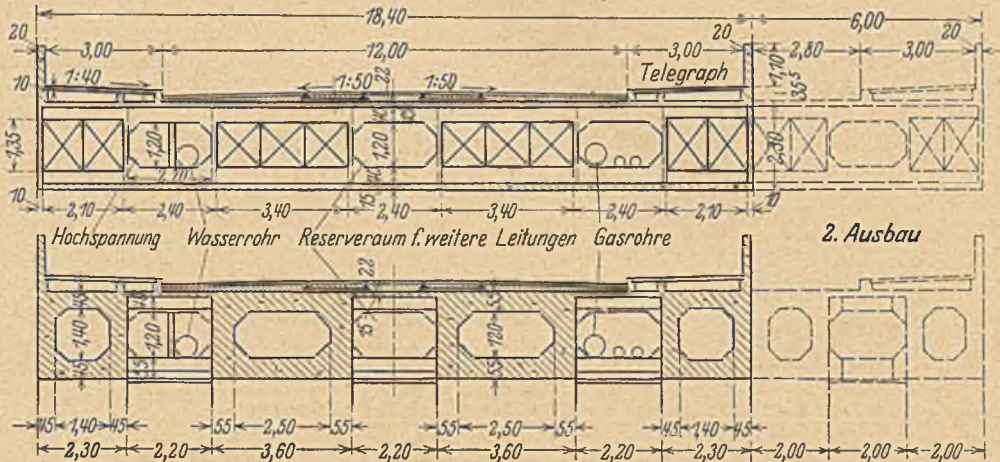


Abb. 17a. u. b. Entwurf Butzer-Spangenberg, Schnitt durch die Scheitelgelenke und Querschnitt 3,5 m vom Scheitel entfernt.

die 4,25 m langen Kragarme an den Pfeilern etwas tiefer in das höchste Hochwasser herabzuführen; die Bogenenden selbst reichen dagegen nur 1,0 m in dieses Hochwasser. Die Spannweite des mittleren Bogens beträgt 107,5 m, der Stich 1 : 10,6 und der Wert  $\frac{1}{f} = 1141$ ; die Verhältnisse sind also fast die gleichen wie bei dem Hauptentwurf der Firma Grün u. Bilfinger A.-G. Die Gelenke sind Stahlgußwöl-

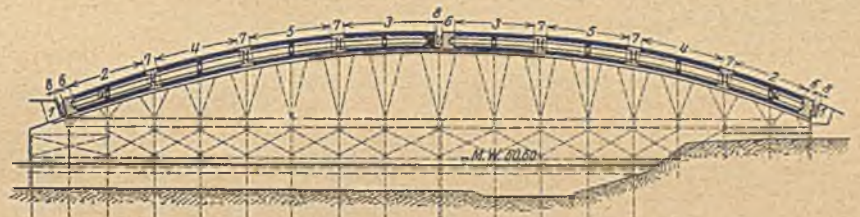


Abb. 18. Entwurf Butzer-Spangenberg, Betonierungsvorgang der Hauptgewölbe.

gelenke mit Kupillensicherung und sind nur auf die Breite der Rippen verteilt, so daß auch, wie die Abb. 17a und 17b zeigen, in der Gegend am Scheitel reichlicher Raum für alle Leitungen vorhanden ist, trotzdem auch dort zwischen den 4 Rippen noch kräftige Querversteifungen angeordnet sind. Der Fahrbahnaufbau besitzt im Bogenviertel je eine Dehnungsfuge; zur Aufnahme der Bremskräfte in dem höheren Teil des Aufbaus sind zwischen den letzten Säulen über den Kämpfern 30cm starke Wände in der Längsrichtung eingezogen, die als starre Scheiben wirken.

Großes Gewicht ist bei diesem Entwurf auf die Durcharbeitung des Bauvorganges für die einwandfreie Herstellung der hohlen Rippen gelegt worden. Wie aus Abb. 18 zu ersehen ist, sollen die Bögen, ganz wie sonst bei Gewölben üblich, in Lamellen ausgeführt werden, welche sich in der Breitenrichtung der Brücke über alle 4 Rippen erstrecken. Das Lehrgerüst ist so angeordnet, daß immer eine Ständerreihe unter den Querschotten und Versteifungen steht. Zuerst werden die Lamellen 2—5 betoniert, ihre Innenschalung kann durch die noch offenen Schlußlamellen 6 und 7 seitlich entfernt werden. Dann werden die Lamellen 6 und 7 eingeschalt und betoniert; zur Beseitigung ihrer Innenschalung dienen die Mannlöcher in den Querschotten und die seitlichen Zugangsöffnungen am unteren Ende der Rippen. Schließlich werden die kleinen Aussparungen 8 hinter der einen Auflagerfläche jedes Stahlgelenkes in bekannter Weise mit feinem Beton hinterstampft.

Die Kosten dieses Entwurfes betragen 4,33 Mill. Mk., wobei zu berücksichtigen ist, daß etwa 200 000 Mk. auf Maßnahmen für die Verbesserung der architektonischen Erscheinung, wie stärkere Pfeiler, große Vorköpfe, Vermeidung jeder Auskragung an den Stirnflächen, entfallen. Dieser Entwurf stand bis zuletzt mit dem Entwurf von Grün u. Bilfinger A.-G. in der engsten Wahl um die Empfehlung zur Ausführung. Daß man schließlich dem Vollgewölbe den Vorzug gegeben hat, ist



außer durch dessen niedrigeren Preis wohl auch dadurch zu erklären, daß die Ingenieure des Preisgerichtes mit einer Ausnahme nicht Eisenbetonfachleute waren, denen das volle Tonnengewölbe als die übliche und ihnen vertraute Konstruktionsform empfehlenswerter erschien. Im Ausland ist ja der Kastenquerschnitt längst verwendet worden, so besitzt bekanntlich auch die 132 m weitgespannte Seinebrücke bei St. Pierre-du-Vauvray 2 hohle Eisenbetonrippen, die wesentlich dünnwandiger sind als bei unserem Entwurf. Diese weitestge-

Breite durchgehende Kastenquerschnitt (Abb. 13) des Entwurfs von Wayss & Freytag A.-G. in 4 solche hohlen Rippen aufgelöst worden, weil der Querschnitt dadurch sparsamer, statisch klarer und leichter ausführbar wird.

4. Rippenbogen mit steifer Bewehrung ohne Verwendung von Lehrgerüsten.

Die dritte Gruppe der Entwürfe umfaßt die Rippenbogen mit steifer Bewehrung, an welche die Bogenschalung angehängt wird. Man braucht hier also keine schweren Lehrgerüste, sondern nur leichte Montagegerüste für die Aufstellung der eisernen Fachwerkbogen. Das ganze Eisengewicht der Bogenrippen wird von den eisernen Gitterträgern der Bewehrung getragen, die dadurch bekanntlich eine Vorspannung erhalten, sodaß eine weitgehende Ausnutzung der zulässigen Eisenspannung ermöglicht wird. Als Verbundkonstruktion haben dann die Bogenrippen nur die Lasten des Aufbaus und des Verkehrs zu tragen. In Amerika sind derartige Eisenbetonbögen bereits bis 75 m Spannweite ausgeführt worden<sup>3</sup>. Solche Entwürfe sind von den 6 Firmen: Sandvoss & Lautmann, Hüser & Cie., A.-G. für Hoch- und Tiefbauten, Siemens-Bauunion, Franz Schlüter A.-G. und Heinrich Butzer, von letzterer in Gemeinschaft mit mir, eingereicht worden. Die erhebliche Zahl dieser Entwürfe ist ein Zeichen für die steigende Wertschätzung der steifbewehrten Eisenbetonbögen zur Überbrückung großer Spannweiten. Bedeuten doch die Lehrgerüste gerade bei

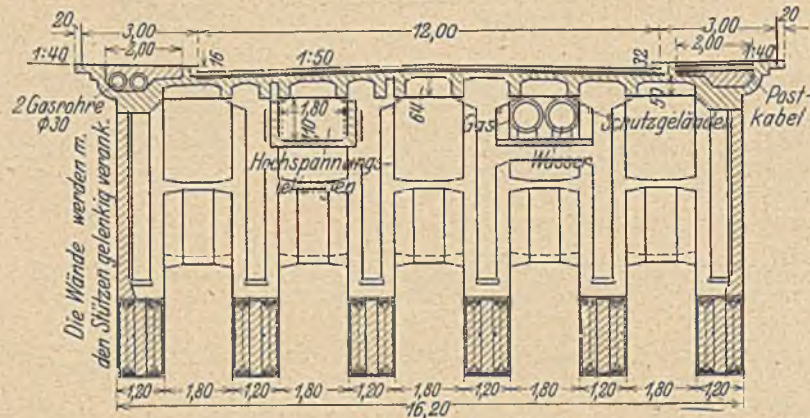


Abb. 19. Entwurf Hüser & Cie., Querschnitt der Mittelöffnung, 1. Ausbau.

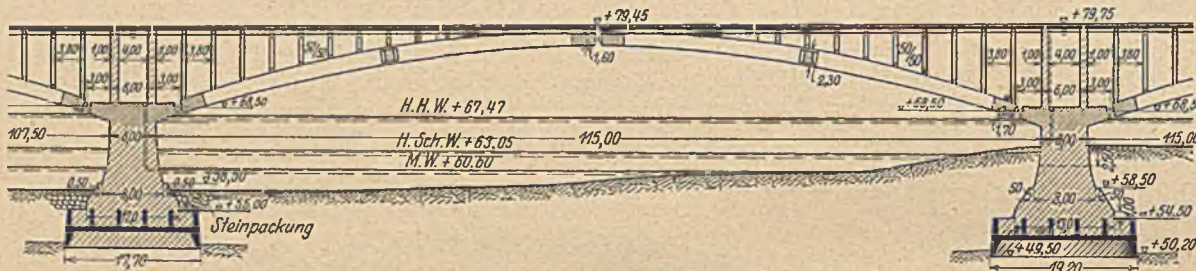


Abb. 20. Entwurf Hüser & Cie., Längenschnitt der Mittelöffnung.

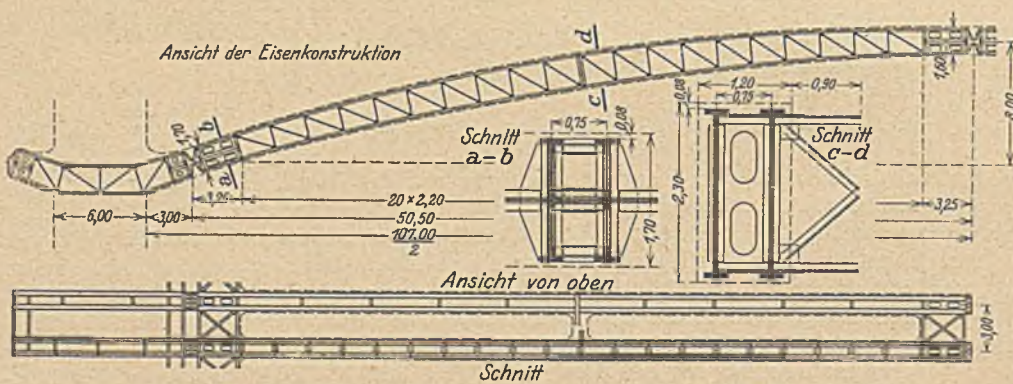


Abb. 21. Entwurf Hüser & Cie., steife Bewehrung der Hauptöffnungen.

spannte Eisenbetonbrücke der Erde hat die Anregung zu dem für die Koblenzer Moselbrücke vorgeschlagenen Querschnitt gegeben. Erst nachträglich habe ich aus der Zeitschrift „Concrete and Constructional Engineering“, London 1928 Nr. 1 erfahren, daß auch die größte Eisenbetonbrücke Englands, die im Bau begriffene Berwick-Brücke über den Tweed, Eisenbetonrippen in Kastenform besitzt. Sie hat 4 Öffnungen von 51 m, 76 m, 87 m und 110 m Spannweite. Der Querschnitt der 3 größten Öffnungen mit seinen 4 hohlen Eisenbetonrippen gleicht in geradezu überraschender Weise dem Grundgedanken unseres Koblenzer Entwurfs. Aber auch in Deutschland ist zur Zeit eine solche Brücke in Ausführung begriffen. Auf meine Anregung hin ist die am Schluß der Tabelle 1, Seite 114 genannte Lechbrücke in Augsburg der ursprünglich auf die volle

Strombrücken eine erhebliche Gefahrenquelle und eine Erhöhung des Risikos. Es gibt zu denken, daß allein in Europa in den letzten 6 Jahren 5 große Brückenlehrgerüste eingestürzt sind<sup>4</sup>. Die 5 erstgenannten Entwürfe sind einander sehr ähnlich, ihre Bogen sind in 5 oder 6 rechteckige

Rippen aufgelöst und die Gurtquerschnitte der steifen Bewehrung bestehen zumeist aus Stahl St 48. Die Vorspannung beträgt dabei 1100—1200 kg/qcm, die Höchstspannung im Stahl 1800 kg/qcm, was ja bei Belastung durch die Hauptkräfte allein für Straßenbrücken zulässig ist. Als Zusatzspannungen entstehen durch das Schwinden des Betons auch in statisch bestimmten Konstruktionen Eigenspannungen, die bei ca. 3% Bewehrung noch eine Druckspannung von etwa 250 kg/qcm im Stahl ergeben, so daß der für Haupt- und Zusatzkräfte bei Stahl St 48 zulässige Wert von 2080 kg/qcm eingehalten wird.

Als typisches Beispiel sei der sehr eingehend bearbeitete Entwurf der Firma Hüser & Cie. angeführt, dessen Anordnung im Quer- und Längsschnitt aus Abb. 19 und 20 zu erschen ist. In jeder Bogenrippe sind hier 2 eiserne Fachwerkbinder angeordnet. Die Einzelheiten der steifen Bewehrung, die auch über den Pfeilern durchgeführt ist, sind in Abb. 21 dargestellt. Da die Gelenke hier nur die Breite der Rippen einnehmen, ist

<sup>3</sup> Die Robert-Straßen-Brücke über den Mississippi in St. Paul, vergl. „Beton u. Eisen“ 1927, S. 174.

<sup>4</sup> 1922 Seine-Brücke bei St. Pierre du Vauvrey, l = 132 m,  
1923 Kymibrücke in Finnland, l = 70 m,  
1924 Pont Butin in Genf, l = 42 m,  
1925 Piave-Brücke bei Belluno, l = 71 m  
1927 Hengstey-Brücke über die Ruhr, l = 70 m.



die Durchführung der Leitungen auch im Scheitel sehr gut möglich; eine Vermehrung der Querversteifungen zwischen den Rippen dürfte sich empfehlen (siehe Längsschnitt Abb. 20). Sehr geschickt ist bei diesem Entwurf der zweite Ausbau auf 24 m Brückenbreite durchgebildet. Da der Rippenabstand hier 3,0 m ist, ergibt sich auch nach der Verbreiterung wieder eine zur Brückenlängsachse vollkommen symmetrische Anordnung der Rippen (Abb. 22).

Wichtig ist bei diesen steif bewehrten Eisenbetonbögen, daß der Beton der Rippen vorspannungsfrei eingebracht wird. Gerade bei Verwendung des rasch erhärtenden, hochwertigen Zementes werden die zuerst hergestellten Betonlamellen an der Spannungsübertragung bei der Belastung des Bogens durch die folgenden Lamellen teilnehmen, wenn man nicht besondere Maßnahmen dagegen trifft. Durch eine einfache Rechnung<sup>5</sup> läßt sich zeigen, daß bei den hier angewandten Eisenvorspannungen und Bewehrungsverhältnissen in den ersten Betonlamellen infolge des Bogeneigengewichtes Druckspannungen bis zu 30 kg/qcm auftreten können, sodaß sich zusammen mit der später in der Verbundkonstruktion noch zugelassenen Druckspannung von 70 kg/qcm eine Spannungsüberschreitung von über 40% ergibt. Bei dieser Rechnung ist angenommen, daß der Beton aus hochwertigem Zement schon bald nach der Herstellung ein Elastizitätsmaß  $E = 210\,000\text{ kg/qcm}$  besitzt, was durch Versuche bestätigt worden ist, die neuerdings in meinem Laboratorium an 3 Tage alten Prismen aus solchem hochwertigen Beton vorgenommen wurden.

Zur Vermeidung dieser unerwünschten Vorspannung im Beton wird von einer Firma vorgeschlagen, jede Rippe in ihrer gesamten Ausdehnung innerhalb acht Stunden zu betonieren. Dieser Bauvorgang erscheint aber bedenklich, denn der Gitterträger der Rippe biegt sich bei einer Vorspannung von 1200 kg/qcm infolge der Belastung durch den Beton sehr stark durch — im Scheitel z. B. 20 cm —, sodaß die Querverbände mit den noch unbelasteten und nur etwa 2,0 m entfernten Nachbarrippen vollkommen deformiert würden. Die meisten Firmen haben daher das Verfahren vorgesehen, über das ich im Jahre 1924 auf der Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins berichtet habe. Hiernach wird die Vorbelastung zuerst in Form von Kiesmaterial zwischen den Rippen aufgebracht und dann allmählich unter Konstanthaltung der Gesamtbelastung durch den Beton der Rippen ersetzt. Sehr eingehend und geschickt ist der Bauvorgang nach diesem Verfahren in dem Entwurfe der A.-G. für Hoch- und Tiefbauten durchgearbeitet worden. Dabei ist der An- und Abtransport des Kieses und die Anfuhr des Betons mittels Gurtbandförderung auf Längs- und Querbändern vorgesehen, sodaß die Mehrkosten infolge der Anwendung dieses Verfahrens sehr gering werden. Übrigens hat das Verfahren mit der Kiesvorbelastung noch den großen Vorteil, daß man in den starkbewehrten Rippen keine Zwischenschalung für Lamellenteilung braucht, denn man kann hier jede Rippe vom Kämpfer nach dem Scheitel hin in einem Zuge betonieren, da ja die Gesamtbelastung der Gitterträger dabei unverändert bleibt.

Eine von den fünf anderen Entwürfen etwas abweichende Querschnittsanordnung besitzt der Entwurf mit steifer Be-

wehrung, den ich zusammen mit der Firma Butzer als Variante zu unserem Hauptentwurf bearbeitet habe. Wie Abb. 23 zeigt, haben hier nur die beiden Randrippen Rechtecksquerschnitt, dagegen sind die fünf mittleren Rippen mit Doppelt-förmigem Querschnitt ausgebildet, um das Widerstandsmoment zu erhöhen. Das ist bei solchen steifbewehrten Bögen vorteilhaft, weil im Verbundquerschnitt die Grundspannungen aus dem Bogeneigengewicht fehlen und daher der Einfluß der Momente aus der Verkehrslast fühlbarer ist. Aus dem Querschnitt in der Nähe des Scheitels (Abb. 24) und aus dem Längsschnitt (Abb. 25) ist zu erschen, daß die Anordnungen der Gelenke, der Leitungen, der Querversteifungen und des Aufbaues ganz ähnlich wie bei dem Hauptentwurf sind. Die Bogenstärken konnten dagegen etwas geringer gehalten werden, weil die Materialausnutzung infolge der Vorspannung des Eisens besser und

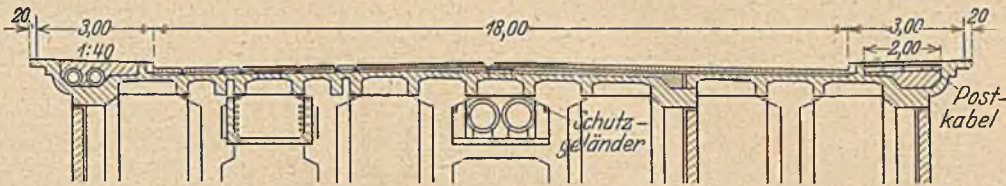


Abb. 22. Entwurf Hüser u. Cie., Fahrbahnquerschnitt mit Verbreiterung für den 2. Ausbau.

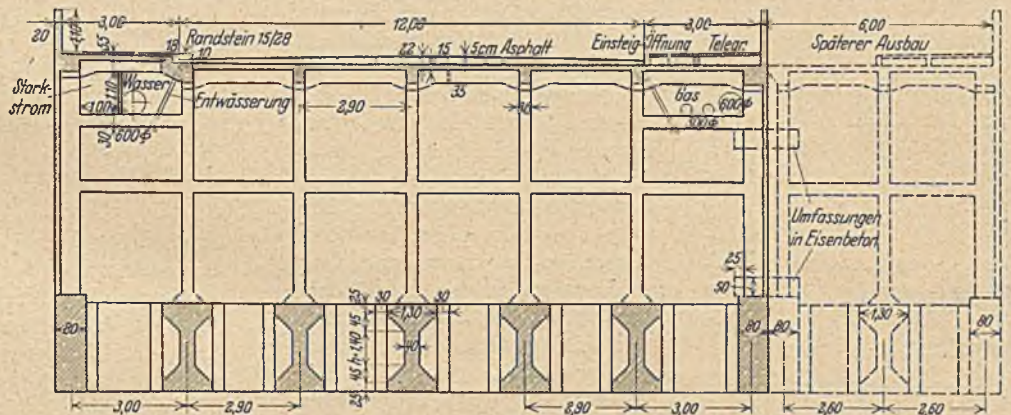


Abb. 23. Melan-Entwurf Butzer-Spangenberg, Querschnitt der Hauptöffnung.



Abb. 24. Melan-Entwurf Butzer-Spangenberg, Querschnitt der Hauptöffnung, 3,5 m vom Scheitel entfernt.

damit die ganze Tragkonstruktion leichter wird. Der Horizontal-schub aus Eigengewicht beträgt für die Mittelöffnung hier 490 t/m gegenüber 650 t/m bei dem Hauptentwurf von Grün & Bilfinger A.-G. Dabei ist aber zu beachten, daß der Belastungsgleichwert unter Berücksichtigung der Schnellbahnlasten mit 0,865 t/m<sup>2</sup> eingeführt ist, während Grün & Bilfinger A.-G. nur mit 0,64 t/m<sup>2</sup> gerechnet haben. Die Gurte der Gitterbögen bestehen hier aus Siliciumstahl, wobei eine Vorspannung im Stahl von 1430 kg/qcm und eine Höchstspannung von 2070 kg/qcm angewandt ist, letztere entsprechend dem für Siliciumstahl bei Straßenbrücken zugelassenen Wert von 2100 kg/qcm. Für die Schwindspannungen bleibt hier noch eine Reserve von rund 300 kg/qcm bis zu dem für Haupt- und Zusatzkräfte festgesetzten Höchstwert von 2400 kg/qcm. Bei der Vorspannung ist die Knicksicherheit der einzelnen Stäbe der Eisenkonstruktion sowie der Gitterträger selbst nach der Normenvorschrift DIN 1073 voll gewahrt. Die steife Bewehrung beträgt 2,53% des Querschnitts, die Gurte bestehen aus Winkeln mit vertikalen Beilagen, ohne Gurtplatten, damit die Betonüberdeckung einwandfrei ausgeführt werden

<sup>5</sup> Vergl. Spangenberg, Eisenbetonbogenbrücken für große Spannweiten, Julius Springer, Berlin 1924, S. 10.



kann (Abb. 26). Außerdem ist noch eine reichliche, sekundäre Rundeseisenbewehrung im Beton vorgesehen, die gleichzeitig wie eine Umschnürung wirkt. Die Kiesbelastung zwischen den Rippen ist in Abb. 26 maßstäblich richtig dargestellt. Übrigens sieht auch der Entwurf der Siemens Bauunion für die steife Bewehrung Siliciumstahl vor, beansprucht ihn jedoch nur mit den für Baustahl St 48 vorgeschriebenen Werten. Für den Eisenbetonfachmann ist an unserem Entwurf wohl von besonderem Interesse, daß damit die Möglichkeit einer vollständigen Ausnutzung des modernsten Baustahls in einer Verbundkonstruktion gezeigt wird.

5. Allgemeine Betrachtungen zu den Entwürfen in wirtschaftlicher, konstruktiver und statischer Hinsicht.

An die Besprechung der verschiedenen Entwurfstypen seien noch einige allgemeine Betrachtungen angeschlossen. In wirtschaftlicher Hinsicht wäre bei diesem Wettbewerb der Vergleich zwischen Massivbrücken und Brücken mit eisernen Überbauten von besonderem Interesse gewesen. Wegen der Nichtbeteiligung der Firmen des Deutschen Eisenbauverbandes ist diese Gegenüberstellung leider nicht möglich; der einzige in Eisenkonstruktion eingereichte Entwurf, ein über vier Öffnungen durchlaufender vollwandiger Blechträger, ist nach dem Urteil des Preisgerichtes mit verschiedenen Mängeln behaftet und kostet rund 5 Mill. M. Um aber wenigstens einen ungefähren Überblick über die wirtschaftliche Auswirkung der einzelnen Vorschläge für die Konstruktion der großen Gewölbe zu gewinnen, sind in der Tabelle 2 die Endsummen der Angebote für die Massivbrücken-Entwürfe zusammengestellt. Freilich können hieraus keine weitergehenden Schlüsse gezogen werden, denn einmal machen die drei Hauptöffnungen kaum die Hälfte der Angebotssummen aus und sodann sind die Entwürfe in sehr verschiedener Weise mit Kosten für den zweiten Ausbauzustand wie auch mit Aufwendungen für eine gute architektonische Erscheinung belastet. Schließlich muß beachtet werden, daß jede Unternehmerekalkulation, namentlich für große Tiefbauarbeiten, sehr auf Schätzungen, sowie auf persönlicher Auffassung über die Bauschwierigkeiten und das Risiko beruht, so daß hieraus viel größere

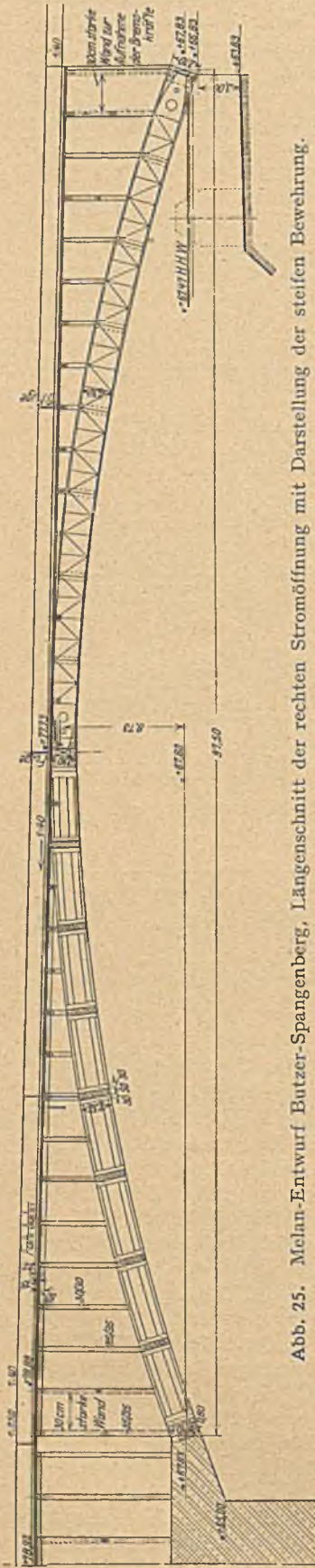


Abb. 25. Melan-Entwurf Butzer-Spangenberg, Längenschnitt der rechten Stromöffnung mit Darstellung der steifen Bewehrung.

Unterschiede in den Angeboten entstehen können als aus der verschiedenen Gestaltung der Entwürfe. Bei Einholung von Angeboten auf einen festliegenden Entwurf wären vielleicht die Differenzen der Endsummen nicht viel geringer gewesen. Mit diesen Vorbehalten läßt sich folgendes sagen:

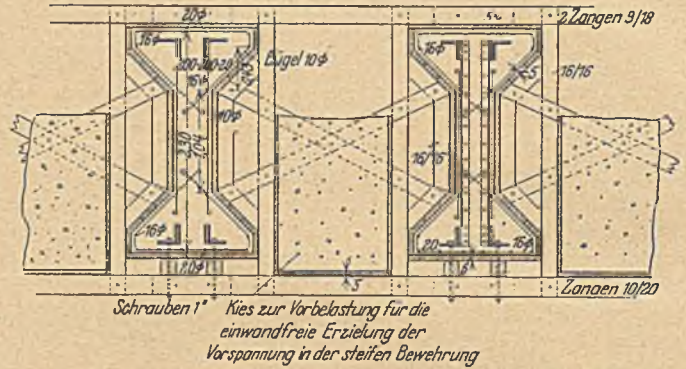


Abb. 26. Melan-Entwurf Butzer-Spangenberg, Querschnitt der Mittelrippen mit Bewehrung und angehängter Schalung.

Tabelle 2.

Endsummen der Angebote in Millionen-Mark.

A. Volle Tonnengewölbe:	
1. Grün & Bilfinger A.-G., Mannheim . . . . .	3,70
2. Hanebeck u. Dipl.-Ing. Baumstark, Dortmund . . . . .	6,50
3. Ph. Holzmann A.-G., Düsseldorf . . . . .	6,65 <sup>1</sup>
i. M. . . . .	
5,62	
B. Aufgelöste Bogenkonstruktionen in Eisenbeton unter Verwendung von Lehrgerüsten:	
4. Jager G. m. b. H., Trier . . . . .	3,09
5. Grün & Bilfinger A.-G., Entwurf III . . . . .	3,64
6. A.-G. für Beton- und Monierbau, Essen . . . . .	3,88
7. Grün & Bilfinger A.-G., Entwurf II . . . . .	3,93
8. Dyckerhoff & Widmann A.-G., Wiesbaden-Biebrich . . . . .	4,20 <sup>2</sup>
9. Heinrich Butzer, Dortmund, u. Prof. Spangenberg, München, Entwurf I . . . . .	4,33
i. M. . . . .	
3,85	
C. Rippenbogen mit steifer Bewehrung ohne Lehrgerüste:	
10. Sandvoss A.-G., Düsseldorf, u. Lautmann, Koblenz . . . . .	4,33
11. Heinrich Butzer, Dortmund, u. Prof. Spangenberg, München, Entwurf II . . . . .	4,44
12. Hüser & Cie., Obercassel . . . . .	4,87
13. A.-G. für Hoch- und Tiefbauten, Essen . . . . .	5,52 <sup>1</sup>
14. Siemens-Bauunion, Berlin . . . . .	5,56
15. Franz Schlüter A.-G., Dortmund . . . . .	6,19
i. M. . . . .	
5,15	

<sup>1</sup> für die Lasten von 24 m Breite,  
<sup>2</sup> für 24 m Breite.

Unter den Vollbögen ist nur ein Entwurf billig, die beiden andern sind sehr teuer, der Mittelwert beträgt 5,62 Mill.

Bei den gegliederten Bögen mit Lehrgerüsten sind alle Angebote in niedriger oder mittlerer Preislage; der Mittelwert ist 3,85 Mill.

Die Bögen mit steifer Bewehrung sind im Durchschnitt teuer, nur die Hälfte hält sich in mittlerer Preislage; Mittelwert 5,15 Mill.

Überraschend ist die Tatsache, daß der Entwurf mit Vollgewölben der Firma Grün & Bilfinger A.-G. sich in den Kosten nur unwesentlich von den beiden Entwürfen mit gegliederten Bogenkonstruktionen derselben Firma unterscheidet. Von besonderem Interesse ist auch der Kostenvergleich bei den beiden Entwürfen der Firma Heinrich Butzer, da diese sich



nur in der Konstruktion der drei Hauptöffnungen unterscheiden und auf ganz gleicher Grundlage kalkuliert sind. Bei dem geringen Mehrpreis von 2,5% der Konstruktion mit steifer Bewehrung ist zu berücksichtigen, daß die Pfeiler und Widerlager für die kleineren Kämpferdrücke dieses Entwurfes nicht nochmals bemessen worden sind und daß es schwer ist, für die eisernen Gitterträger bereits bei einem Wettbewerb günstige Angebote von Eisenkonstruktionsfirmen zu erhalten. Unter diesen Umständen kann man sehr wohl die beiden Entwürfe als gleich teuer bezeichnen. Dies ist eine Feststellung von allgemeinem Interesse, denn dann sprechen allerdings die baulichen Vorteile, namentlich die größere Sicherheit während der Bauausführung, für den Entwurf mit steifer Bewehrung.

Auch in konstruktiver Beziehung lassen sich einige allgemeine Gesichtspunkte hervorheben. Während bei dem Preisgericht zweifellos eine Wertschätzung der Vollgewölbe zu erkennen ist, haben sich die Entwurfverfasser in ihrer überwiegenden Mehrzahl für gegliederte Bogenkonstruktionen entschieden, durchaus im Einklang mit den Anschauungen des Auslandes und mit der modernen Entwicklung des Wölbbrückenbaues. Ist doch die Verminderung des Eigengewichts der Tragkonstruktion der wichtigste Gesichtspunkt bei weitgespannten, flachen Wölbbrücken. Der Effekt der Massensparnis durch die Gliederung läßt sich mit einigen Zahlen anschaulich darstellen. Ein Vollgewölbe in der ganzen Brückenbreite von 18,2 m würde bei reichlicher Bewehrung mindestens 2 m Stärke der Bruchfuge erfordern. Denkt man sich nun bei verschiedenen Entwürfen den Querschnitt der Bruchfuge in einen vollen Rechtecksquerschnitt von 18,2 m Breite umgewandelt, so ergibt sich als Vergleichswert folgende ideelle Stärke der Bruchfuge:

1. Bei dem um 20% der Breite reduzierten Vollgewölbe von Grün und Bilfinger A.-G.:  $d = 1,60$  m.
2. Bei dem Entwurf Butzer-Spangenberg mit hohlen Eisenbetonrippen:  $d = 1,18$  m.
3. Bei dem Entwurf Butzer-Spangenberg mit steifer Bewehrung aus Siliciumstahl:  $d = 0,89$  m.

Dabei sind für die beiden letztgenannten Entwürfe die Massen der sehr reichlich bemessenen Querversteifungen mit berücksichtigt.

Als weiteren Vorteil der gegliederten Bogen erkennt man die günstigere Durchführung der Versorgungsleitungen am Scheitel und die klarere Lastverteilung bei streifenweiser Mehrbelastung, z. B. durch Schnellbahnen. Besonders überlegen sind sie aber den Vollbogen durch ihre größeren Querschnittshöhen, wodurch sie unempfindlicher gegen unvorhergesehene Exzentrizitäten der Stützlinie und gegen zufällige Abweichungen der tatsächlichen Bogenform von der berechneten sind. Außerdem wird aber bei ihnen die Knicksicherheit der Bögen in vertikaler Richtung erhöht, die bei Vollgewölben großer Spannweite mit der jetzt zugelassenen Druckbeanspruchung von 70 kg/cm<sup>2</sup> schon ziemlich gering wird. Unter Zugrundelegung der Eulerformel und eines Elastizitätsmaßes  $E = 210\,000$  kg/cm<sup>2</sup> ergibt sich bei dem Vollgewölbe von Grün & Bilfinger A.-G., das einen Schlankheitsgrad  $\lambda = 116$  hat, ohne Berücksichtigung der versteifenden Wirkung des Fahrbahnaufbaus eine Knickspannung von nur  $\sigma_K = 157$  kg/cm<sup>2</sup>. Unter den gleichen Voraussetzungen wird bei dem steifbewehrten Entwurf der Firma Butzer mit  $\lambda = 80$  der Wert  $\sigma_K = 328$  kg/cm<sup>2</sup>, bei dem Entwurf mit hohlen Eisenbetonrippen ( $\lambda = 70$ ) sogar  $\sigma_K = 427$  kg/cm<sup>2</sup>. Ich glaube, daß allein mit Rücksicht auf die Knicksicherheit stark auf Druck beanspruchte flache Dreigelenkbogen als Vollgewölbe etwa bei 100 m Spannweite ihre Grenze finden werden. Unter den gegliederten Querschnitten ist der hohle Kastenquerschnitt den Rippen in Rechtecks- oder Doppel-T-Form an Steifigkeit in vertikaler und horizontaler Richtung überlegen. er braucht daher auch weniger Querversteifungen, ist allerdings in der Herstellung etwas schwieriger. Sehr zweckmäßig sind die Kastenquerschnitte für die Randträger, wenn man von Auskragungen der Gehwege absehen und die Brustung mit den Stirnwänden in eine Flucht legen will. Auskragende Fußwege

verbilligen allerdings immer die Gewölbekonstruktion, beeinträchtigen aber bei flachen Wölbbrücken mit kleiner Bauhöhe im Scheitel zumeist die gute architektonische Erscheinung. Vorteilhaft sind im allgemeinen auch Vorkragungen der Kämpfergelenke vor den Pfeilerfluchten, wenn sie sich in mäßigen Grenzen halten, damit der Stich der Bogen nicht zu klein wird. Bei zuverlässigem Baugrund bestehen gegen solche Kragarme keine statischen oder konstruktiven Bedenken.

Ein besonderer Vorzug der Rippengewölbe mit steifer Bewehrung und Anhängung der Schalung ist die vollkommene Ausnutzung der Bewehrung. Dadurch wird bei ihnen die Massensparnis am größten, sodaß die Kämpferdrücke und damit die Pfeiler und Widerlager am kleinsten werden. Außerdem kommt bei steifbewehrten Bögen nicht nur das Lehrgerüst mit seinen Gefahren, sondern auch der normale Ausrüstungsvorgang in Wegfall, der doch mit manchen Unvollkommenheiten behaftet ist und die Kämpferdrücke aus Eigengewicht mit einem Male, beinahe stoßweise, auf die Pfeiler und Widerlager zur Wirkung bringt. Bei den steifbewehrten Gewölben dagegen werden diese Kämpferdrücke nur ganz allmählich ansteigend auf die Pfeiler und Widerlager übertragen. Das ist ein besonderer Vorteil bei gewölbten Brücken mit mehreren großen Öffnungen, denn bei diesen bleibt das sonst notwendige gleichzeitige Absenken aller Lehrgerüste immer ein kritischer und schwieriger Arbeitsvorgang, der mit aller Sorgfalt in sämtlichen Öffnungen gleichmäßig erfolgen muß, damit die Pfeiler nicht einseitig beansprucht werden. Vorausichtlich wird der Koblenzer Wettbewerb auch zur weiteren Beachtung der steifbewehrten Gewölbe in Deutschland beitragen, zumal wir jetzt im Siliciumstahl einen höchst wertvollen Baustoff für diese Konstruktionen haben.

Bei Durchsicht der statischen Berechnungen der verschiedenen Entwürfe kommt man durchaus zu der Erkenntnis, daß die „Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ für Brückenbauten nicht ausreichend sind. Besondere Vorschriften für massive Brücken sind eine Notwendigkeit und werden die weitere Entwicklung auf diesem Gebiete fördern. Es ist daher sehr zu begrüßen, daß jetzt ein Unterausschuß des Deutschen Normenausschusses und des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton zur Ausarbeitung von Bestimmungen für massive Brücken eingesetzt ist und seine Arbeiten bereits begonnen hat. Nachstehend sind auf Grund der Erfahrungen bei dem Koblenzer Wettbewerb einige Punkte herausgegriffen, die eine besondere Beachtung und Regelung erfordern.

1. Lastverteilung. Hier sind genaue Bestimmungen am Platze, da die Annahmen über die Lastverteilung oft von größerem Einfluß auf das wirtschaftliche und konstruktive Ergebnis eines Entwurfes sind, als Unterschiede in den zulässigen Spannungen. Bei dem Koblenzer Wettbewerb hat sich z. B. gezeigt, daß die Verteilung der Mehrbelastung durch die Schnellbahn in ganz verschiedener und zum Teil sehr optimistischer Weise vorgenommen worden ist, so daß eine Reihe Entwürfe in ihren Bemessungsgrundlagen gar nicht recht vergleichbar sind.

2. Stoßzuschlag. Für die Eisenbetonkonstruktionen des Fahrbahnaufbaues ist ja der Stoßzuschlag bei Festsetzung der zulässigen Beanspruchung in den „Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ bereits berücksichtigt. Für die Bogen selbst wird man mit Rücksicht auf das hohe Eigengewicht der massiven Brücken den Stoßzuschlag sehr gering halten dürfen, bei großen Gewölben vielleicht sogar ganz entbehren können. Bei dem Hauptentwurf der Firma Butzer trägt z. B. der Anteil der ständigen Lasten 86% der Gesamtbelastung. Rechnet man hier mit einem Stoßzuschlag von 5%, d. i. die Hälfte des für eine eiserne Straßenbrücke von 100 m Spannweite nach DIN-Norm 1073 vorgeschriebenen Zuschlages, so ergibt sich eine Erhöhung der Randspannungen in den Bögen von nur 1,25 kg/cm<sup>2</sup>, also ein belangloser Wert.

3. Eigengewicht. Bei Bögen mit hoher Bewehrung von 2—3% wird man das Raumgewicht des Eisenbetons nicht mehr



mit  $2,4 \text{ t/m}^3$  rechnen können, sondern  $2,5$ — $2,6 \text{ t/m}^3$  annehmen müssen.

4. Größe der Zahl  $n$ . Bei den gesteigerten Elastizitäts- und Festigkeitseigenschaften des hochwertigen Betons wird man die Zahl  $n$  für Eisenbetongewölbe im allgemeinen kleiner als 15 annehmen müssen. Will man die tatsächlich im Gewölbe auftretenden Spannungen berechnen, so hat man unter  $n$  das Verhältnis der Elastizitätsmaße von Eisen und Beton zu verstehen und wird dann diese Zahl höchstens zu 10 einsetzen dürfen. Dient die Spannungsermittlung zur Bestimmung der Bruchsicherheit, so ist unter  $n$  das Verhältnis der Quetschgrenze des Stahls zur Prismenfestigkeit des Betons zu verstehen. Berücksichtigt man, daß diese Prismenfestigkeit bei einem hochwertigen Gewölbebeton im allgemeinen über  $200 \text{ kg/cm}^2$  liegen wird, so wird man bei Verwendung von Stahl St 37 etwa  $n = 10$  annehmen können und nur bei Stahlsorten mit höher gelegener Quetschgrenze diese Zahl hinaufsetzen dürfen, bis zu  $n = 15$  bei Siliciumstahl mit einer Quetschgrenze von  $3600 \text{ kg/cm}^2$ .

5. Knicksicherheit. Die Frage des Sicherheitsgrades gegen Knicken, insbesondere in der Vertikalebene, bedarf bei sehr weitgespannten Bögen einer Regelung. Hierbei wird die geringe Zahl der vorhandenen Knickversuche mit Eisenbetonprismen die Entscheidung erschweren, so daß unter Umständen noch weitere Versuche, namentlich unter Verwendung von hochwertigem Zement, erforderlich sein werden.

6. Zulässige Druckspannung. Wenn die vorstehenden Fragen alle geregelt sind, dann wird man aber auch erwägen dürfen, ob man für große Gewölbe die zulässige Druckbeanspruchung des Betons nicht über  $70 \text{ kg/cm}^2$  erhöhen kann. Diese Zahl war für die hier besprochenen Wettbewerbsentwürfe in konstruktiver und wirtschaftlicher Beziehung von ausschlaggebender Bedeutung. Bei Steigerung der Spannweiten oder Verminderung des Stiches kommt sehr bald eine Grenze, bei der unter Einhaltung dieser Höchstspannung eine Querschnittsvergrößerung nichts mehr hilft, weil die damit verbundene Steigerung des Eigengewichtes die Querschnittsvermehrung voll in Anspruch nimmt. Die künftige Entwicklung weitgespannter, flacher Gewölbe wird von der Erhöhung der zulässigen Druckbeanspruchung des Betons sehr wesentlich abhängen. Bei der Gütesteigerung des Betons, die heute infolge der hohen Zementfestigkeiten und infolge der für die Betonherstellung gewonnenen Erfahrungen erreicht ist, erscheint eine Erhöhung der zulässigen Druckbeanspruchung auf etwa  $85 \text{ kg/cm}^2$  bei großen Gewölben möglich und vertretbar, wenn man zudem bedenkt, daß es sich hier um Konstruktionen handelt, die im wesentlichen auf Druck beansprucht sind und bei denen der Einfluß der ruhenden Lasten stark überwiegt ist. Voraussetzung ist natürlich eine strenge Baukontrolle in bezug auf Kornzusammensetzung, Konsistenz und Festigkeit des Betons. Man müßte dabei etwa eine 3,5fache Sicherheit in bezug auf die Würfel- $W_{28}$ festigkeit vorschreiben. In Frankreich geht man meines Wissens bis  $90 \text{ kg/cm}^2$  und läßt 28% der Würfel- $W_{28}$ festigkeit nach 90 Tagen als Beanspruchung zu. Da wir hier nicht die Rücksicht auf die Zugspannungen wie bei der Beanspruchung auf Biegung zu nehmen haben, können wir die große Druckfestigkeit des hochwertigen Zementes für solche Konstruktionen entschlossen ausnutzen.

#### 6. Architektonische Gestaltung der Entwürfe.

Zum Schluß seien noch einige Bemerkungen über die baukünstlerische Gestaltung des ganzen Brückenbauwerks ge-

macht, die ja im engsten Zusammenhang mit der Ausbildung der drei Stromöffnungen steht.

Die meisten Firmen haben die Stirnflächen über den Gewölben geschlossen, nur drei Bewerber haben sich für durchbrochenen Aufbau entschieden. Wie die Abb. 27 des Entwurfes der A.-G. für Hoch- und Tiefbauten zeigt, wirkt der durchbrochene Aufbau vielleicht etwas unruhig, und das Mittelstück in der Scheitelgegend erscheint dann bei so flachen Bögen etwas schwer. Am günstigsten von diesen Entwürfen ist das Brückenbild bei dem Entwurf der Siemens-Bauunion, Abb. 28; allerdings befriedigt hier die Ausbildung der linken Rampe mit mehreren verschiedenen Durchlässen nicht vollkommen.

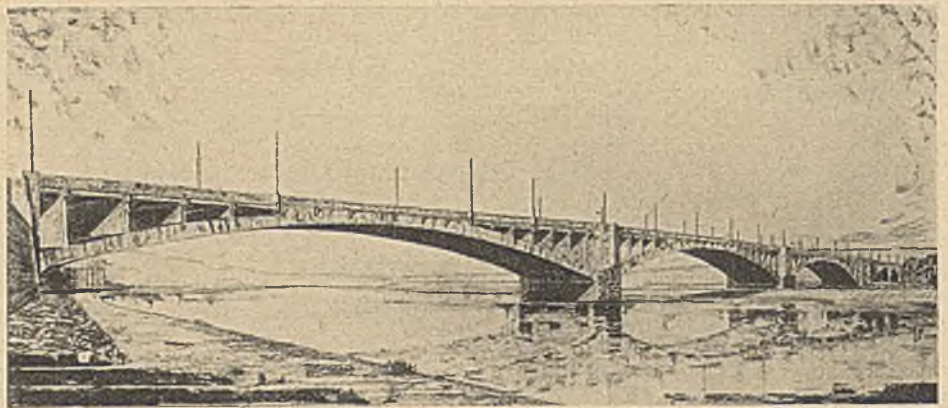


Abb. 27. Entwurf A.-G. für Hoch- und Tiefbauten. Ansicht von Unterstrom.

Geschlossene Sichtflächen hat z. B. der Entwurf von Hüser & Cie. (Abb. 29), doch zeigt er, wie auch die folgende Ansicht von Dyckerhoff & Widmann A.-G. (Abb. 30), daß schon eine kleine Auskragung der Fußwege in Verbindung mit einem eisernen Geländer die Scheitel der großen Bögen etwas dünn erscheinen läßt. An den Abb. 28 und 30 erkennt man die Schwierigkeiten, welche die Ausbildung der linken Rampe architektonisch bot. An sich wäre es erwünscht gewesen, als Gegensatz zu den großen Öffnungen der Strombrücke hier einen geschlossenen Baukörper zu schaffen. Leider mußte er aber durch drei Straßenunterführungen durchbrochen werden, wobei namentlich die Öffnung unmittelbar hinter dem Widerlager des linken Strombogens ungünstig wirkt. Das erkennt man auch an der geometrischen Ansicht des zur Ausführung empfohlenen Entwurfes von Grün & Bilsinger A.-G. und Baudirektor Abel. (Abb. 3 auf Seite 678) Die perspektivische Gesamtansicht dieses Entwurfes gibt Abb. 31, während Abb. 32 das rechte Widerlager mit dem Treppenaufgang an der Werftstraße zeigt. Den Ingenieur befremdet an dieser Architektur, daß die großen Bögen in der Ansicht nur in ihrer Scheitelstärke durchgeführt sind und daher unwahrscheinlich schwach wirken. Das Preisgericht sagt über die architektonische Gestaltung dieses Entwurfes:

„Der Verfasser sucht dem übergroßen Bauwerk möglichste Leichtigkeit zu geben durch hochgeführte, schlanke Pfeiler, durch Absetzen des Hauptbogens von den Zwickelflächen, durch eine Auskragung des Gehweges um 1,30, wodurch eine starke Schattenwirkung erzielt wird, und durch Verwendung eines offenen Eisengeländers. Diese Mittel sind bewußt angewandt. Im starken Gegensatz zu der leichten Durchbildung der Strombrücke steht die hohe, geschlossene Wand der linken Vorlandbrücke, bei der eine weitere Durchbrechung mit gleichartigen Bögen vorzuziehen wäre. Ungelöst ist der Schräganschnitt des rechten Hauptbogens in der Futtermauer.“

Die vom Preisgericht empfohlene Auflösung der linken Rampe in Bogenstellungen haben die beiden Entwürfe von Ph. Holzmann A.-G. und von Heinrich Butzer. Auch gleichen sich die beiden Entwürfe darin, daß die Brüstungen bündig mit den Stirnmauern angeordnet sind, was den großen, flachen Bögen die erwünschte Stärke im Scheitel gibt. Die gesamte Gliederung des Holzmannschen Entwurfes, von dem Abb. 33





Abb. 28. Entwurf Siemens-Bauunion, Ansicht von Oberstrom.

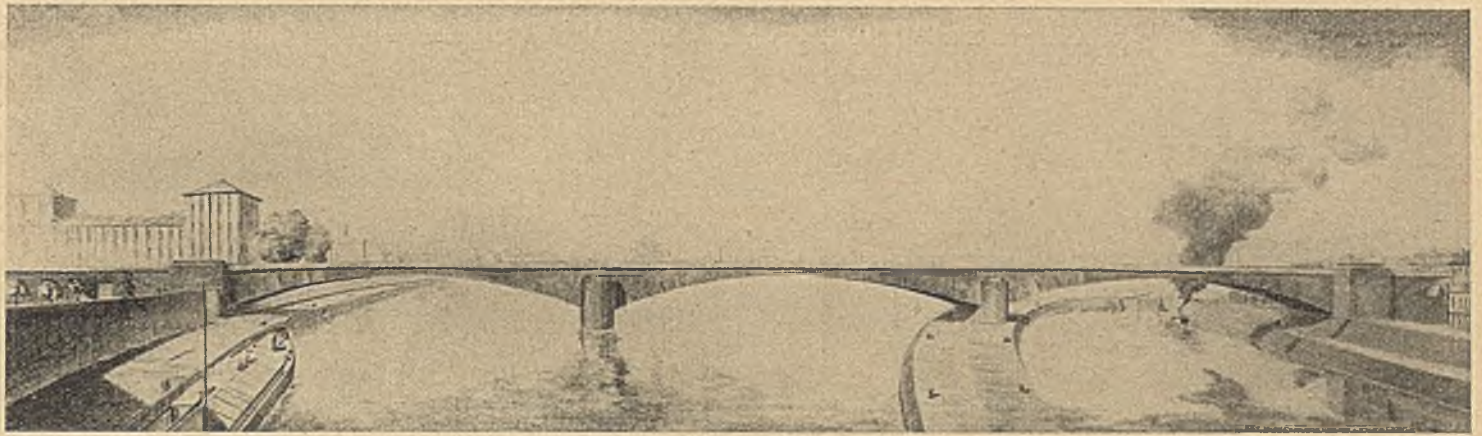


Abb. 29. Entwurf Hüser & Cie., Ansicht von Unterstrom.



Abb. 30. Entwurf Dyckerhoff & Widmann A.-G. und Prof. Meißner, Ansicht von Oberstrom.

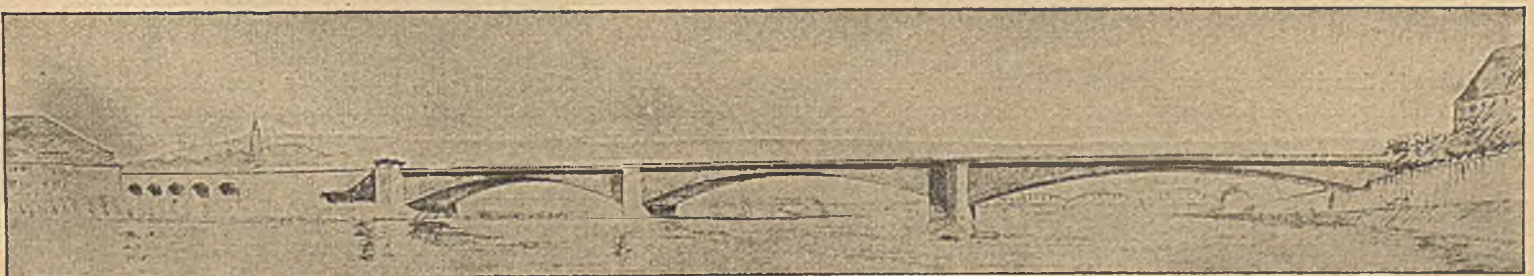


Abb. 31. Entwurf Grün & Bilfinger A.-G. und Baudirektor Abel, Ansicht von Oberstrom.



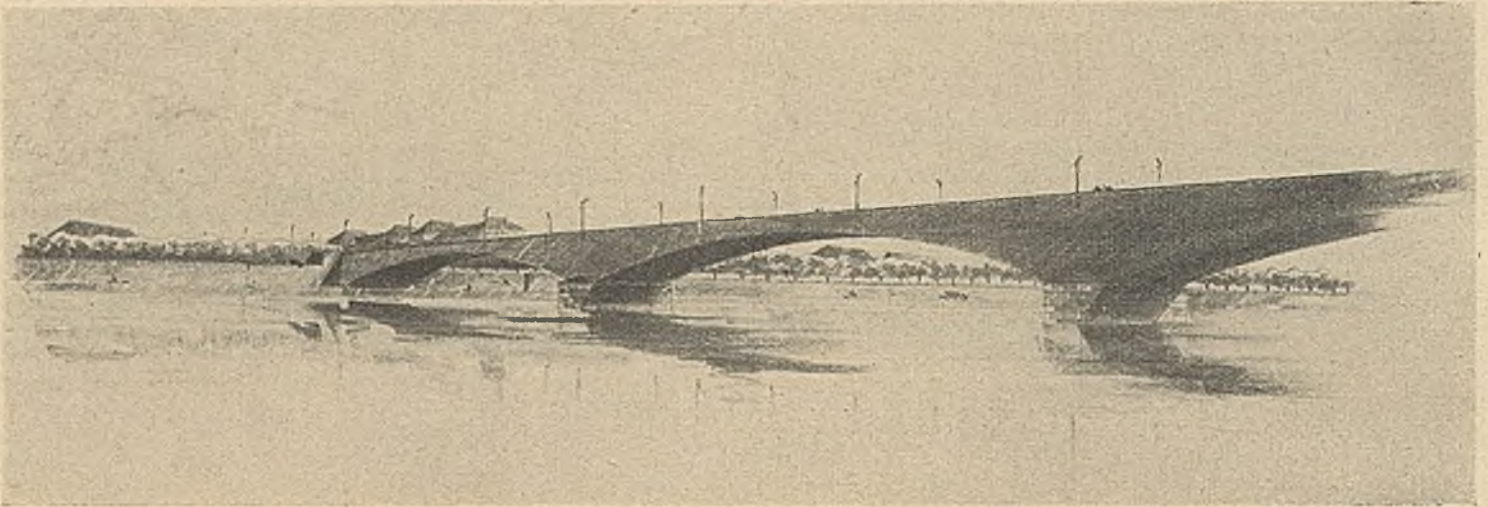


Abb. 33. Entwurf Pl. Holzmann A.-G., Ansicht von Unterstrom.

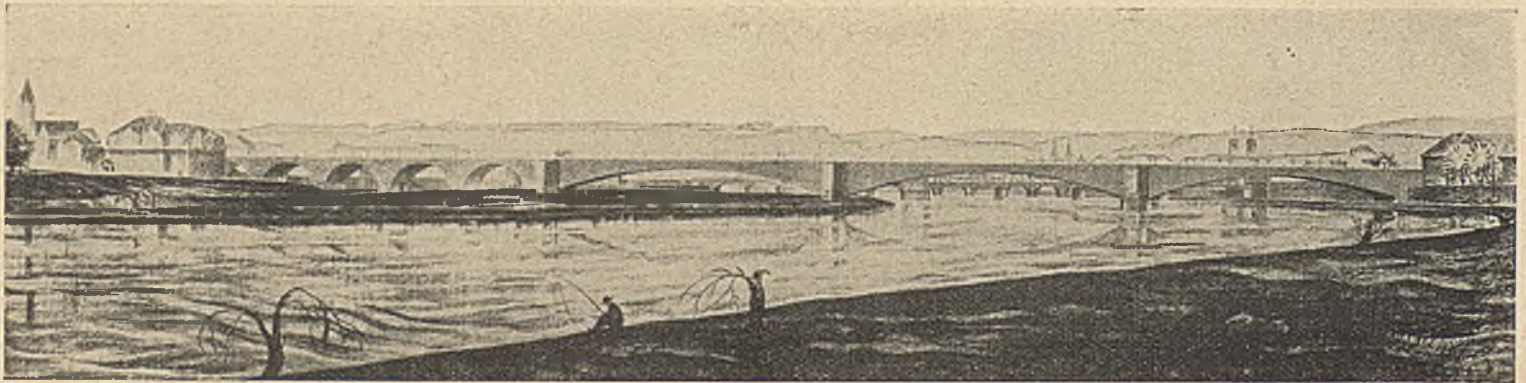
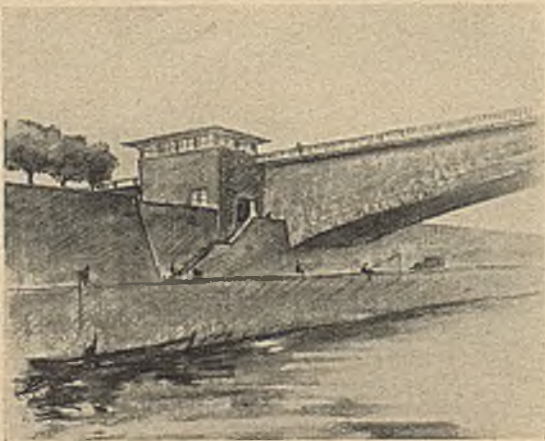
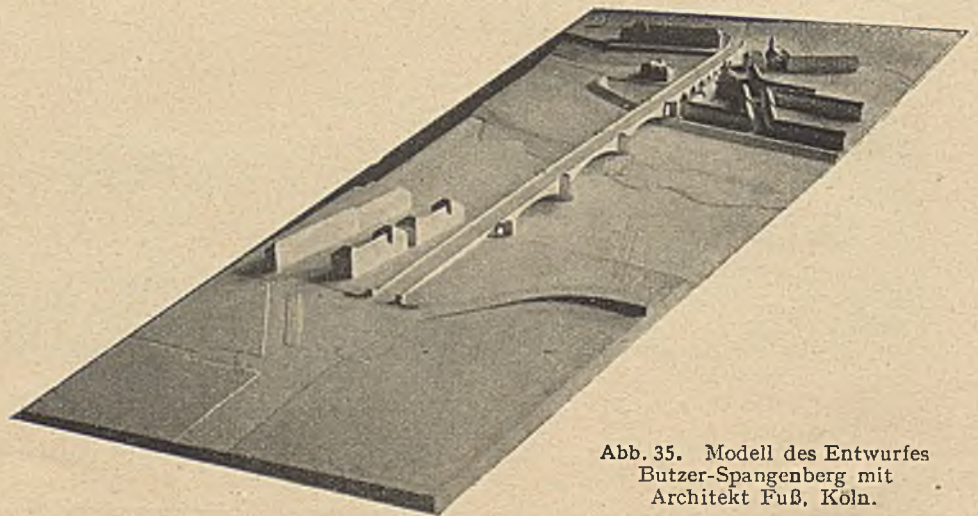


Abb. 34. Entwurf Butzer-Spangenberg mit Architekt Fuß, Köln, Ansicht von Oberstrom.

Abb. 32. Entwurf Grün & Bilfinger, A.-G.,  
und Baudirektor Abel, rechter Brückenkopf.Abb. 35. Modell des Entwurfes  
Butzer-Spangenberg mit  
Architekt Fuß, Köln.

nur eine Teilansicht zeigt, ist nach dem Urteil des Preisgerichts vortrefflich gelöst. Über den von der Firma Butzer zusammen mit mir und dem Architekten Fritz Fuß in Köln bearbeiteten Entwurf (Abb. 34) sagt das Preisgericht:

„Dieser Entwurf ist der einzige, dessen Pfeiler größere Abmessungen zeigen, und zwar 9 m. Diese Pfeiler, die auch im Vorsprung kräftig entwickelt sind und durch einen weit vorgezogenen Sockel in Basalt die größte Schwere ausdrücklich auf die Kämpferhöhe hinunterlegen, gliedern das Gesamtbau-

werk in vortrefflicher Weise. Auch der Strombrücke fügt sich die linksseitige Landbrücke mit dem sehr glücklich gewählten Maßstab der Bogen, die dem Steigen des Geländes entsprechend sich allmählich verengen, sehr geschickt an. Das vortreffliche Bild der Strombrücke erhält stromab durch die Ausführung zweier geschlossener Treppentürme an den Ufern einen die Wirkung noch steigernden Abschluß. Die Gesamtanlage, wie die Durchbildung aller Einzelheiten, zeigt die Hand eines reifen Künstlers.“



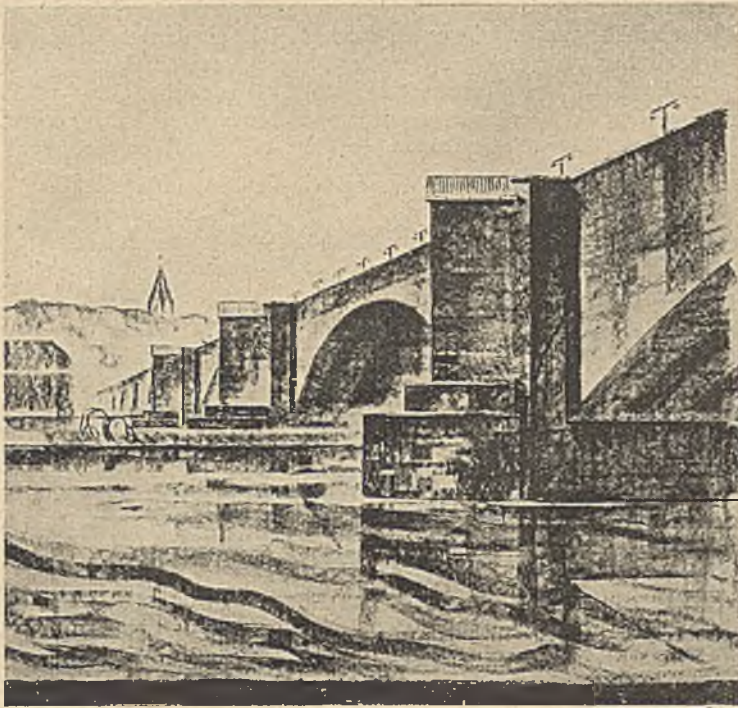


Abb. 36. Entwurf Butzer-Spangenberg mit Architekt Fuß, Köln, Seitenansicht von Oberstrom.

Recht anschaulich kommt die Gesamtwirkung an dem Modell Abb. 35 zum Ausdruck, das uns für das Studium der Massenverteilung und der Linienführung die wertvollsten Dienste geleistet hat. Die Seitenansicht, Abb. 36, zeigt die kräftigen Pfeiler und Vorköpfe. Als oberer Abschluß der Pfeiler

ist ein eisernes Geländer gewählt, um die Fahrbahnlinie in der Ansicht anzudeuten und einen Maßstab für die Größe des Bauwerks zu geben. Es darf erwähnt werden, daß gerade die vom Preisgericht hervorgehobenen Anordnungen, wie die große Pfeilerstärke, die kräftigen Vorköpfe zur Betonung des tragenden unteren Teils der Pfeiler sowie die Gliederung der Nebenöffnungen von den beteiligten Ingenieuren herrühren; der Architekt hat diesen Gedanken dann mit sicherer Hand die künstlerische Form gegeben. Die Gesamtwirkung des Entwurfes ist schon von Anfang an bei der konstruktiven Durchbildung bedacht und in stetem Zusammenarbeiten von Architekt und Ingenieur erzielt worden. Nur so scheint mir eine gute und einheitliche Gestaltung eines solchen Brückenbauwerks möglich, wie ja in diesem Zusammenarbeiten überhaupt die Grundlage für eine befriedigende Entwicklung auf vielen Gebieten der modernen Baukunst zu erblicken ist. —

Die Betrachtungen dieses Aufsatzes erstrecken sich nur ungefähr auf die Hälfte der bei dem Koblenzer Brücken-Wettbewerb eingereichten Entwürfe, und auch bei diesen konnten lediglich einzelne charakteristische Punkte in Wort und Bild behandelt werden. Man gewinnt daher aus diesem Bericht nur einen unvollkommenen Eindruck, welche Unsumme von wertvoller Ingenieurarbeit auch hier wieder ohne greifbaren Erfolg geleistet worden ist und welche großen Aufwendungen von den Baufirmen vergeblich gemacht worden sind. Wohl aber erkennt man, daß auch dieser Wettbewerb der Allgemeinheit und dem technischen Fortschritt zweifellos gedient hat. Der deutsche Eisenbetonbau hat bewiesen, daß er eine solche Aufgabe heute mit Sicherheit meistern kann; es sind eine ganze Reihe baureifer Lösungen gegeben worden.

So wird auch das Ergebnis dieses Wettbewerbes für die weitere Entwicklung des Massivbrückenbaues gute Früchte bringen und hoffentlich dazu beitragen, daß sich bald einmal ein gewölbter Bogen von mehr als 100 m Weite auch über einen deutschen Strom spannt.

## NEUZEITLICHER HALLENBAU IN EISEN UND EISENBETON.

Von Stadtbaurat H. Ritter, Leipzig.

Die Lebensnotwendigkeiten der Großstädte fordern in steigendem Maße große Hallen. Für die Stadtverwaltungen, für die städtische Bevölkerung, für die großen wirtschaftlichen, politischen und sportlichen Organisationen der Großstädte werden Räume erforderlich, deren Ausmaße vor wenigen Jahren noch phantastisch erschienen.

Die Not der Zeit und die großen Kosten solcher Hallen stellen dem Ingenieur und Architekten die Aufgabe, Räume zu bilden, die in gleicher Weise verschiedenen Zwecken dienstbar gemacht werden können. Die Forderung nach verschiedenartiger Verwendbarkeit drängt dahin, die neuen Hallen möglichst ohne Stützen zu konstruieren, um Einbauten und ähnlichem, vor allem dem Verkehr für jede Entwicklung freie Hand zu lassen.

In Leipzig sind zur Zeit zwei Hallen fertiggestellt bzw. in Ausführung begriffen, die eine in Eisen, die andere in Eisenbeton, die bisher übliche Ausmaße überragen, auch sonst manch technische Neuerung bringen und deshalb von allgemeinem Interesse sein mögen.

Die neue Halle 7 auf dem Gelände der technischen Messe überdeckt eine Fläche von 16 500 m<sup>2</sup>. Die Erbauerin der Halle, die Leipziger Messe- und Ausstellungs-A.-G., hat im Winter 1927/28 diese Halle für eine internationale Ausstellung von

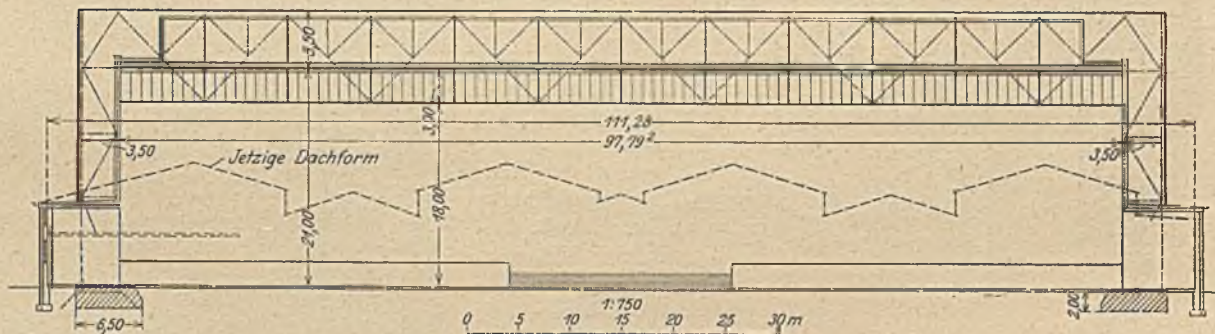


Abb. 1. Querschnitt der Halle VIII.

Last-, Nutz- und Spezialwagen des Reichsverbandes der Automobilindustrie innerhalb eines Zeitraumes von 4 Monaten errichtet. Im Hinblick auf die ungünstige Jahreszeit mußten Baustoffe und Konstruktionen so gewählt werden, daß durch Witterungsverhältnisse kein Aufenthalt in der Ausführung entstehen konnte; man wählte deshalb Eisenkonstruktion.

Die neue Halle 7 ist an der Straße des 18. Oktobers entstanden, an Stelle einer alten, für moderne Erfordernisse nicht mehr zureichenden Holzhalle.



Die Konstruktion besteht aus 7 Fachwerksbindern von je 97,79 m Spannweite. Die Halle ist der Länge nach in 6 Normalfelder von je 19,5 m Abstand und in zwei Endfelder von 13,7 und 8,7 m eingeteilt. Die 7 Tragrahmen (Binder) bilden statisch Zweigelenkbogen. Zur Erleichterung der Aufstellung ist der äußere Gurt bis zur Fuß-

bodenhöhe verlängert und mit entsprechendem Spielraum im letzten Knotenpunkt angeschlossen. Die großen auftretenden Stabkräfte rechtfertigen für die Tragrahmen die Verwendung von hochwertigem Konstruktionsstahl (Baustahl). Die Systemhöhe der als Binder mit parallelen Gurtungen konstruierten Mittelteile der Tragrahmen beträgt ca. 8 m, die der senk-

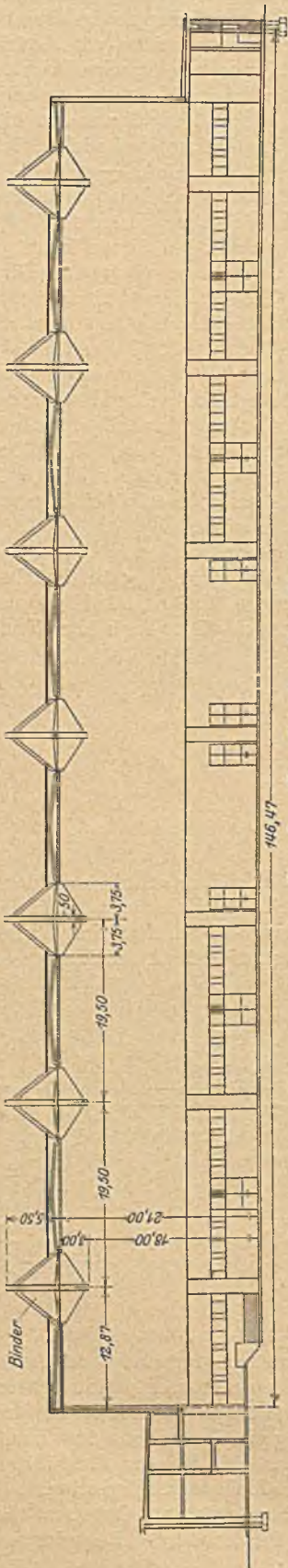


Abb. 2. Längsschnitt der Halle VII.

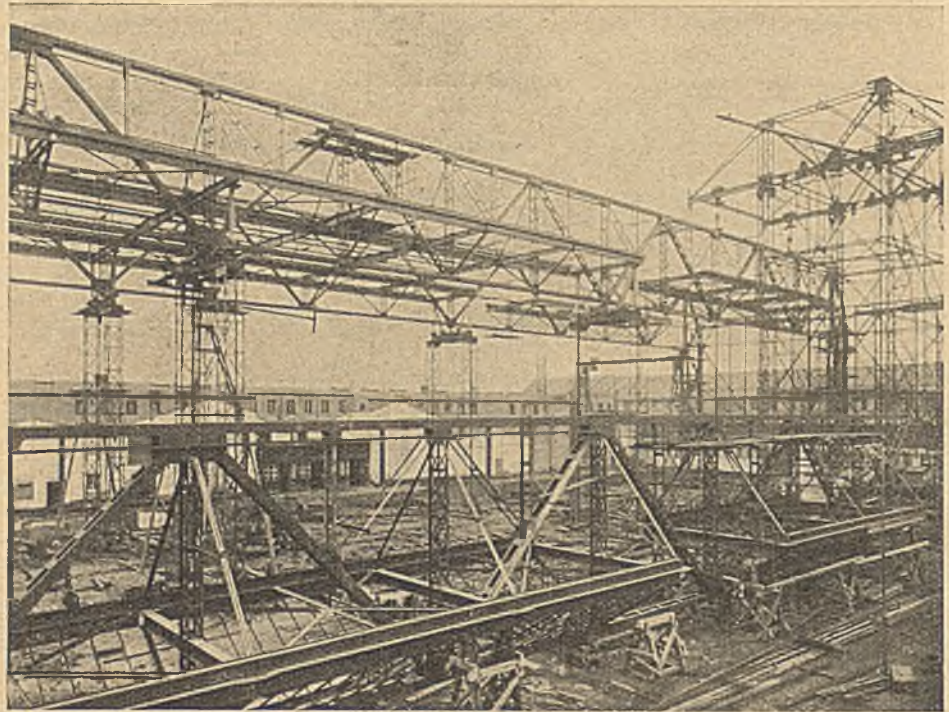


Abb. 3. Montagebild.

rechten Stiele ca. 4 m. Die Längspfetten liegen in 8 m Abstand. Sie sind als durchlaufende Träger ausgebildet. Hierauf liegen in dem nicht verglasten Dachteil Walzträgersparren in 1,9 m Abstand. Im Bereiche der Oberlicht- und Innenlichtfläche sind die Absteifungen der Bindergurte angeordnet. Die horizontalen Kräfte senkrecht zu den Tragrahmen werden durch gekuppelte Horizontalverbände auf die Abstreben in den Längswänden abgeleitet und von dort durch Windböcke in den Endfeldern in die Fundamente überführt.

Die gesamte Eisenkonstruktion ist nach oben hin durch Oberlichtbänder und Bimsbetonplatten abgedeckt, so daß das Eisen den Witterungseinflüssen entzogen ist. Die Außenhaut ruht auf den oben genannten Walzträgersparren auf. Eine zweite Oberlichtverglasung schließt die Eisenkonstruktion nach unten gegen den Hallenraum ab. Die Schwitzwassergefahr ist durch diese Luft-

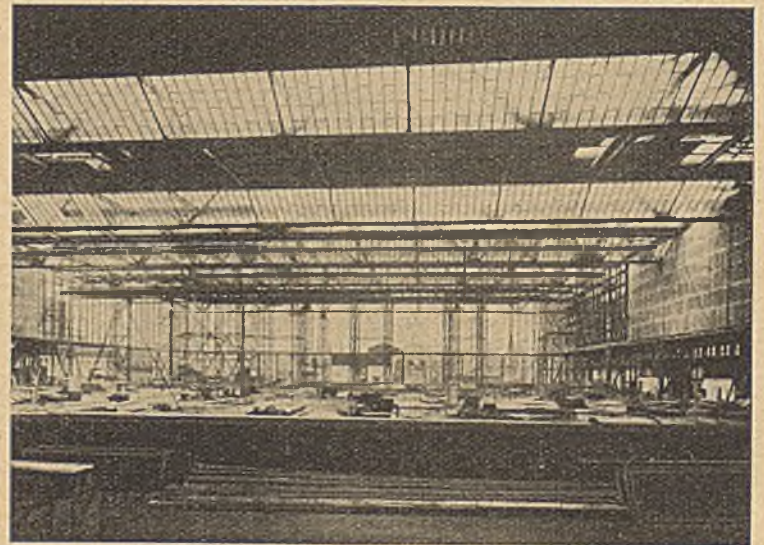


Abb. 4. Montagebild.

schicht zwischen den Oberlichtern behoben. Von der Eisenkonstruktion sieht man im Innern der Halle lediglich die unteren Flanschen der Binder und die Träger zwischen den Oberlichtern mit den daraufliegenden Bimsbetonplatten des Daches. Die Bimsbetonplatten sind durch eine mehrfache Pappenlage abgedeckt. Das Regenwasser wird in jedem Felde durch zwei offene Rinnen, die sich an die Oberlichter anschließen und genügend Gefälle haben, abgeführt.



Die gesamte Eisenkonstruktion ist gut zugänglich und kann leicht kontrolliert werden. Sie wurde rost sicher mit der Rostschutzfarbe „Subox“ angestrichen.

Von dem alten Bauwerk wurde ein kleiner Teil der Umfassungsmauern in Höhe von 7,5 m erhalten. Die Fundamente der eisernen Träger liegen innerhalb dieser alten Gebäude teile.

Durch die Wahl der Tragrahmen ergaben sich an den Längswänden Nischen, die für Büro- und sonstige Ausstellungszwecke verwendet werden. Die 15 m hohen Seitenwände der Halle erhalten beiderseitige Verkleidung in Bimsbetonplatten, die an die Eisenkonstruktion anmontiert werden. Durch die zwischen den Platten entstehende Luftschicht ist eine gute Warmhaltung der Halle gesichert. Die Platten an der Außenseite der Hallen werden mit Zementmörtel wasserdicht abgeputzt. Die Tragrahmen werden außerhalb der Halle durch Fulguritplatten auf Holzschalung geschützt. Im Innern werden die Tragrahmen durch Rabitzgewebe verkleidet.

Für die Oberlichten wird Drahtglas verwendet, welches auf Eisensprossen kittlos verlegt wird.

Die Aufstellung der Eisenkonstruktion durch die Firma Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, Werk Gustavsburg, erforderte eine ganz besondere Arbeitsleistung und Montageorganisation. Um in etwa 7 Wochen die über 1800 t wiegende Eisenkonstruktion aufzustellen, wurden die Arbeiten der Dach- und Wandkonstruktion geteilt. Letztere wurde mittels fahrbarer Gerüste in Freimontage vorgetrieben, während gleichzeitig die Dachbinder in drei Teilen unten zusammengebaut wurden. Durch ein mächtiges, fahrbares Gerüst wurden die fertigen Binderteile nacheinander hochgehoben. Zuerst wurde das erste Binderdrittel hochgezogen. Während die Last desselben, ca. 40 t, noch im Hubgerüst hing, wurde es auf einer Seite mit dem Rahmenstiel (Säule) verbunden und auf der anderen Seite durch einen untergeschobenen Rüstpfeiler abgestützt. Das zweite Binderdrittel wurde in gleicher Weise montiert, indem es im Zuge hängend, zunächst in den Anschlußknotenpunkten des ersten Binderdrittels mit diesem verbunden und an seinem anderen Ende wieder durch einen untergeschobenen Rüstpfeiler abgestützt wurde. Dann wurde das letzte Binderdrittel gezogen und im Zuge hängend der Zusammenschluß mit dem zweiten Rahmenstiel bzw. mit dem mittleren Binderdrittel der ganze Tragrahmen fertiggestellt. Die Binderdrittel wurden auf der Baustelle vernietet, so daß man nur die Stoßpunkte oben abzunieten brauchte. Nach Einbau der aussteifenden Pfetten wurde der Binder freigesetzt und die beiden provisorischen Rüstpfeiler entfernt.

In dieser Weise ist die Montage für sechs Binder betrieben worden, ein Binder ist wegen der kritischen Baufrist und Bauzeit gesondert auf Hochrüstung erstellt worden.

Einen Begriff der Arbeitsleistung kann man sich machen, wenn man bedenkt, daß die Montage der Hallenbinder ungefähr derjenigen gleichkommt, die 7 Hochbrücken von je 100 m Spannweite erforderlich machen. Dabei ist zu berücksichtigen, daß die Arbeit im Winter ausgeführt wurde.

Die Belichtung der Halle erfolgt, wie erwähnt, durch Oberlichte, die ca. 40% der Dachfläche ausmachen. Außerdem sind an den Außenwänden durchgehende Fensterstreifen von ca. 1,55 m Höhe angebracht. Die Abendbeleuchtung erfolgt durch Tief- und Breitstrahlampen. Diese Lampen sind in 6 Reihen an der Decke befestigt und erzeugen eine Lichtstärke von mehr als 30 Lux. Die Bedienung der Lampen geschieht vom Dach aus. Daneben ist die Möglichkeit vorgesehen, die



Abb. 5. Inneres der Halle VII.

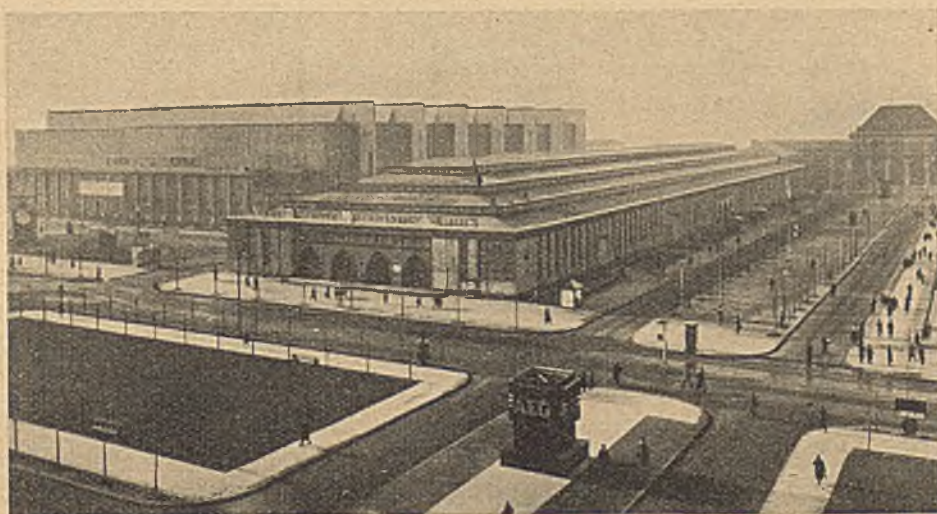


Abb. 6. Gesamtansicht der Halle VII, davor die Halle VIII.

Oberlichte abends künstlich zu beleuchten. Selbstverständlich ist die Halle mit Wasserleitung, Kanalisation, elektrischen Anschlüssen usw. versehen.

Die Heizung und Lüftung der Halle, an welche die größten Anforderungen gestellt werden, hat große Schwierigkeiten und Kosten verursacht. Die Heizungsanlage wurde in zwei verschiedene Gruppen geteilt, von denen die eine die Halle, die andere die Umbauten umfaßt. Außerdem wird durch die neue Heizungsanlage eine andere Halle mit Dampf versorgt. Selbstverständlich kam für die große Halle nur Luftheizung



in Frage. Da bereits in der alten Halle Hochdruckdampfkessel von 140, 80 und 60 m<sup>2</sup> Heizfläche vorhanden waren, wurde auch für den Neubau der Dampf als Wärmeträger vorgesehen, um die vorhandenen Kessel zu verwerten. Der Wärmebedarf der Halle beträgt ca. 3 400 000 Wärmeinheiten, derjenige der Umbauten ca. 300 000 Wärmeinheiten. Für die mitzuversorgende Halle sind ca. 800 000 Wärmeinheiten erforderlich. Es sind deshalb von der Heizungsanlage ca. 4 500 000 Wärmeinheiten zu liefern. Die vier Lokomobile wurden im Vorbau der Halle aufgestellt. Sie erhalten einen gemeinsamen Schornstein. Das Brennmaterial wird aus dem danebenliegenden Kohlenraum durch Gleisbahn zu den Heizerständen befördert.

und Bauleitung erfolgte durch die Architekten Crämer & Petschler in Leipzig.

Die Halle soll für jegliche Zwecke verwandt werden. Außer für Ausstellungen und Messen soll sie bis zum Bau einer Stadthalle für große Feierlichkeiten, Sportfeste und ähnliche Veranstaltungen dienen.

In unmittelbarer Nähe der eben besprochenen Eisenhalle wird zur Zeit von seiten des Rates der Stadt Leipzig eine Halle in Eisenbeton errichtet, die in ihrer Vollendung die Fläche der eben geschilderten Eisenhalle übertreffen wird. Es handelt sich dabei um den Neubau der Großmarkthalle für Leipzig.

Die Zahl der Bevölkerung Leipzigs hat durch Zuzug von auswärts und durch Einverleibung verschiedener Gemeinden ständig zugenommen. Mit dem Anwachsen der Bevölkerungsziffer mußte selbstverständlich die Zufuhr und der Umsatz der Nahrungsmittel gleichen Schritt halten. Die Zentrale für die Leipziger Lebensmittelversorgung, die alte Markthalle am Roßplatz, war den erhöhten Ansprüchen nicht mehr gewachsen und konnte nach keiner Richtung hin vergrößert werden. Eine weitausgreifende Versorgung der Umgebung vom Umschlagplatz Leipzig aus war weiter zu berücksichtigen.

Trotz der schlechten Zeitverhältnisse entschloß man sich deshalb in Leipzig zum Neubau einer Großmarkthalle. Als Bauplatz wurde i. J. 1921 auf Grund eingehender Studien über die Verkehrs- und Wirtschaftslage der Stadt ein Gelände in der Nähe des Bayerischen

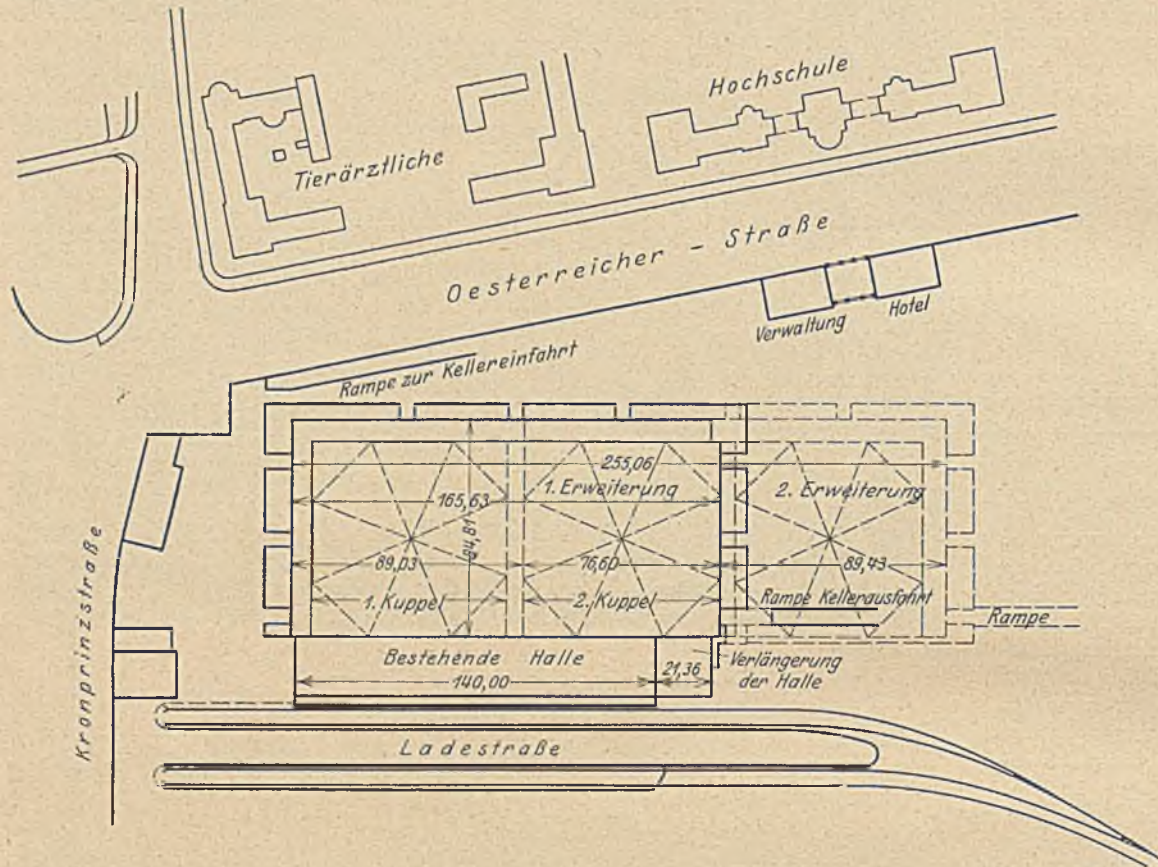


Abb. 7. Lageplan der Großmarkthalle.

Für die Luftheizung der Halle werden je zwei Heizkammern in der Mitte der Längsseiten und je eine solche in der Mitte der beiden Schmalseiten angelegt. Die Heizkammern liegen über den Einbauten in den Nebenhallen. Sie sind so eingerichtet, daß sie sowohl mit Frischluft, die durch Dachaufbauten entnommen wird, als auch mit Umluft arbeiten können. Die letztere wird durch Fußbodenkanäle angesaugt. Bevor die Luft in die Heizkammern eintritt, wird sie in Ölfiltern gereinigt. In den Heizkammern befinden sich Ventilatoren mit einer stündlichen Förderleistung von je 55 000 m<sup>3</sup>, die die Luft durch Dampfheizungsapparate, in denen sie auf ca. 60 Grad erwärmt wird, in Blechkanäle, die an den tiefergelegenen Decken der Längsnischen aufgehängt werden, hindrücken. Aus diesen tritt sie in etwa 6,50 m Höhe über Fußboden durch Gitter mit dahinterliegenden Klappen aus.

Das Äußere der Halle ergab sich aus einer folgerichtigen Entwicklung der inneren Konstruktion. Die Betonung der Tragrahmen ermöglichte eine starke architektonische Gliederung der langen Außenwände. Die Vorbauten werden in Form von Arkaden durchgeführt und sollen dazu dienen, der Straße des 18. Oktober eine einheitliche Wandform zu geben.

Die Konstruktion wurde nach Vorschlag des Herrn Dipl.-Ing. Hoffmann, Vorstandsmitglied der Meß-A.-G. von der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, Werk Gustavsburg, entworfen und berechnet. Die architektonische Bearbeitung

Bahnhofes gewählt und dort eine vorhandene Flugzeughalle von 3710 m<sup>2</sup> als erster Abschnitt für die Großmarkthalle eingerichtet.

Für den Weiterbau, der zunächst in einem Umfang von rd. 12 000 m<sup>2</sup> Hallenfläche beabsichtigt und für den eine Reserve von etwa 6000 m<sup>2</sup> vorgesehen ist, war der vorhandene Platz und die vorhandene Flugzeughalle, endlich die vorhandenen Verkehrsverhältnisse hinsichtlich Eisenbahnanschluß und Straßenführung bestimmend.

Die bisherigen Konstruktionen für Großmarkthallen schließen sich im großen und ganzen an eine Basilikaform an, die hinsichtlich Belichtung und Belüftung günstige Vorbedingungen schafft. Eine der letzten großen Anlagen in dieser Form ist diejenige in München, von Prof. Dr. Schachner im Jahre 1911 errichtet. Abweichend hiervon wurde in Frankfurt a. M. von Prof. Elsässer im Jahre 1926/27 eine Kombination von mehreren großen Tonnengewölben gewählt. Maßgebend für diese Abweichung und auch für den nachstehend geschilderten Versuch in Leipzig ist das Streben, die Markthalle möglichst frei von Stützen zu halten, um den späteren Entwicklungsmöglichkeiten ein freies Bewegungsfeld zu geben. Bei einer Konstruktion, die sich dem Münchner System anschloß, ergaben sich auf der überdeckten Fläche (ohne die Anbauten) der Leipziger Großmarkthalle 56 Stützen. Bei einer Anlehnung an das Frankfurter System hätten sich etwa 28 Stütze



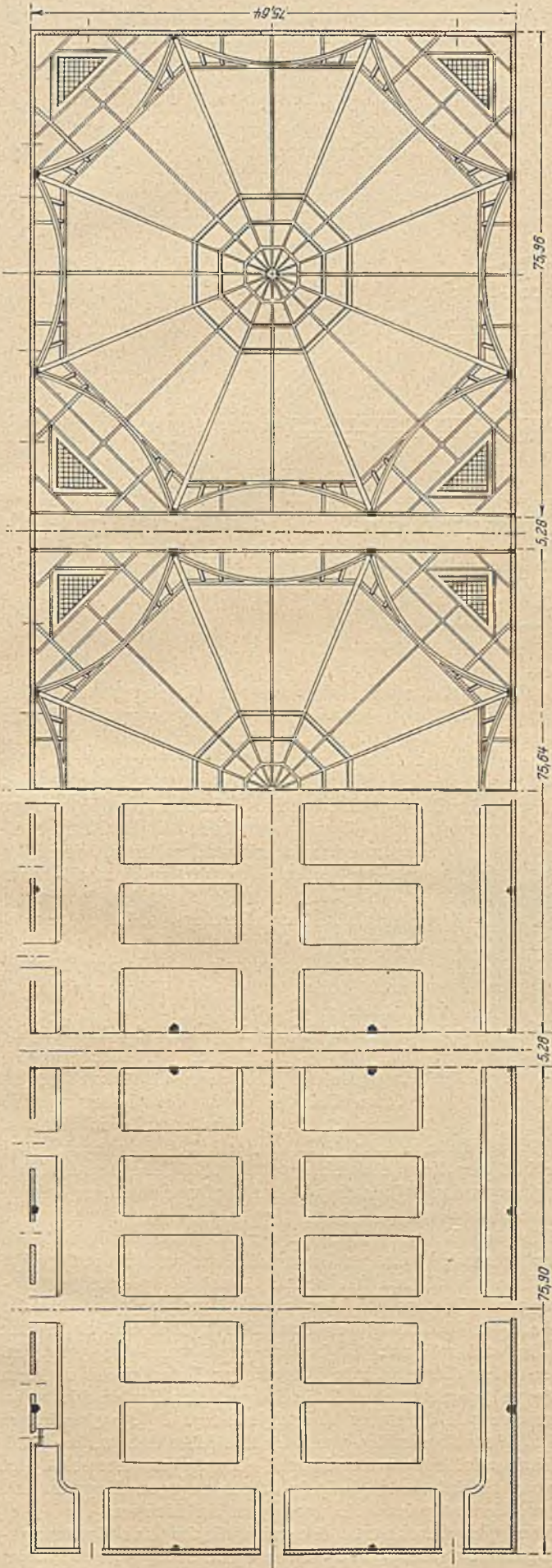


Abb. 8. Grundriß der Großmarkthalle.

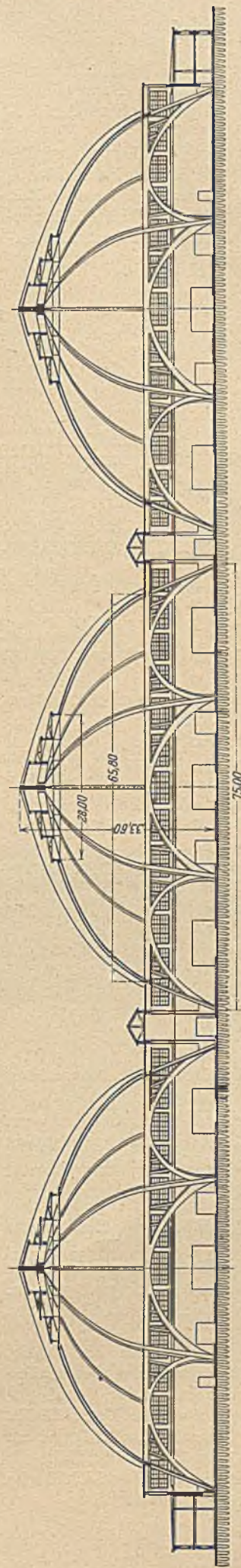


Abb. 9. Längsschnitt durch die Großmarkthalle.

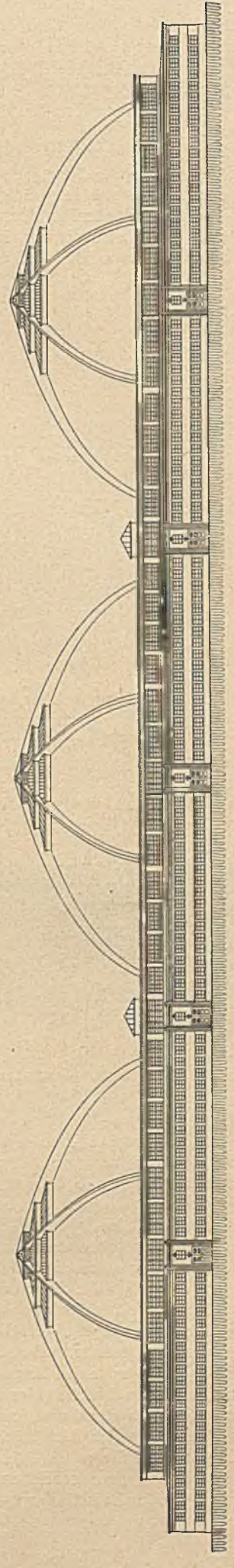


Abb. 10. Längsansicht der Großmarkthalle.



ergeben. Auch diese Zahl von Stützen schien in Leipzig als noch zu weitgehend und wurde auf 8 verringert.

Auf Grund längerer Versuche wurde ein System für Großmarkthallen ausgearbeitet, das in der äußeren Form und in der Konstruktion von den bisher erbauten Markthallen abweicht.

Mitbestimmend für die Form der neuen Großmarkthalle war die Entschliebung, ob man in Eisen oder Eisenbeton arbeiten würde. Für Eisen sprach die kurze Zeit der Ausführung, für Eisenbeton die geringeren Unterhaltungskosten. Die Entscheidung in der Wahl des Konstruktionsmaterials brachten die Verhandlungen über die Ausführungs-

In der Mitte des inneren Oberlichtes befindet sich zwischen den Gratrippen die Entlüftungsöffnung.

Die Schalengewölbe erhalten eine Wandstärke von rd. 10 cm. Sie besitzen die Form einer Ellipse mit den Achsen  $a = 36,62$  m,  $b = 29,33$  m und wirken als große Träger zwischen den Graten. Sie übertragen den größten Teil der Lasten der Dachhaut auf die Grate. Der restliche Teil der Last der Schale wird durch rd. 30 m weit gespannte, in einer schrägen Ebene liegende Gewölbe aufgenommen und nach den 8 Eckpunkten übertragen.

Bei achsensymmetrischer Belastung erhalten die Grate stets nur zentrische Kräfte. Bei unsymmetrischer Belastung

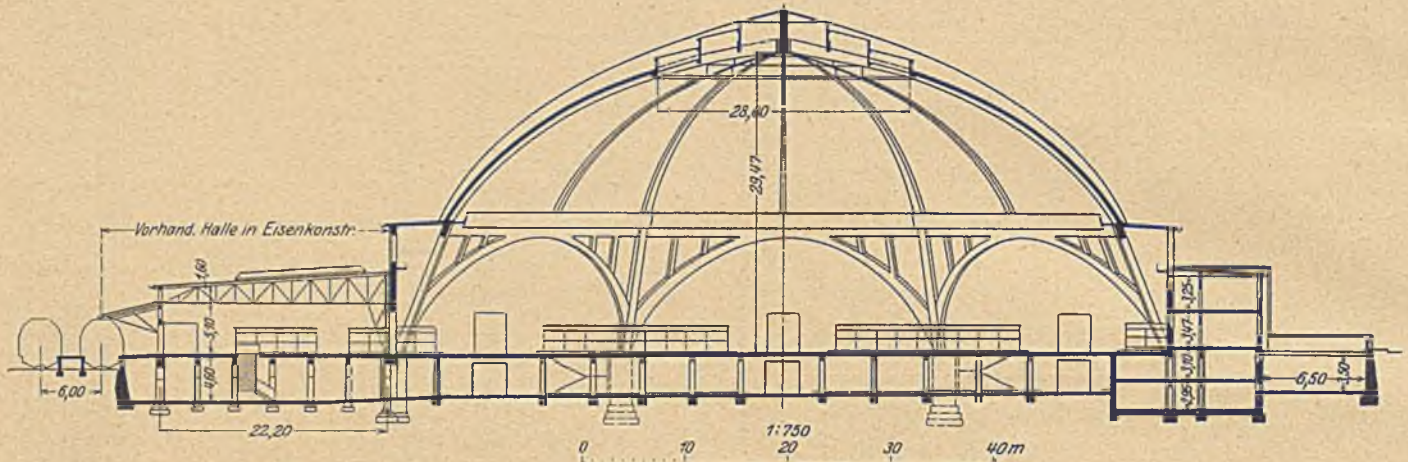


Abb. 11. Querschnitt durch die alte Flugzeughalle und die neue Kuppel.

kosten. Sie gingen dahin, daß die Eisenbetonkonstruktion nur um ganz geringes teurer als eine Eisenkonstruktion wurde.

Die Überdachung der 75 m breiten und 237 m langen, rd. 17 775 m<sup>2</sup> großen Großmarkthalle in Leipzig soll durch drei Achteckkuppeln erfolgen, von denen jede stützenfrei einen Raum von 75 × 75 m im Lichten überdacht. Dadurch, daß die Lasten der Kuppel nur auf 8 Punkte übertragen

durch Windkräfte werden sie auch auf Biegung beansprucht. Die Grate geben ihre Lasten auf die 8 Haupttragsäulen ab, die in Fortsetzung der Grate angeordnet und ebenso wie die Gewölbe schräg gestellt sind, um die freie Spannweite von 75 m im Lichten zu erzielen. Infolge der Schrägstellung der Tragsäulen und der Traggewölbe hat der i/M in 12,50 m Höhe über Hallenboden angeordnete Zugring nur einen Teil des Horizontal-schubes aufzunehmen, während der Rest in der Kellerdecke, die zu diesem Zwecke einen in der Decke liegenden, besonders ausgebildeten Zugring erhält, aufgenommen wird.

Die Kellerdecke wird aus Zweckmäßigkeitsgründen als Pilzdecke ausgebildet.

Die Kuppeln der Großmarkthalle Leipzig werden die größten Massivkuppeln der Welt sein; sie übertreffen an Grundrißfläche auch die bisher größte Kuppel, die Jahrhunderthalle in Breslau.

Die Grundrißfläche der Jahrhunderthalle überdeckt, einschließlich der vier an den Hauptbau anschließenden Apsiden, nicht ganz 5500 m<sup>2</sup>. Jede Kuppel der Großmarkthalle zu Leipzig überdacht 5820 m<sup>2</sup>.

Ein Vergleich der Kuppeln der Großmarkthalle mit den älteren Massivkuppeln und der Jahrhunderthalle in Breslau gibt einen deutlichen Überblick über die gewaltigen Abmessungen. Die größte der alten Massivkuppeln ist das Pantheon zu Rom, dieses bewunderungswerte Meisterwerk altrömischer Baukunst. Sie besitzt eine Spannweite von 44 m. Sodann folgt die berühmte Kuppel der Peterskirche in Rom mit 40 m Spannweite und die Kuppel der Sophienkirche in Konstantinopel, die unter Kaiser Justinian i. J. 537 errichtet wurde. Weit übertroffen werden diese alten Bauwerke durch die Jahrhunderthalle in Breslau mit einer Spannweite von 65 m. Die neue Markthalle in Leipzig erhält dagegen Kuppeln mit einer mittleren Spannweite von 75 m im Lichten.

Von ganz besonderem Interesse dürfte eine Zusammenstellung der Gewichte dieser verschiedenen Kuppelbauten sein,



Abb. 12. Gesamtansicht der Großmarkthalle nach dem Modell.

werden, sind am Übergang von der ersten zur zweiten bzw. zur dritten Kuppel jeweils nur 4 Zwischensäulen vorhanden. Der freie Zwischenraum, durch ein durchgehendes Oberlicht überdeckt, bildet die Dehnungsfuge.

Die Kuppeln werden hergestellt durch vier sich verschneidende Zeiss-Dywidag-Schalengewölbe mit einer freien Spannweite zwischen dem Zugring von 65,8 m. Die Schalengewölbe verschneiden sich in 8 Graten. In Richtung der Grate gemessen beträgt die Spannweite der oberen Kuppel 70,4 m. Im Scheitel der Schalenkuppel ist ein Oberlicht von 28 m Dmr. in 3 Terrassen angeordnet.

Dieses Oberlicht, das Oberlicht über dem Mittelgang, die Eckoberlichte in den Kuppelzwickeln und die großen seitlich herumlaufenden Lichtbänder führen der Innenhalle das Tageslicht unmittelbar zu und verteilen es über die Grundfläche. Das Verhältnis der Lichtfläche zur Grundrißfläche findet im vorliegenden Falle seine Grenzen in dem Zweck der Halle als Speicherort von verderblichen Lebensmitteln. Die Lichtfläche beträgt durchschnittlich 25,5% der Grundrißfläche.



die am besten einen Überblick über die Fortschritte im Massivkuppelbau gibt. Kurve I gibt darin die Gewichte der Kuppelkonstruktion der älteren Massivkuppeln an. Punkt A zeigt

88,50 M (bei 2 Kuppeln) einschl. des Wärme- und Kalteschutzes der Dachhaut.

Auch bei dieser Halle ergab sich das Äußere aus einer folgerichtigen Entwicklung der inneren Konstruktion. Lediglich die Verlegung der Tragkonstruktion nach außen hin ist aus ästhetischen Erwägungen heraus erfolgt. Durch die Verwendung der drei Kuppeln wird in jedem Zustande der Ausführung eine gute, in sich abgeschlossene architektonische Wirkung erzielt.

Es erscheint naheliegend, den Gedanken der weitgespannten Binder und der Schalenkuppel weiter zu verfolgen und aus dem System kombinierter Kuppeln zu der einheitlichen Tonne überzugehen. Die konstruktiven Möglichkeiten, diesen Plan auszuwerten, sind heute noch unsicher. Bei dem abschnitt-

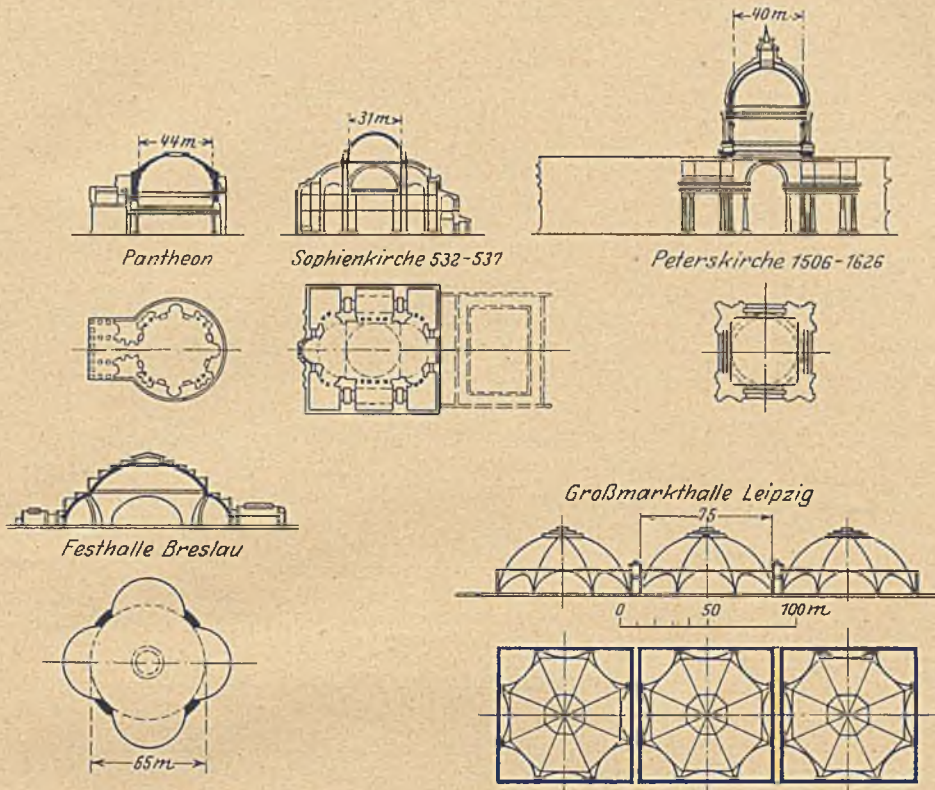


Abb. 13. Vergleich alter und neuer Kuppelbauten.

das Gewicht der Peterskirche an, die bei 40 m Spannweite ein Kuppelgewicht von 10 000 t besitzt. Kurve II gibt das Gewicht der neueren Massivkuppeln an. Hierbei zeigt Punkt B das Gewicht der Kuppel der Breslauer Jahrhunderthalle mit 65 m Spannweite an; deren Gewicht beträgt 6340 t. Kurve III schließlich gibt die Gewichte der neueren Schalenkuppeln nach dem System Zeiss-Dywidag an. Punkt C zeigt das Gewicht einer Kuppel der Leipziger Großmarkthalle, das bei einer mittleren Spannweite von 75 m nur 2160 t beträgt.

Der wesentliche Fortschritt, den die Schalenbauweise in der massiven Überdeckung weitgespannter Räume gebracht hat, geht aus dieser Zusammenstellung am klarsten hervor.

Durch eine geeignete Ausschreibung wurde erreicht, daß die Ausführungskosten der neuen, weitgespannten Konstruktion etwa die gleichen bleiben wie diejenigen der bisher verwandten, in ihrer Spannweite begrenzten Eisenbetonsysteme. Sie betragen für 1 m<sup>2</sup> überdeckte Fläche 99 M (bei 1 Kuppel) bzw.

weisen Ausbau der Großmarkthalle in Leipzig sprachen erhebliche finanzielle Bedenken dagegen. Endlich ließ es der Drang der Zeit in Leipzig nicht zu, diesen in der Ferne lockenden Gedanken zur Durchführung zu bringen, denn die wirtschaftlichen Verhältnisse Leipzigs forderten gebieterrisch den sofortigen Ausbau der Großmarkthalle.

Der Entwurf für die Eisenbetonschalenkuppeln der Großmarkthalle stammt gemeinsam von der Firma Dyckerhoff & Widmann und dem städtischen Hochbauamt.

Die beiden geschilderten Hallen in Leipzig gehen hinsichtlich ihrer Größe und Art über die bisher ausgeführten Hallen hinaus, auch in ihrer Konstruktionsgestaltung mag ein Fortschritt auf dem Gebiete der Überspannung großer Räume erblickt werden. Die Technik leidet keinen Stillstand. Die

Ausmaße und die Konstruktionen der Leipziger Hallen werden in kurzer Zeit übertroffen und damit die Grundlage für weitere Erfolge der Technik auf dem Gebiete des Hallenbaues bilden.

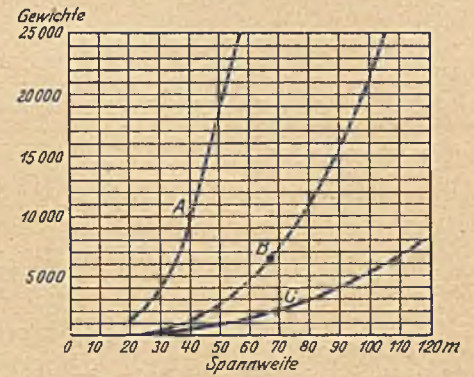


Abb. 14. Vergleich der Gewichte von alten und neuen Kuppelbauten.

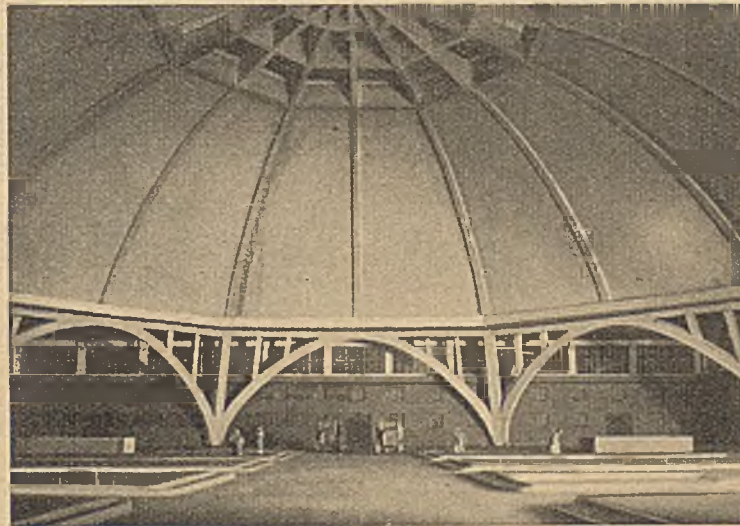


Abb. 15. Inneres der Kuppel nach dem Modell.



ZUR KNICKSICHERHEIT OFFENER BRÜCKEN.

Von Dipl.-Ing. Karl Schäfer, Beratender Ingenieur V. B. I., Frankfurt a. M.

Der wesentlichste Vorzug des Engesserschen Verfahrens zur Bestimmung der Knicksicherheit offener Brücken ist neben seiner einfachen Ableitung die überaus bequeme Anwendbarkeit. Diesen Vorzügen steht als Nachteil gegenüber, daß es nicht überall, d. h. für kürzere Halbwellen, anwendbar erscheint. Demgegenüber stehen bis heute insbesondere die Untersuchungen Bleichs, denen der Vorzug allgemeiner Anwendbarkeit zukommt, wengleich die theoretischen Betrachtungen keineswegs leicht und durchsichtig sind. Nachstehend wird im Anschluß an Engesser erstrebt, das Problem als Randwertproblem klar herauszuarbeiten und durch eine Bedingung, der die Lastverteilung zu genügen hat, eine einfache und allgemeinere Anwendbarkeit zu ermöglichen.

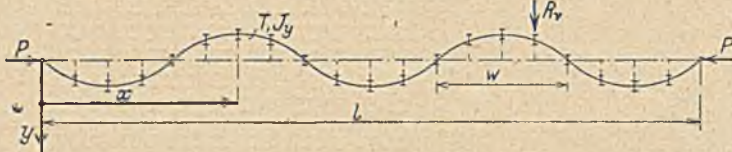


Abb. 1.

Zwecks Ermittlung der Differentialgleichung werden die nachstehenden Annahmen gemacht:

- a) Trägheitsmoment und Querschnitt des Obergurtes sind konstant.
- b) Ebenso ist für alle Stäbe (in den einzelnen Feldern)  $P = \text{konstant}$ .
- c) Der Einfluß der Rahmenwiderstände  $R_v$  wird ersetzt durch eine mit der wagerechten Ausbiegung des Gurtes (vgl. Abb. 1) veränderlichen Belastung

(1) 
$$p(x) = \alpha y(x).$$

Der Wert  $\alpha$  bestimmt sich wie folgt. Es sei die Länge und damit die Verteilung der Halbwellen über den Stabzug bekannt. Dann kennt man auch die Anzahl  $n$  der Rahmenwiderstände und deren Gesamtgröße  $\sum_{v=1}^n R_v$  für eine Halbwelle.

Nunmehr wird für  $\alpha$  verlangt:

(2) 
$$\int_0^w p(x) dx = \alpha \int_0^w y(x) dx = \sum_{v=1}^n R_v,$$

woraus folgt:

(3) 
$$\alpha = \frac{\sum_{v=1}^n R_v}{\int_0^w y dx}.$$

Ist  $\delta_1$  die Ausbiegung des Rahmenkopfes durch eine Kraftgruppe  $R = \tau$ , und gehört zur Ausbiegung  $y_v$  der Widerstand  $R_v$ , so gilt bekanntlich:

(4) 
$$R_v = \frac{y_v}{\delta_1}.$$

Die Ausbiegung  $\delta_1$  wird ebenfalls als bei allen Rahmen gleich angenommen und hat den hinlänglich bekannten Wert:

(5) 
$$\left\{ \begin{aligned} \delta_1 &= \frac{\delta_{11}}{2} = \frac{1}{2} \int \frac{M_1^2 ds}{EJ} = \frac{1}{E} \left[ \frac{h_1^3}{3J_v} + \frac{h^2 b}{2J_q} \right] \\ &= \frac{1}{E} \cdot \frac{2h_1^3 J_q + 3bh^2 J_v}{6J_v J_q}. \end{aligned} \right.$$

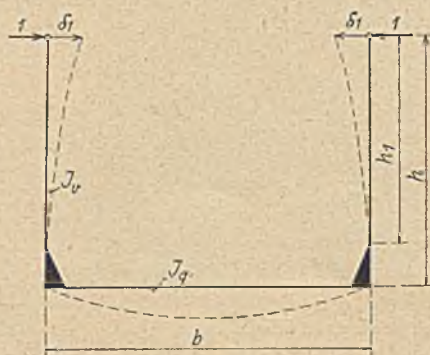


Abb. 2.

Setzt man den Wert für  $R_v$  aus Gl. (4) in Gl. (3) ein, dann ergibt sich für  $\alpha$  die allgemeine Form:

(6) 
$$\alpha = \frac{\sum_{v=1}^n R_v}{\int_0^w y dx} = \frac{\sum_{v=1}^n y_v}{\delta_1 \int_0^w y dx}.$$

Es ist also, wie aus der Gl. (6) ersichtlich,  $\alpha$  eine Funktion der Halbwellenlänge, und ihr angenäherter Verlauf soll zunächst ermittelt werden. Zu diesem Zweck wird  $y(x)$  als Parabel angesehen, und dann folgt:

(7) 
$$\alpha(2a) = \frac{\sum y_v}{\delta_1 \int_0^w y dx} = \frac{f}{\delta_1 \frac{2}{3} f \cdot 2a} = \frac{0,75}{\delta_1 a};$$

(8) 
$$\alpha(4a) = \frac{f + 2 \frac{3}{4} f}{\delta_1 \frac{2}{3} f \cdot 4a} = \frac{0,94}{\delta_1 a}.$$

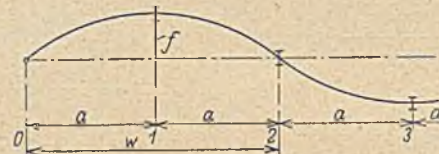


Abb. 3.

Ebenso ergibt sich

(9) 
$$\alpha(6a) = \frac{35}{35 \delta_1 a} = \frac{0,98}{\delta_1 a}$$

und

(10) 
$$\alpha(8a) = \frac{252}{256 \delta_1 a}.$$

Zur Vereinfachung der Rechnung und mit Rücksicht auf die überhaupt erreichbare Genauigkeit werden  $\alpha(8a)$  und alle folgenden gleich 1 gesetzt. In dem Ausdruck für  $\alpha$  ist nur der Zähler veränderlich, und dieser soll, um die Veränderlichkeit in der Schreibweise anzudeuten, mit  $v(w)$  bezeichnet werden, so daß also für  $\alpha$  folgende Ausdrucksweisen Gültigkeit haben:

(11) 
$$\alpha = \frac{\sum_{v=1}^n R_v}{\int_0^w y dx} = \frac{\sum_{v=1}^n y_v}{\delta_1 \int_0^w y dx} = \frac{v(w)}{a \delta_1}$$

Die Funktion  $v(w)$  ist in Abb. 4 dargestellt, woselbst auch die Zwischenwerte für  $v$  eingetragen sind, und der Wert  $v(1)$  durch Extrapolation bestimmt ist. In der nun folgenden Untersuchung wird  $v(w)$  zunächst als bekannt und konstant vorausgesetzt mit dem Vorbehalt, seinen richtigen Wert dem zu ermittelnden Wert  $w$  anzupassen, was sich als sehr einfach erweisen wird. Zwecks Aufstellung der Differentialgleichung wird angenommen, daß sich der Obergurt in einer Gleich-

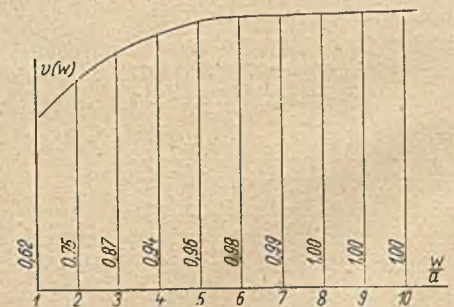


Abb. 4.



gewichtslage, etwa wie in Abb. 1 dargestellt, befinde. Die in ihm durch Biegung und durch die Biegung erzeugte Verkürzung der Stabsehne aufgespeicherte elastische und potentielle Energie hat den durch die unbekannte Funktion  $y(x)$  ausgedrückten Wert:

$$(12) \quad E = P(1 - \Delta l) + \int_0^l \frac{T J_y}{2} \left( \frac{d^2 y}{dx^2} \right)^2 dx + \int_0^l dx \int_0^y \kappa \eta d\eta.$$

Da ferner

$$(13) \quad \Delta l = \frac{1}{2} \int_0^l \left( \frac{dy}{dx} \right)^2 dx$$

ist, so folgt für Gl. (12)

$$(14) \quad E = P l - \frac{P}{2} \int_0^l \left( \frac{dy}{dx} \right)^2 dx + \frac{T J_y}{2} \int_0^l \left( \frac{d^2 y}{dx^2} \right)^2 dx + \frac{\kappa}{2} \int_0^l y^2 dx.$$

Der Vollständigkeit halber sei bemerkt, daß bei dem Gurt mit Rücksicht auf alle möglichen Fälle statt des Elastizitätsmoduls  $E$  der Knickmodul  $T$  eingeführt wurde. Für eine Gleichgewichtslage verschwindet die erste Variation von  $E$ , d. h. es muß sein:

$$(15) \quad \begin{cases} \delta E = -P \int_0^l y' \delta y' dx + T J_y \int_0^l y'' \delta y'' dx + \kappa \int_0^l y \delta y dx \\ = \int_0^l [T J_y y'' \delta y'' - P y' \delta y' + \kappa y \delta y] dx = 0. \end{cases}$$

Hieraus folgt mit den üblichen Annahmen über die Variation  $\delta y$ , die selbst nebst ihren beiden ersten Ableitungen an den Intervallenden verschwinden soll,

$$(16) \quad \delta E = \int_0^l \left[ T J_y \frac{d^4 y}{dx^4} + P \frac{d^2 y}{dx^2} + \kappa y \right] \delta y dx = 0.$$

Da, abgesehen von den Bedingungen am Rande, die Funktion  $\delta y$  ganz willkürlich war, so ist Gl. (16) nur dann gleich Null, wenn der Wert in der Klammer identisch verschwindet, und damit ist die Differentialgleichung des stetig elastisch gestützten Knickstabes gewonnen und lautet etwas umgeschrieben:

$$(17) \quad \boxed{\frac{d^4 y}{dx^4} + \frac{P}{T J_y} \cdot \frac{d^2 y}{dx^2} + \frac{\kappa}{T J_y} y = 0}$$

Zwecks einfacherer Schreibweise werden noch folgende Bezeichnungen eingeführt:

$$(18) \quad \frac{P}{T J_y} = a^2$$

und

$$(19) \quad \frac{\kappa}{T J_y} = \frac{v(w)}{T J_y a \delta_1} = \beta.$$

Die beiden Größen  $a^2$  und  $\beta$  werden als Parameter aufgefaßt und charakterisieren im wesentlichen die Größe der Kraft  $P$  bzw. die Quersteifigkeit der Brücke. Trägt man diese Bezeichnungen in Gl. (17) ein, dann folgt die bequemere Form:

$$(20) \quad \boxed{\frac{d^4 y}{dx^4} + a^2 \frac{d^2 y}{dx^2} + \beta y = 0}$$

Es sei bemerkt, daß die weitere Untersuchung nur für die Randbedingungen

$$(21) \quad y(0) = y''(0) = y(l) = y''(l) = 0$$

durchgeführt werden soll. Es wird also an den Enden gelenkige Lagerung an einem sehr steifen Portal vorausgesetzt.

Die charakteristische Gleichung zur Lösung von Gl. (20) lautet, wenn  $y = c_0 x$  gesetzt wird:

$$(22) \quad \varrho^4 + a^2 \varrho^2 + \beta = 0.$$

Hieraus folgen die vier Wurzeln:

$$(23) \quad \varrho_{1,2,3,4} = \pm \sqrt{-\frac{a^2}{2} \pm \sqrt{\frac{a^4}{4} - \beta}}.$$

Zur Erlangung eines vollkommenen Überblicks über alle Lösungen von (20) werden die drei Möglichkeiten  $\frac{a^4}{4} - \beta \gtrless 0$  untersucht.

Fall I.  $\frac{a^4}{4} - \beta < 0.$

Da der Ausdruck unter der zweiten Wurzel, d. h. die Diskriminante, hier negativ ist, so lassen sich die Wurzeln in der Form

$$(24) \quad \varrho_{1,2,3,4} = \pm \sqrt{a \pm i b}$$

schreiben, wo  $i$  die imaginäre Einheit bedeutet. Es ist ersichtlich  $\varrho_2 = -\varrho_1$  und  $\varrho_4 = -\varrho_3$ .

Demnach lautet das Fundamentalsystem

$$(25) \quad y = c_1 e^{(a+ib)x} + c_2 e^{-(a+ib)x} + c_3 e^{(a-ib)x} + c_4 e^{-(a-ib)x}$$

oder auch

$$(26) \quad y = c_1 e^{ax} e^{ibx} + c_2 e^{-ax} e^{-ibx} + c_3 e^{ax} e^{-ibx} + c_4 e^{-ax} e^{ibx}.$$

In dieser Form ist das Fundamentalsystem nicht besonders für die Auswertung der Randbedingungen geeignet. Drückt man  $e^{\pm ax}$  durch Hyperbel- und  $e^{\pm ibx}$  durch trigonometrische Funktionen aus, dann folgt schließlich die gewünschte Form:

$$(27) \quad \begin{cases} y = c_1 \mathcal{C}0[a x \cos b x + c_2 \mathcal{C}0[a x \sin b x \\ + c_3 \mathcal{S}in a x \cos b x + c_4 \mathcal{S}in a x \sin b x. \end{cases}$$

Die Randbedingung  $y(0) = 0$  in Gl. (27) eingetragen zeigt sofort, daß  $c_1 = 0$  sein muß, und es bleiben nur noch  $c_2, c_3$  und  $c_4$  zu bestimmen. Gl. (27) differenziert liefert:

$$(28) \quad \begin{cases} y' = c_2 [a \mathcal{S}in a x \sin b x + b \mathcal{C}0[a x \cos b x] \\ + c_3 [a \mathcal{C}0[a x \cos b x - b \mathcal{S}in a x \sin b x] \\ + c_4 [a \mathcal{C}0[a x \sin b x + b \mathcal{S}in a x \cos b x]; \end{cases}$$

$$(29) \quad \begin{cases} y'' = c_2 \{ a [a \mathcal{C}0[a x \sin b x + b \mathcal{S}in a x \cos b x] \\ + b [a \mathcal{S}in a x \cos b x - b \mathcal{C}0[a x \sin b x] \} \\ + c_3 \{ a [a \mathcal{S}in a x \cos b x - b \mathcal{C}0[a x \sin b x] \\ - b [a \mathcal{C}0[a x \sin b x + b \mathcal{S}in a x \cos b x] \} \\ + c_4 \{ a [a \mathcal{S}in a x \sin b x + b \mathcal{C}0[a x \cos b x] \\ + b [a \mathcal{C}0[a x \cos b x - b \mathcal{S}in a x \sin b x] \}. \end{cases}$$

Die Randbedingung  $y''(0) = 0$  zeigt ebenfalls sofort, daß  $c_4$  verschwinden muß, und es bleibt also als allgemeine Lösung übrig:

$$(30) \quad y = c_2 \mathcal{C}0[a x \sin b x + c_3 \mathcal{S}in a x \cos b x.$$

Zur Bestimmung von  $c_2$  und  $c_3$  stehen noch die Randbedingungen  $y(l) = y''(l) = 0$  zur Verfügung, d. h. es muß sein:

$$(31) \quad y(l) = c_2 \mathcal{C}0[a l \sin b l + c_3 \mathcal{S}in a l \cos b l = 0;$$

$$(32) \quad \begin{cases} y''(l) = c_2 [(a^2 - b^2) \mathcal{C}0[a l \sin b l + 2 a b \mathcal{S}in a l \cos b l] \\ + c_3 [(a^2 - b^2) \mathcal{S}in a l \cos b l - 2 a b \mathcal{C}0[a l \sin b l] = 0 \end{cases}$$



Damit nun das homogene Problem eine von Null verschiedene Lösung hat, muß die Determinante  $\Delta(a^2)$  des Gleichungssystems, welche bei gegebenem  $\beta$  als Funktion des Parameters  $a^2$  angesehen wird, verschwinden, d. h. es muß sein:

$$(33) \quad \begin{cases} \Delta(a^2) = [(a^2 - b^2) \sin a l \cos a l \sin b l \cos b l \\ \quad - 2 a b \cos^2 a l \sin^2 b l] \\ - [(a^2 - b^2) \sin a l \cos a l \sin b l \cos b l \\ \quad + 2 a b \sin^2 a l \cos^2 b l] = 0, \end{cases}$$

woraus bei weiterer Vereinfachung entsteht:

$$(34) \quad \underline{\Delta(a^2) = \text{tg}^2 b l + \text{Tg}^2 a l = 0.}$$

Da die Summe von Quadraten nur dann gleich Null sein kann, wenn die einzelnen Summanden gleich Null sind, so zerfällt Gl. (34) in die beiden Gleichungen:

$$(35) \quad \text{tg}^2 b l = 0$$

und

$$(35a) \quad \text{Tg}^2 a l = 0,$$

und es müßte also weiter  $\text{tg} b l = \text{Tg} a l = 0$  sein. Nun ist aber nach Voraussetzung  $\frac{\alpha^4}{4} - \beta$  kleiner, aber nicht gleich Null, und da  $a^2$  stets ungleich Null ist, so folgt, daß es bei dieser Voraussetzung keine Werte  $a$  und  $b$  gibt, welche die Gl. (35) und (36) oder, was dasselbe bedeutet, die Determinante (34) zu Null machen.

Unter der Annahme I hat also  $\Delta(a^2)$  keine Nullstellen, und das homogene Problem hat außer  $y = 0$  keine weitere Lösung, d. h. der Stab bleibt gerade, solange

$$(36) \quad \frac{\alpha^4}{4} - \beta \leq \varepsilon < 0$$

ist. Hierin liegt bereits ein erstes Kriterium für die Stabilität. Soll bei einer  $\nu$ -fachen Sicherheit der betrachtete Stab stabil sein, dann gilt unter Beachtung der Gl. (18) und (19) sofort:

$$(37) \quad \frac{\nu^2 P^2}{4 T^2 J_y^2} - \beta = \frac{\nu^2 P^2}{4 T^2 J_y^2} - \frac{\nu(w)}{a \delta_1 T J_y} < 0,$$

woraus für den Rahmenwiderstand R [s. Gl. (4)] folgt:

$$(38) \quad \boxed{\frac{1}{\delta_1} > \frac{\nu^2 P^2 a}{4 T J_y \nu(w)}}$$

Es ist vielleicht nicht uninteressant zu bemerken, daß die Rechnung bestätigt, daß ein in einem unendlichsteifen Medium eingebetteter Stab ( $\beta = \infty$ ) nicht ausknicken kann, was ohnehin ja auch verständlich ist.

$$\text{Fall II. } \frac{\alpha^4}{4} - \beta = 0.$$

Wie aus Gl. (23) unmittelbar einleuchtet, treten jetzt die Doppelwurzeln auf:

$$(39) \quad e_{1,2} = \pm i a$$

und damit folgt als allgemeine Lösung der homogenen Gleichung:

$$(40) \quad y = c_1 e^{i a x} + c_2 e^{-i a x} + c_3 x e^{i a x} + c_4 x e^{-i a x}.$$

Hierfür kann man auch schreiben:

$$(41) \quad y = A \cos a x + B \sin a x + C x \cos a x + D x \sin a x.$$

Die Randbedingung  $y(0) = 0$  liefert sofort wieder  $A = 0$ . Durch Differentiation folgt weiter:

$$(42) \quad y' = a B \cos a x + C [\cos a x - a x \sin a x] + D [\sin a x + a x \cos a x];$$

$$(43) \quad \begin{cases} y'' = -a^2 B \sin a x + C [-a \sin a x - a(\sin a x + a x \cos a x)] \\ \quad + D [a \cos a x + a(\cos a x - a x \sin a x)] \\ = -a^2 B \sin a x - C [2 a \sin a x + a^2 x \cos a x] \\ \quad + D [2 a \cos a x - a^2 x \sin a x]. \end{cases}$$

Die Bedingung  $y''(0) = 0$  zieht  $D = 0$  nach sich, und so bleiben nur noch am Rand  $x = l$  übrig:

$$(44) \quad y(l) = B \sin a l + C l \cos a l = 0;$$

$$(45) \quad y''(l) = B a^2 \sin a l + C [2 a \sin a l + a^2 l \cos a l] = 0.$$

Somit lautet die Knickbedingung:

$$(46) \quad \begin{cases} \Delta(a^2) = 2 a \sin^2 a l + a^2 l \sin a l \cos a l - a^2 l \sin a l \cos a l \\ = 2 a \sin^2 a l = 0, \end{cases}$$

d. h. aber, es muß sein:

$$(47) \quad \underline{\sin a l = 0}$$

und dies ist dann der Fall, wenn

$$(48) \quad a l = n \pi$$

ist. Geht man mit dem hieraus für  $a$  sich ergebenden Wert in die Gl. (44) und (45) ein, dann folgt zunächst, daß auch  $C$  verschwinden muß. Weiter kommt nur der Wert  $n = 1$  in Betracht, und die homogene Lösung Gl. (41) reduziert sich auf:

$$(49) \quad y = B \sin a x = B \sin \frac{\pi}{l} x.$$

Dieser Lösung entspricht nur ein Ausknicken des Obergurts in der Grundwelle, d. h.  $w = 1$  (s. Abb. 1). Es ist nun festzustellen, welche Bedingungen für das Eintreten dieses Knickfalles erfüllt sein müssen. Wie aus Gl. (23) ersichtlich, hat  $a$  den Wert  $\sqrt{\frac{a^2}{2}} = \sqrt{\frac{P}{T J_y}}$ , und deshalb folgt aus Gl. (48) für die kleinste Knicklast:

$$(50) \quad P_{cr} = \frac{2 \pi^2 T(l) J_y}{l^2}.$$

Nun ist aber dieser Wert durch die Voraussetzung II noch mit  $\beta$  verknüpft, und daraus folgt eine zweite Gleichung für die kleinste Knicklast:

$$(51) \quad P_{cr} = 2 T(l) J_y \sqrt{\beta} = 2 \sqrt{\frac{T(l) J_y \nu(l)}{a \delta_1}}.$$

Das Zustandekommen dieses Knickzustandes ist an die Gleichzeitigkeit der Gl. (50) und (51) gebunden, und er tritt dann ein, wenn:

$$(52) \quad \frac{\pi^4}{l^4 \beta} = \frac{\pi^4 T(l) J_y a \delta_1}{l^4 \nu(l)} = 1$$

ist. In diesem Falle liefern, wie noch einmal hervorgehoben werden soll, die Gl. (51) oder (52) die kleinste Knicklast.

$$\text{Fall III. } \frac{\alpha^4}{4} - \beta > 0.$$

Dieser Fall hat, wie aus Gl. (23) sofort ersichtlich ist, nur imaginäre Wurzeln, und zwecks einfacherer Schreibweise wird gesetzt:

$$(53) \quad -\frac{a^2}{2} + \sqrt{\frac{a^4}{4} - \beta} = -a^2$$

und

$$(53a) \quad -\frac{a^2}{2} - \sqrt{\frac{a^4}{4} - \beta} = -a^2.$$



Die Wurzeln der charakteristischen Gleichung werden also:

$$(54) \quad \varrho_{1,2,3,4} = \pm ia, \pm ib$$

und die homogene Lösung lautet:

$$(55) \quad y = A \cos ax + B \sin ax + C \cos bx + D \sin bx,$$

woraus durch zweimalige Differentiation folgt:

$$(56) \quad y'' = -Aa^2 \cos ax - Ba^2 \sin ax - Cb^2 \cos bx - Db^2 \sin bx.$$

Die vorgeschriebenen Randwerte liefern die Knickbedingung:

$$(57) \quad \Delta(a^2) = \begin{vmatrix} 1 & 0 & 1 & 0 \\ \cos al & \sin al & \cos bl & \sin bl \\ a^2 & 0 & b^2 & 0 \\ a^2 \cos al & a^2 \sin al & b^2 \cos bl & b^2 \sin bl \end{vmatrix} = 0$$

oder ausgewertet:

$$(58) \quad \Delta(a^2) = (b^2 - a^2)^2 \sin al \sin bl = 0.$$

Da nun  $b$  stets ungleich  $a$  ist, so folgt schließlich:

$$(59) \quad \Delta(a^2) = \sin al \sin bl = 0.$$

Dieser Ausdruck ist dann gleich Null, wenn einer der Faktoren Null ist, und da jeder von beiden die Gesamtheit der kritischen Lasten liefert, so genügt es, die weiteren Untersuchungen auf einen von ihnen zu beschränken<sup>1</sup>. Aus  $\sin al = 0$  folgt:

$$(60) \quad al = \sqrt{\frac{a^2}{2} - \sqrt{\frac{a^4}{2} - \beta}} = n\pi.$$

Da beiden Wurzeln das positive Vorzeichen zukommt, so folgt schließlich für die zu  $n\pi$  gehörende Knicklast:

$$(61) \quad a^2 T J_y = P_n = \frac{\pi^2 T J_y}{l^2} \left[ n^2 + \frac{\beta l^4}{\pi^4 n^2} \right] = \frac{\pi^2 T J_y}{l^2} f(n).$$

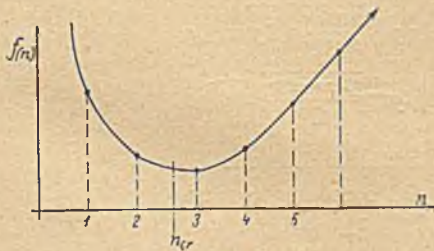


Abb. 5.

Wie ersichtlich, ist  $P_n$  mit  $n$  veränderlich, und der kleinste Wert tritt ein, wenn der Klammerausdruck, der mit  $f(n)$  bezeichnet wurde, ein Minimum wird. Der ungefähre Verlauf von  $f(n)$  ist in Abb. 5 skizziert. Wenngleich  $f(n)$  nur für ganzzahlige

Werte von  $n$  einen Sinn hat, so kann man doch zur Bestimmung von  $\min f(n)$  so verfahren, als ob  $f(n)$  eine stetige Tangente besitzt, und bildet:

$$(62) \quad \frac{d f(n)}{d n} = 2n - \frac{2\beta l^4}{\pi^4 n^3} = 0,$$

woraus als kritisches  $n$  folgt:

$$(63) \quad n_{cr} = \frac{1}{\pi} \sqrt[4]{\beta} = \frac{1}{\pi} \sqrt[4]{\frac{1}{a J_y} \cdot \frac{6 J_y J_q}{3 b h^2 J_v + 2 h_1^2 J_q} \sqrt[4]{\frac{E v(w)}{T(w)}}}$$

Nun wird das hieraus berechnete  $n_{cr}$  im allgemeinen ungleich einer ganzen Zahl sein, und im Interesse der Sicherheit wird

<sup>1</sup> Eine eingehendere Betrachtung zeigt, daß je nach der Größe von  $\beta$ , dem Faktor  $\sin al = 0$  endlich viele, dem Wert  $\sin bl = 0$  abzählbar unendlich viele Knicklasten entsprechen. Diejenigen Knicklasten, welche  $\sin al = 0$  zukommen, sind verschieden von denen, welche  $\sin bl = 0$  zur Folge hat. Beide Wertgruppen zusammen bilden die Gesamtheit aller möglichen Knicklasten und werden durch die Gl. (61) wo ( $n = 1, 2, 3, \dots, \infty$ ) vollständig dargestellt.

man die Knicklasten für die  $n_{cr}$  benachbarten, ganzzahligen  $n$  bestimmen. Mit  $n_{cr}$  ergibt sich die kritische Wellenlänge

$$(64) \quad w_{cr} = \frac{l}{n_{cr}}$$

Trägt man diesen Wert in Gl. (61) ein, dann folgt die für die praktische Rechnung geeignete Gleichung zur Ermittlung der kleinsten Knicklast:

$$(65) \quad P_{cr} = \frac{\pi^2 T(w) J_y}{w_{cr}^2} \left[ 1 + \beta \left( \frac{w_{cr}}{\pi} \right)^4 \right]$$

Ist nun  $\max O$  die größte Stabkraft, so beträgt die Knicksicherheit der Brücke:

$$(66) \quad \nu = \frac{P_{cr}}{\max O}$$

Hiermit ist die gestellte Aufgabe im wesentlichen gelöst. Man kann bei der Entwurfsarbeit die erforderliche Rahmensteifigkeit nach Gl. (38) oder bei gegebenen Größen die Sicherheit nach Gl. (66) bestimmen. Am schnellsten wird man zum Ziele kommen, wenn zuerst  $n_{cr}$  nach Gl. (63) bestimmt wird, damit folgt  $w_{cr}$ , und die Werte  $T(w)$ ,  $\nu(w)$ , welche vorher geschätzt wurden, können leicht auf ihre Richtigkeit geprüft oder korrigiert werden. Hätte man  $f(n)$  als eine glatte Funktion betrachtet und wäre mit dem  $n_{cr}$  aus Gl. (62) ohne weiteres in Gl. (61) eingegangen, dann hätte sich ergeben:

$$(67) \quad P_{cr} = 2 T J_y \sqrt{\beta}.$$

Setzt man hierin  $T = E$  und  $\nu(w) = 1$ , so stimmt Gl. (67) mit dem bereits von Engesser angegebenen Werte vollkommen überein. Weiter erscheint eine Grenzwertbetrachtung an der Gl. (38) und ein Vergleich mit den entsprechenden Untersuchungen von Bleich (s. dessen Werk „Theorie und Berechnung der eisernen Brücken“, S. 205—207) von Interesse.

Unter Verwendung des Gleichheitszeichens in Gl. (38) folgt:

$$(68) \quad \nu^2 S^2 = P_{cr}^2 = \frac{4 T J_y \nu(w)}{a \delta_1}.$$

Führt man hierin als Rechnungsgröße, das Bleische Labilitätsmaß  $\varphi$  ein, dann ist gemäß der genannten Quelle

$$(69) \quad \varphi^2 = \frac{a^2 \nu P}{T J_y}.$$

Der Wert  $\frac{1}{\delta_1}$  ist bei Bleich mit  $A$  bezeichnet, und für diesen folgt aus (68) und (69):

$$(70) \quad \frac{1}{\delta_1} = \frac{P_{cr}^2 a}{4 T J_y \nu(w)} = \frac{\nu^2 P^2 a}{4 T J_y \nu(w)} = \frac{\varphi^2 \nu P}{4 a \nu(w)} = A.$$

Hieraus ergibt sich für die Funktion  $\Phi$  bei Bleich:

$$(71) \quad \Phi = \frac{A}{\left( \frac{2 \nu P}{a} \right)} = \frac{\varphi^2}{8 \nu(w)}.$$

Dem Werte  $\varphi = \pi$  entspricht ein Ausknicken des Obergurtes in  $n$  Halbwellen, wo  $n$  gleich der Felderzahl der Brücke ist. Also gilt  $\frac{w}{a} = 1$ , und gemäß Abb. 4 ist  $\nu(w) = \nu(1) = 0,62$  und damit

$$\Phi = \frac{\pi^2}{8 \cdot 0,62} = \sim 2.$$

Das ist eine ausreichende Übereinstimmung.

Zum Schluß möge an zwei Beispielen die Anwendung vorstehender Entwicklungen gezeigt werden.



Beispiel 1.

Gegeben ein Balken nach Abb. 6, wobei  $l = 3200$ ,  $a = 400$ ,  $h_1 = 410$ ,  $h = 469$ ,  $b = 810$ ,  $i_y = 17,7$  cm;  $J_y = 69104$ ,  $J_v = 14352$ ,  $J_q = 777144$  cm<sup>4</sup> und  $P = \max O = 279,6$  t.

Bei der zuerst nach Gl. (63) zu ermittelnden kritischen Wellenzahl sind die Werte  $T$  und  $v(w)$  als Funktionen der gesuchten, kritischen Wellenlänge noch unbekannt. Zur ersten Näherung wird es sich empfehlen, den zweiten Wurzelausdruck als Korrektionsfaktor anzusehen und diesen etwas größer als 1 zu wählen. Dann erhält man einen ersten Näherungswert für  $n_{cr}$ , der aber, da  $n_{cr}$  nur ganzzahlig sein kann, von den richtigen (benachbarten) Werten i. a. überhaupt nicht abweichen wird. Mit diesen möglichen Werten für  $n_{cr}$  ergibt sich jeweils  $w_{cr}$  und hiermit  $T$  und  $v(w)$ . In diesem Beispiel ist also:



Abb. 6.

etwas größer als 1 zu wählen. Dann erhält man einen ersten Näherungswert für  $n_{cr}$ , der aber, da  $n_{cr}$  nur ganzzahlig sein kann, von den richtigen (benachbarten) Werten i. a. überhaupt nicht abweichen wird. Mit diesen möglichen Werten für  $n_{cr}$  ergibt sich jeweils  $w_{cr}$  und hiermit  $T$  und  $v(w)$ . In diesem Beispiel ist also:

$$n_{cr} = \frac{3200}{\pi} \sqrt[4]{\frac{6 \cdot 14352 \cdot 777144}{400^3 \cdot 69104 [3 \cdot 810 \cdot 469^2 \cdot 14352 + 2 \cdot 410^3 \cdot 777144]}} \times \sqrt[4]{\frac{2100}{1756} \cdot 0,94} = 2.$$

Hiermit folgt weiter:

$$w_{cr} = \frac{3200}{2} = 1600 \text{ cm} = 4 a \left( \text{d.h. } \frac{w}{a} = 4 \right);$$

$$\lambda_y = \frac{w_{cr}}{i_y} = \frac{1600}{17,7} = 90,4.$$

Legt man für die  $\sigma_k$ -Werte die Vorschriften der Deutschen Reichsbahn zugrunde, dann ist der schon oben benutzte Wert  $T$  noch zu vermerken. Mit  $\sigma_k = 2,12$  t/cm<sup>2</sup> folgt

$$T = \sigma_k \left( \frac{\lambda}{\pi} \right)^2 = 2,12 \left( \frac{90,4}{\pi} \right)^2 = 1756 \text{ t/cm}^2.$$

Nunmehr liefert Gl. (65):

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot 1756 \cdot 69104}{1600^2} \left[ 1 + \frac{2100 \cdot 0,94}{1756 \cdot 475} \left( \frac{16,0}{\pi} \right)^4 \right] = 1210,0 \text{ t.}$$

Damit ergibt sich die Knicksicherheit zu:

$$v = \frac{P_{cr}}{P} = \frac{1210}{279,6} = 4,3.$$

Dieses Ergebnis soll zum Vergleich noch einmal mit den Bleichschen Ermittlungen nachgeprüft werden. Es werden  $n_{cr} = 2$ ,  $T = 1756$  beibehalten und versuchsweise auch  $v = 4,3$  in die Bestimmung von  $\frac{\varphi}{\pi}$  eingeführt. Dann gilt nach Bleich:

$$\frac{\varphi}{\pi} = \frac{a}{\pi} \sqrt[4]{\frac{v \cdot \max S}{T J_y}} = \frac{400}{\pi} \sqrt[4]{\frac{4,3 \cdot 279,6}{1756 \cdot 69104}} = 0,40.$$

Hierzu gehört nach Tab. 27 S. 205 des Bleichschen Werkes  $\Phi = 0,198$ . Ferner ist noch zu bestimmen gemäß Gl. (5) bzw. Gl. (70):

$$A_{vorh.} = \frac{I}{\delta_1} = \frac{6 E J_v J_q}{2 h_1^3 J_q + 3 b h^2 J_v}$$

$$= \frac{6 \cdot 2100 \cdot 14352 \cdot 777144}{2 \cdot 410^3 \cdot 777144 + 3 \cdot 810 \cdot 469^2 \cdot 14352} = 1,22$$

und nun Knicksicherheit:

$$v_{Bl} = \frac{A_{vorh.} a}{2 P \Phi} = \frac{1,22 \cdot 400}{2 \cdot 279,6 \cdot 0,198} = 4,4.$$

Nach der meist benutzten Engesser-Formel hätte sich ergeben:

$$v_E = \frac{E}{P h_1} \sqrt{\frac{12 J_v J_y}{a h_1}} = \frac{2100000}{279600 \cdot 410} \cdot \frac{12 \cdot 14352 \cdot 69104}{400 \cdot 410} = 4,9.$$

Beispiel 2.

Bei dem Balken nach Abb. 7 ist:

$$l = 3380 \quad a = 422,5 \quad h_1 = 280, \quad h = 435$$

$$b = 860 \quad i_y = 19,2 \text{ cm} \quad J_y \cong 100000$$

$$J_v = 15166 \quad J_q = 1200000 \text{ cm}^4 \quad P = \max S = 434,0 \text{ t.}$$

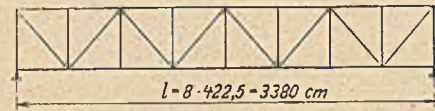


Abb. 7.

Bei gleichem Rechnungsgang wie vor folgt:

$$n_{cr} = \frac{3380}{\pi} \sqrt[4]{\frac{6 \cdot 15166 \cdot 1200000}{422,5^3 \cdot 100000 [3 \cdot 860 \cdot 435^2 \cdot 15166 + 2 \cdot 280^3 \cdot 1200000]}} \times \sqrt[4]{\frac{2100}{T(w)} v(w)} = 2,75 \sqrt[4]{\frac{2100}{T(w)} v(w)}.$$

Ein kurzer Überschlagn zeigt, daß für  $n_{cr}$  die Werte 3 und 4 in Betracht zu ziehen sind. Im Falle  $n_{cr} = 3$  würde wieder unter Benutzung der Reichsbahnvorschriften folgen:

$$w_{3cr} = \frac{3380}{3} = 1127 \text{ cm}; \quad \frac{w}{a} = \frac{1127}{422,5} = 2,67; \quad v(w) = 0,85;$$

$$\lambda_y = \frac{1127}{19,2} = 58,9 \text{ entspr. } \sigma_k = 2,4 \text{ t/cm}^2$$

und damit  $T = 2,4 \cdot \left( \frac{58,9}{\pi} \right)^2 = 845,0 \text{ t/cm}^2.$

Ebenso folgt bei  $n_{cr} = 4$ :

$$w_{4cr} = \frac{3380}{4} = 845 \text{ cm}; \quad \frac{w}{a} = 2; \quad v(w) = 0,75; \quad \lambda_y = \frac{845}{19,2} = 44;$$

$$\sigma_k = 2,4 \text{ (keine Änderung); } T = 2,4 \left( \frac{44}{\pi} \right)^2 = 470 \text{ t/cm}^2.$$

Mit diesen Werten würde für  $n_{cr}$  folgen:

$$n_{3cr} = 2,75 \sqrt[4]{\frac{2100}{845} \cdot 0,85} = 3,4$$

bzw.

$$n_{4cr} = 2,75 \sqrt[4]{\frac{2100 \cdot 0,75}{470}} = 3,7.$$

Entsprechend folgen als kritische Lasten:

$$P_{3cr} = \frac{\pi^2 \cdot 845 \cdot 100000}{1127^2} \left[ 1 + \frac{2100 \cdot 0,85}{233 \cdot 845} \left( \frac{11,27}{\pi} \right)^4 \right] = 1705,0 \text{ t,}$$

$$P_{4cr} = \frac{\pi^2 \cdot 470 \cdot 100000}{845^2} \left[ 1 + \frac{2100 \cdot 0,75}{233 \cdot 470} \left( \frac{8,45}{\pi} \right)^4 \right] = 1146,0 \text{ t.}$$

Als Sicherheit ergibt sich bei  $P_{4cr}$ :

$$v = \frac{1146}{434} \cong 2,7.$$

Nachprüfung nach Bleich.

Zugrundegelegt werden  $n_{cr} = 4$ ,  $T = 470$  und auf Grund einiger Versuchsrechnungen  $v = 3$ . Hiermit folgt:

$$\frac{\varphi}{\pi} = \frac{422,5}{\pi} \sqrt[4]{\frac{3 \cdot 434,0}{470 \cdot 100000}} = 0,712,$$

also  $\Phi = 0,637$ .

$$A_{vorh.} = \frac{I}{\delta_1} = \frac{6 \cdot 2100 \cdot 15166 \cdot 1200000}{2 \cdot 280^3 \cdot 1200000 + 3 \cdot 860 \cdot 435^2 \cdot 15166} = 3,82.$$

$$v_{Bl} = \frac{3,82 \cdot 422,5}{2 \cdot 434,0 \cdot 0,637} = 2,9.$$

Nach der Engesser-Formel hätte sich ergeben:

$$v_E = \frac{2100000}{434000 \cdot 280} \sqrt{\frac{12 \cdot 15166 \cdot 100000}{422,5 \cdot 280}} = 6,8.$$

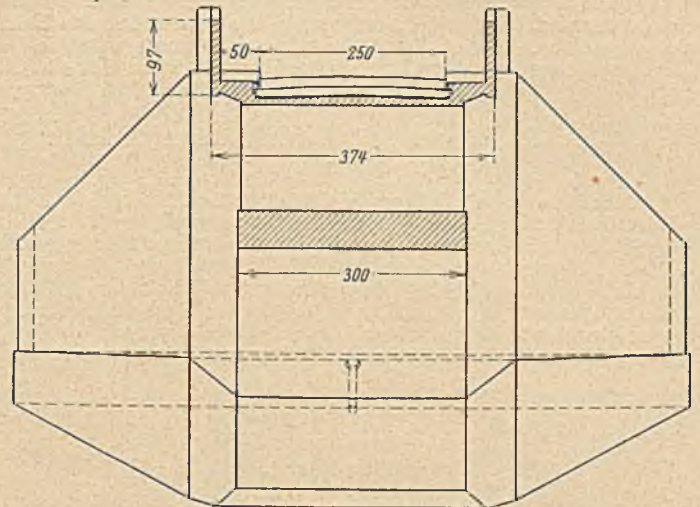
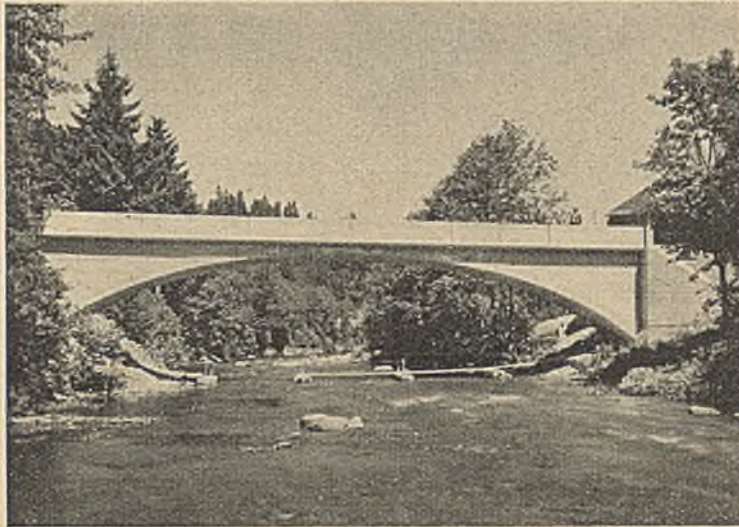


KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Eine neue Murgbrücke bei Röt, O.-A. Freudenstadt  
(Württ. Schwarzwald).

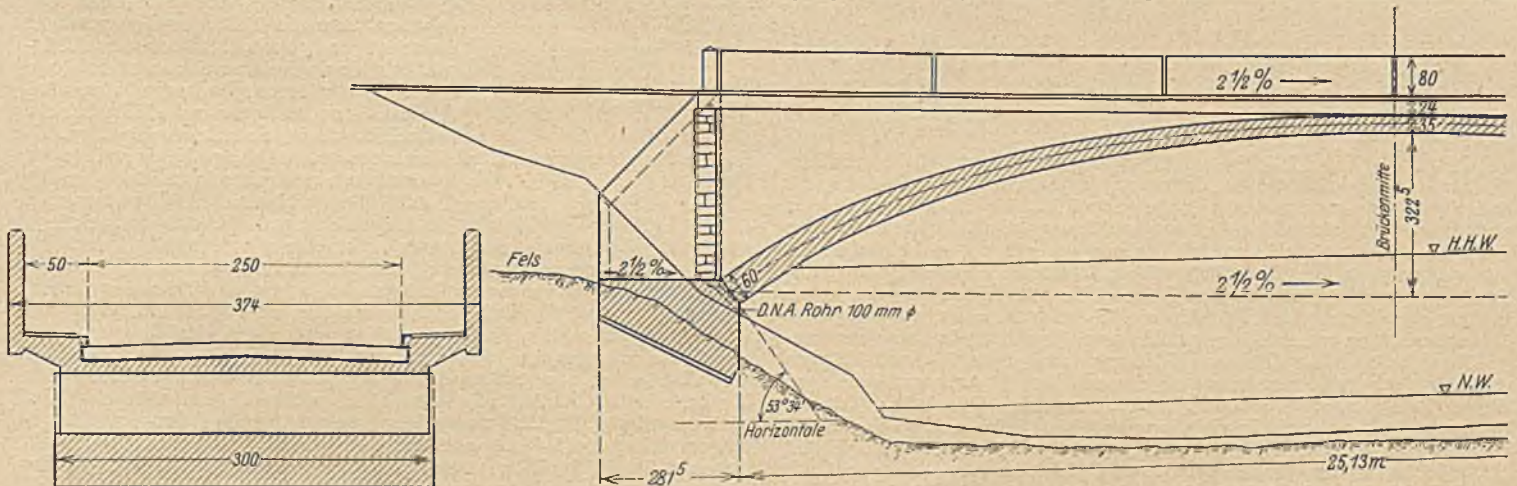
Anlässlich der Neueröffnung der Murgbahn im Sommer dieses Jahres verdient auch ein an sich unscheinbares Bauwerk kurze Erwähnung, da einige nicht unwichtige allgemeine Bemerkungen daran angeschlossen werden sollen. Es ist das eine neue Brücke, welche das rechtsseitig gelegene Sägewerk Wurster mit seinem auf dem linken Ufer neu hergestellten Gleisanschluß mit Verladeeinrichtung verbindet. Die Brücke war für Lastwagenverkehr, sowie zur Aufnahme eines 60 cm spurigen Transportgleises zu errichten. Alle Abmessungen gehen aus der beigefügten Konstruktionszeichnung hervor. Bei dem vorhandenen guten Baugrund — in geringer Tiefe steht Gneis an — lag die Verwen-

zwei und einem Gelenk sind fast noch weniger befriedigend und bringen jedenfalls nur geringe Vorteile. Eine einfachere Berechnung ist jedenfalls kein wesentlicher Vorteil. Sofern die Gelenke nicht mit natürlichen Arbeitsfugen begründet werden können oder in einigen wenigen Ausnahmefällen, worauf in diesem Rahmen nicht eingegangen werden kann, ist ihre Anwendung nicht zu empfehlen. Hier lag nun der Gedanke nahe, gewissermaßen einen Mittelweg zu versuchen und den eingespannten Bogen mit außerordentlich geringer Stärke der Scheitelpartie<sup>1</sup> unter gleichzeitiger Verstärkung der Kämpferpartie zu entwerfen! Das Verhältnis Scheitelstärke: Kämpferstärke wurde zu  $\varphi = \frac{35}{60} = 0,583$  statt 0,75—0,85 bei normalen Ausführungen gewählt. Bei größeren Bogen



dingung eines Bogens, und zwar eines eingespannten Bogens, nahe. Dies wäre nun an sich keine Besonderheit, obwohl man z. Zt. bei manchen Stellen mit Bedauern eine gewisse Abneigung gegen Bogenkonstruktionen und eine zunehmende Beliebtheit von Balkenbrücken feststellen kann. Aber die Formgebung dieses Bogens weicht doch etwas von dem Üblichen ab, so daß es sich lohnt, etwas näher darauf einzu-

kann man  $\varphi = 0,45—0,50$  anstreben, wodurch die Bewältigung größere Spannweiten häufig erleichtert wird, wie Ausführungen in Frankreich beweisen. Hier war eine gewisse Beschränkung geboten mit Rücksicht auf die praktische Ausführung und zur Vermeidung einer allzu großen Elastizität der Brücke, wodurch beim Befahren unangenehme Schwingungserscheinungen hätten hervorgerufen werden können. Der Vorteil



gehen und den Gedankengang, der zu seiner Konstruktion geführt hat, näher darzulegen.

Bekanntlich scheidet in manchen Fällen, auch bei gutem Baugrund, die Anwendung des eingespannten Bogens an den hohen Ausrüstungs- sowie Temperatur- und Schwindspannungen bzw. an dem dadurch verursachten Mehraufwand an Material und Kosten. In dieser Hinsicht bedeutete die Erfindung des Dreigelenkbogens einen erheblichen Fortschritt. Aber die Begeisterung für diesen Fortschritt führte leider in vielen Fällen dazu, daß diese Aushilfe — etwas anderes ist die Einschaltung von Gelenken nicht — auch da angewandt wurde, wo sie weder notwendig noch zweckmäßig war, und daß so die mancherlei Nachteile der Gelenke, nicht zuletzt die hohen Kosten und das unbefriedigende Aussehen kraß zutage traten, vielleicht mit einer der Ursachen dergenannten Abneigung gegen Bogenkonstruktionen. Bögen mit

geringer Temperatur- und Ausrüstungsspannungen für den größten Teil des Bogens kam auch so noch genügend zur Geltung und verbindet sich mit dem Vorteil der Entlastung der Bogenmitte, der Verringerung des Horizontalschubs, was kleine Widerlager und — was hier besonders wichtig war — ein günstiges Durchflußprofil ergab.

Es ist hier ein Konstruktionsprinzip angewandt, dessen folgerichtige Durchführung in unzähligen Fällen äußerst rationelle und elegante Konstruktionen ermöglicht, namentlich im Eisenbetonbau mit seiner unbegrenzten Freiheit in der Formgebung. Man geht von irgendeiner als tragfähig bekannten Form aus und beachtet, daß eine statisch unbestimmte Konstruktion hinsichtlich der Biegungs-

<sup>1</sup> Also ein unvollständiges Scheitelgelenk.



momente tragfähig bleibt, wenn irgendwo Masse weggenommen und an anderer Stelle angehäuft wird. Es gibt dabei irgendwann ein Massenminimum, es gibt Grenzen, die durch die Normal- und Querkkräfte, oder durch die praktische Ausführbarkeit oder durch das Aussehen oder sonstige Erwägungen gezogen sind. Dies zu bestimmen ist und bleibt Gefühlssache. Das Gefühl kann aber, abgesehen davon, daß es Begabungssache ist, gepflegt werden und muß wieder mehr gepflegt werden. Es sei darum bei der Gelegenheit gestattet, zur Vorsicht gegenüber allen Tabellenwerken und Handbüchern zu mahnen. Ihr verkehrter Gebrauch ist es, der den Ingenieur zum Handwerker macht, der vielleicht vorzüglich mit seinem Werkzeug umgehen kann — dies ist natürlich für jeden selbstverständliche Voraussetzung — aber stets krampfhaft nach Vorbildern sucht und nicht imstande ist, eine einzige originelle Konstruktion zu schaffen. Es ist dies, nebenbei gesagt, ein Teil der brennenden Frage der Berufsgeltung des Ingenieurs, besonders des angestellten, entwerfenden Ingenieurs. Denn nur wenige Arbeitgeber wissen heute noch — oder wollen es wissen —, daß Ingenieurarbeit eben mehr ist als die bloße geschickte Anwendung der vorhandenen Hilfsmittel.

Nach dieser allgemeinen Erörterung sei noch auf die beigefügte Zeichnung und Photographie verwiesen, die keiner weiteren Erläuterung bedürfen. Entwurf und Berechnung stammt vom Verfasser. Die Ausführung lag in den Händen der Firma C. Baresel A.-G., Stuttgart. Regbmstr. Faerber, Stuttgart.

**Stahlbalkenbrücke mit Bogenbrückenverkleidung in Kansas-City.**

Der Ersatz einer hölzernen Gerüstbrücke für ein Güterzuggleis an der Einmündung einer Querstraße in eine Prachtstraße in Kansas-City (Missouri) erforderte eine würdige architektonische Ausgestaltung. Für die Oberdeck-Omnibusse war eine Lichthöhe von 4,2 m nötig, das Gleis konnte aber wegen der Leistungsfähigkeit der elektrischen Lokomotiven nur von 9 auf 20 v. T. gehoben und die Prachtstraße wegen der Einbauten nur um 0,45 m gesenkt werden, so daß bei 5,75 m Gesamthöhe zwischen Straßenoberfläche und Schienen-

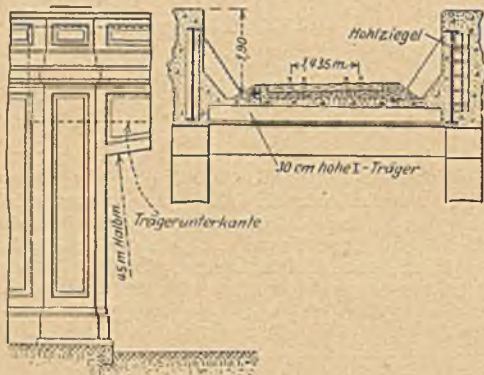


Abb. 1.

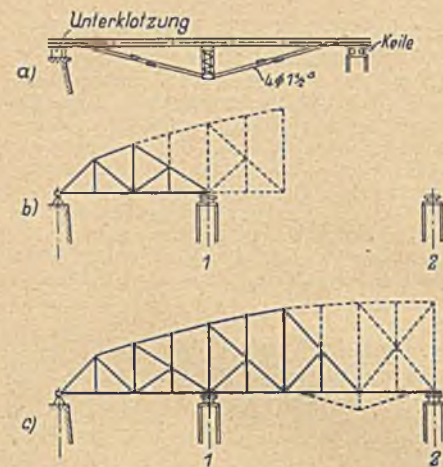
oberkante nur eine Pfeilhöhe von 63 cm für eine Bogenbrücke verblieb, die bei der Lage des Gleises in einem Bogen von 300 m Halbmesser und den schiefen Straßenkreuzungen gefährliche Zusatzspannungen und Risse für eine Eisenbeton-Überführung befürchten ließ. Die Prachtstraße ist deshalb in zwei Öffnungen mit 1,9 m hohen Stahlbalkenträgern in den Betonbrüstungen überbrückt worden, die Querstraße mit solchen von 1,75 m Höhe. Die Träger laufen gerade, die Brüstungsmauern gekrümmt durch, die Mehrstärke ist, wo sie 30 cm überschreitet, zur Gewichtersparnis durch Hohlziegelmauerwerk ausgefüllt (Abb. 1). Das Gleis wird getragen von 30 cm hohen I-Trägern in 66 cm Abstand mit einer 15 cm starken Eisenbetondecke und einem Schotterbett darüber (Abb. 2). An die Querträger ist die Bogenverkleidung aus Eisenbeton angehängt (Abb. 2). Die Eisenbetonmasten für die Fahrdrahlleitung sind mit Zementmörtelverguß in Stahlblechröhren eingesetzt, die mit gleichem Abstand vom Gleis an die Stahlträger befestigt sind. Während des Umbaus ist das Gleis auf einer hölzernen Gerüstbrücke mit 90 m Krümmungshalbmesser umgelegt worden. (Nach S. E. Berkenblit, Architekt-Ingenieur in Chicago. Engineering-News-Record vom 19. April 1928, S. 620—622 mit 3 Zeichn. und 3 Lichtbild.) N.

**Montage einer Balkenbrücke im teilweisen Freivorbau.**

Von Dipl.-Ing. Bergfelder, Aachen.

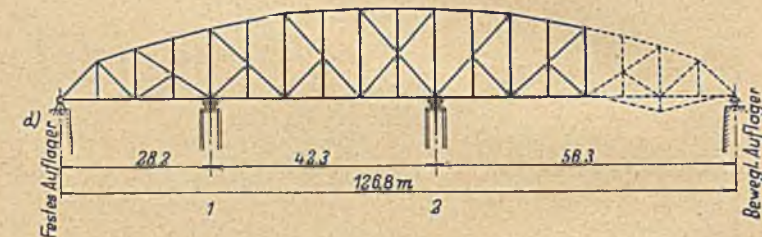
Die Schwierigkeit des Freivorbauens von Balkenbrücken besteht hauptsächlich in der provisorischen Verankerung des Überbaues nach hinten, die im allgemeinen dadurch zu erreichen ist, daß ein anderer Überbau als Gegengewichtsarm mit dem frei vorzubauenden Überbau fest verbunden wird. Dieses stößt jedoch bei Überbauten mit gekrümmten Gurtungen auf konstruktive Schwierigkeiten, da an den Auflagern die Systemhöhe zu gering ist.

Solche ungünstigen Montageverhältnisse lagen beim Bau der Missouri-Brücke bei Waverly vor. Diese wurden durch eine sehr geschickt gewählte Montageart umgangen, die im Eng. News-Record 1927, S. 590, näher beschrieben ist.



Die Brücke besteht nach ihrer Vollendung aus zwei Überbauten von 126,8 m, drei Überbauten von 76,2 m, einem Überbau von 44,2 m Stützweite, sowie einigen kleineren Blechträgerüberbauten.

Mit Rücksicht auf die Hochwassergefahr war eine Montage der Brücke auf fester Rüstung unmöglich; da ferner die kleinen Überbauten für den Freivorbau der größeren Überbauten nicht als Gegengewichte die-



nen konnten, wurde die Montage der fünf großen Überbauten auf die in Abb. a—d angegebene Weise durchgeführt.

Es wurden, Abb. d, zwei provisorische eiserne Fachwerkpfleiler 1 und 2 auf je zwei gerammte Pfahljoche in der Öffnung aufgestellt, und dann der ganze Überbau, am festen Auflager beginnend, über diese beiden Hilfspfeiler hinweg zum beweglichen Lager hin frei vorgebaut. Um die ersten Untergurtstäbe über die 28,2 m weite Öffnung zwischen dem Widerlagspfiler und dem Hilfspfeiler 1 vorstrecken zu können, wurden sie, Abb. a, durch eine Unterspannung verstärkt, dann der darüber liegende Teil der Hauptträger montiert und, Abb. b, über den Hilfspfeiler 1 hinaus frei vorgebaut, und mittels der oben erwähnten Unterspannung und den auf dem Auflager auf Hilfspfeiler 1 befindlichen Ausgleichskeiten die einwand-

freie Auflagerung auf Hilfspfeiler 2 erreicht, Abb. c. Dann wurde der Überbau in das nächste Feld vorgebaut und mit seinem Ende analog auf dem Strompfeiler aufgesetzt. Der während der Montage am festen Auflager der Brücke auftretende negative Auflagerdruck von maximal 36,3 t wurde durch vier Ankerbolzen von 1 1/2" Ø und Belastung des letzten Brückenfeldes durch Längs- und Querträger aufgenommen. Die eisernen Hilfspfeiler, sowie die Teile der Unterspannung und der durch den Freivorbau bedingten knicksicheren Aussteifung einzelner Fachwerkstäbe wurden bei der Montage von allen fünf Überbauten wieder verwandt.

Die einzelnen Stäbe der Hauptträger wurden während der Montage sofort vollständig vernietet, während sie also noch im spannungslosen Zustand waren, dagegen wurden die Quer- und Längsträger während des Vorbaues nur lose verbolt und erst nach Entfernung der Hilfspfeiler vernietet, um einestails das Ausrichten der Hauptträger zu erleichtern und andernteils den im endgültigen Zustand auf Zug, im Montagezustand auf Druck beanspruchten Untergurt statisch nicht zu beeinflussen.

**Die erste Eisenbahn-Fachwerkbrücke mit Schweißverbindungen in den Vereinigten Staaten.**

Die Schwierigkeiten und Bedenken, die sich der allgemeinen Anwendung von Schweißverbindungen für Eisenkonstruktionen in den Weg stellen, sind durch die zahlreichen bisher angestellten Laboratoriumsversuche bei weitem noch nicht überwunden. Das Mißtrauen richtet sich insbesondere gegen die Schweißverbindungen, die der Zugbeanspruchung unterworfen sind; auch glaubt man nicht, daß sie bei größeren Erschütterungen die nötige Sicherheit bieten. Die Versuchsergebnisse rechtfertigen eigentlich ein solches Verhalten der Fachleute nicht, sie haben im Gegenteil in fast allen Fällen sowohl die statische als auch wirtschaftliche Überlegenheit der Schweißverbindungen im



Vergleich mit den Nietverbindungen gezeigt. Die Hemmnisse liegen z. T. in den Eisenkonstruktionswerkstätten selbst. Die entsprechende Umstellung der Betriebseinrichtungen, die Anschaffung neuer Betriebsmittel und die Ausbildung des erforderlichen technischen Sonderpersonals bedingen finanzielle Aufwendungen, die immerhin mit einem gewissen Risiko verknüpft sind, solange nicht Ausführungen größeren Umfanges die einwandfreie Zuverlässigkeit erwiesen haben, und solange die augenscheinlichen Vorteile sich noch innerhalb der bisher erzielten mäßigen Grenzen bewegen. Dementsprechend verhalten sich auch die für die Sicherheit der Bauwerke verantwortlichen Aufsichtsbehörden zunächst abwartend, wenn nicht ablehnend. Weitere Fortschritte sind hier nur von der Anwendung des Schweißverfahrens bei



Abb. 1. Durchblick durch die geschweißte Eisenbahnbrücke bei Chikopee Falls, Mass.

größeren, für den praktischen Gebrauch bestimmten Bauwerken zu erwarten. Erst die Summe der hierbei gewonnenen Erfahrungen, weitere Vereinfachungen in der technischen Durchbildung und die weitere Vervollkommnung der rein handwerklichen Ausführung der Schweißverbindungen können hier fördernd wirken.

In den Vereinigten Staaten von Amerika ist man bereits seit einigen Jahren erfolgreich zur praktischen Ausführung übergegangen.

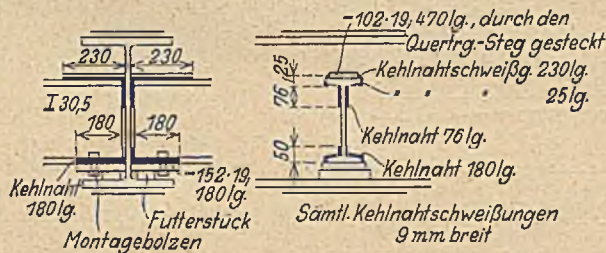


Abb. 2. Anschluß der Längsträger.

U. a. entwickelt die Westinghouse Electric and Manufacturing Co. dort auf diesem Gebiet eine rege Tätigkeit. Sie hat bereits auf ihrem Fabrikgelände ein größeres Gebäude in Eisenkonstruktion mit ausschließlich geschweißten Verbindungen herstellen lassen (Berichte hierüber s. „Bauing.“ 1927, Heft 8, S. 136 und Heft 26, S. 481). Hier handelte es sich um Konstruktionen mit vorwiegend ruhender Belastung. Die Schweißverbindungen haben allerdings auch dort schon bei den Anschlüssen der kontinuierlichen Träger z. T. Zugspannungen aufzunehmen. Allem Anschein nach haben sie sich durchaus bewährt. Neuerdings ist die Gesellschaft nun dazu übergegangen, das Verfahren bei einem Bau zu verwenden, der starken Erschütterungen ausgesetzt ist. In dem Anschlußgleis des Werkes bei Chikopee Falls, Mass., an die Hauptstrecke der Boston & Maine-Eisenbahn, wurde eine Fachwerkbrücke eingebaut, bei der man sämtliche Verbindungen durch Schweißen herstellte (s. Engineering News-Record v. 26. Juli 1928, S. 120).

Die Brücke führt über einen Kanal, der an sich nur etwa 15 m breit ist. Infolge des außerordentlich spitzen Winkels, den die Kanalachse mit der Gleisachse bildet (18°), vergrößert sich die Stützweite der Brücke jedoch auf etwa 40 m. Abb. 1 zeigt einen Durchblick. (Querträgerabstand: rd. 3,5 m, Höhe der Fachwerkträger: rd. 7,5 m.)

Das Fachwerkssystem selbst wurde von einem früheren Entwurf übernommen, der Nietverbindungen vorsah. Die größte Stabkraft tritt am Untergurt auf und beträgt einschließlich eines Stoßzuschlages von etwa 30% zur Nutzlast rd. 200 t. Die Fachwerkstäbe sind fast durchweg Breitflanschträger. Im ursprünglichen Entwurf waren hierfür I-förmige Blechträger gewählt. Die Schweißverbindungen für die Anschlüsse der Quer- und Längsträger

(s. Abb. 2) weisen gegenüber der Deckenkonstruktion des vorstehend erwähnten Fabrikbaues keine grundsätzlichen Unterschiede auf. Neuartig ist dagegen die Herstellung der Fachwerkknoten (Abb. 3-7).

Augenscheinlich wollte man hierbei die unmittelbare Übertragung von Zugkräften durch die Schweißstellen vermeiden, wie dies z. B. bei den Knotenpunkten der Fall ist, die im Bericht „Bauing.“ 1927, H. 8, dargestellt sind. Im vorliegenden Fall verwendete man Knotenbleche, die mit ihren Außenrändern an dem Gurtprofil durch Kehlnaht (und zwar in der Werkstatt) angeschweißt und mit Nuten oder Schlitzern versehen wurden, die genau der sonst üblichen Nietrißlinie für den Strebenanschluß entsprachen. Längs jeder dieser Schlitzes wurde dann die Strebe mittels einer doppelten Kehlnaht angeschweißt.

Abb. 7 zeigt bei der linken Strebe die durch Schweißen ausgefüllten Schlitzes, während sie rechts noch offen sind. Die Bolzen dienen lediglich zur vorläufigen Befestigung. Die erforderliche Länge der Nutschweißungen beträgt etwa 1/4

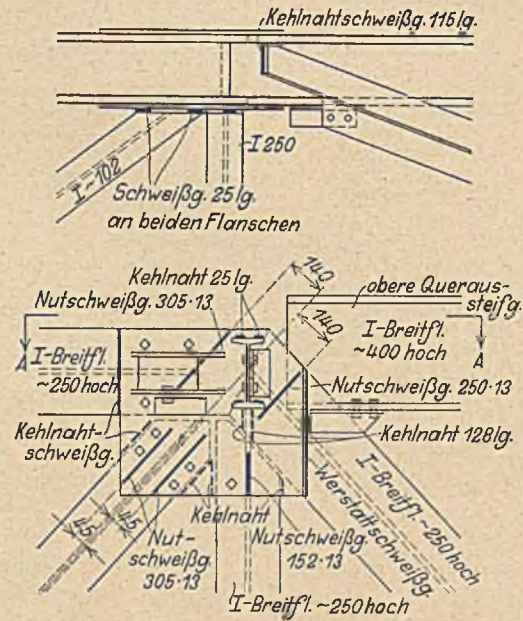


Abb. 3. Oberer Endknotenpunkt.

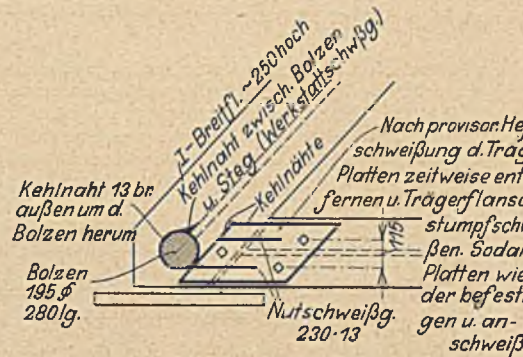


Abb. 4. Unterer Endknotenpunkt.

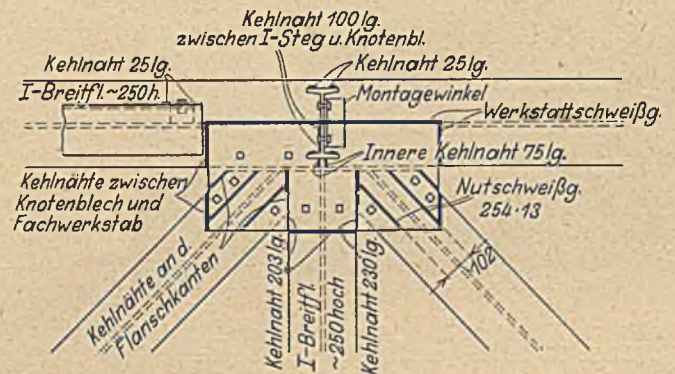


Abb. 5. Normaler Obergurtnotenpunkt.

der ursprünglichen Länge der Nietreihen. Die Gurtstöße wurden durch einfache Stumpfschweißungen der Profile hergestellt. Einer dieser Stöße am Untergurt riß im Steg, nachdem die Brücke etwa eine Woche lang in Betrieb war. Dies wurde dem Umstand zugeschrieben, daß man zunächst die Flanschen und später erst die Stege zusammenschweißte. Die bei der Abkühlung entstandenen inneren Spannungen sollen dann das Reißen verursacht



haben. Nach Meinung des amerikanischen Berichterstatters hätte man diesen Riß durch Ausglühen der Stumpfstöße vermeiden können. Man könnte auch auf die Stegsschweißung ganz verzichten und statt dessen ein besonderes Stoßprofil mittels Kehlnaht anschweißen. Die noch nicht gerissenen Stöße wurden jedenfalls auf diese Weise zur Sicherheit verstärkt. Es wäre nicht richtig, so meint der amerikanische Berichtersteller, die Stumpfstöße deswegen allgemein als schlecht zu verurteilen. Ihre Vorzüge bestehen in der unmittelbaren Aufnahme der Kräfte an den Vereinigungsstellen und in der Ersparnis an Verbin-

Ausführungen, wie sie im Vorstehenden geschildert sind, und an die man sich auch bei uns heranwagen müßte, unendlich viel anregender und fördernder als alle Laboratoriumsversuche.  
Dipl.-Ing. R. Cajar, Magistratsbaaurat.

**Eisbrech-Pfeilervorköpfe für Missouri-Brücken.**

Die Erbauung von fünf Straßenbrücken über den Missouri in Süddakota machte Untersuchungen über die beste Form der Pfeilervorköpfe erwünscht. Eine scharfe Pfeilerkante würde zwar die Eisschollen am leichtesten zerschneiden und den geringsten Eisdruck auf den Pfeiler ergeben, aber die größte Abnutzung erzeugt das wochenlang reibende Treibeis, und dieses kann durch eine, von einem stumpfen Pfeilervorkopf erzeugte Stauwelle von den Pfeilerwänden ferngehalten werden. Beiden Forderungen wird eine 90 gradige lotrechte Vorderkante gerecht, die mit einem Stahlwinkel von 20 x 20 cm 5,5 bis 11 m unter Niedrigwasser und 0,6 m über Hochwasser bewehrt ist (s. Abb.). Die Untersuchungen haben gezeigt, daß die Zugfestigkeit von Kerneis, das im Missouri nicht über 60 cm stark wird, nur 7 kg/cm<sup>2</sup> ist, der größte Druck auf den Pfeiler also nicht beim Zerschneiden der Eisschollen entsteht, sondern beim Ablenken der zerschnittenen Schollen; bei Eisversetzungen verhindert die starke Reibung des Eises an der Flußsohle hohe Eisdrücke. Die Pfeiler sind auf einen Druck von 160 000 kg, das Doppelte des höchsten auftretenden, berechnet. In einem Nebenfluß des Missouri mit hoher Geschwindigkeit und kleinen Eisschollen waren Pfeiler mit runden Vorköpfen wirksamer für die Abweisung der Schollen. (Nach J. E. Kirkham, Brücken-Ingenieur, im Engineering News-Record 1927, S. 354 bis 355 mit 2 Abbild.)

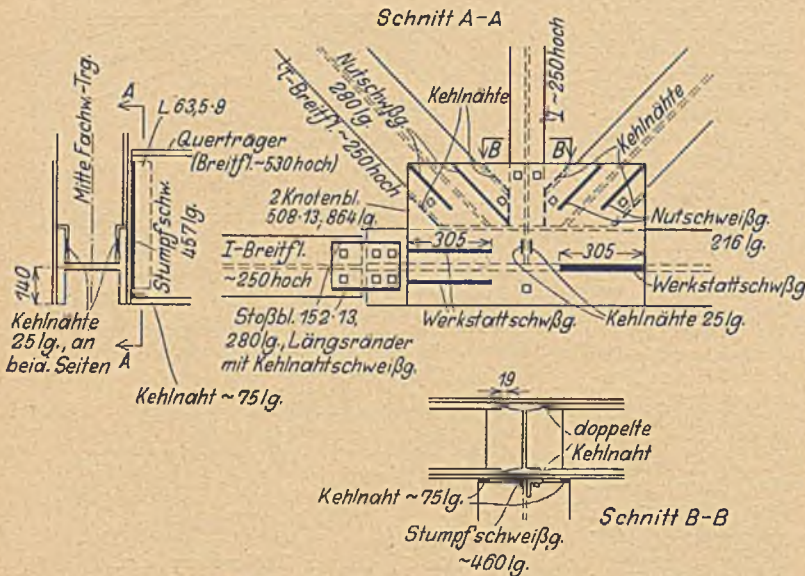
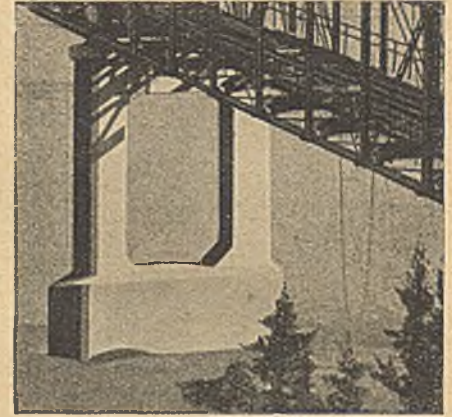


Abb. 6. Normaler Untergurtnknotenpunkt.

dungsmaterial. Sie erfordern allerdings sehr sorgfältige und umständlichere Schweißarbeit. Bei der vorliegenden Konstruktion hatte man sie immerhin besser nicht verwenden sollen.

Dem Entwurf der Brücke wurden folgende zulässigen Beanspruchungen der Schweißverbindungen zugrunde gelegt:

- für Stumpfschweißung: 985 kg/cm<sup>2</sup> bei Zug, 1130 kg/cm<sup>2</sup> bei Druck und 635 kg/cm<sup>2</sup> für reine Abscherung,
- für Nut- oder Schlitzschweißung (13 mm breit) 900 kg je lfd. cm,
- für dreieckförmige Kehlnaht-Schweißung (10 mm breit) 450 kg je lfd. cm.

Die Materialersparnis gegenüber Nietkonstruktion betrug etwa 1/3, entsprechend dem geringeren Verbrauch an Verbindungsmaterial,

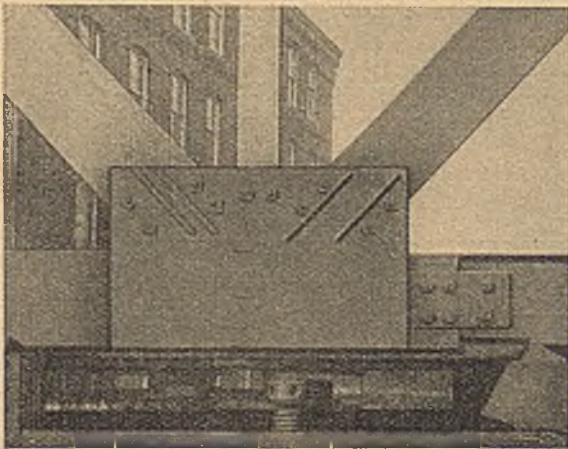


Abb. 7. Nutschweißung der Strebenanschlüsse. Links Nuten ausgefüllt, rechts noch offen.

ferner infolge Fortfalls des Nietlochabzuges und der kontinuierlichen Anordnung der Längsträger. Die Kostenersparnis war aus den beiden billigsten Angeboten zu ersehen, die für Nietkonstruktion 19 000 \$ und für Schweißkonstruktion 15 000 \$ betragen.

Die besondere Art der hier verwendeten Schweißverbindungen braucht selbstverständlich durchaus nicht mustergültig für spätere Ausführungen zu sein. Man wird im allgemeinen dahin streben müssen, nicht nur die Anschlüsse, sondern auch die Profile selbst der Eigenart des neuen Verfahrens anzupassen<sup>1</sup>, jedenfalls aber wirken praktische

**Eisenbeton-Gerüststraßenbrücke über den Lake Pontchartrin bei New-Orleans.**

Die rd. 7,5 km lange Gerüstbrücke (mit Brückengeld) über den Lake Pontchartrin verkürzt bei 24,6 km neuer Straßenlänge die Anfahrt nach New-Orleans (Louisiana) um 14,5 km und erspart zwei Fähren. Sie hat zwei Stahlüberbauten als Zugbrücken und 700 Felder

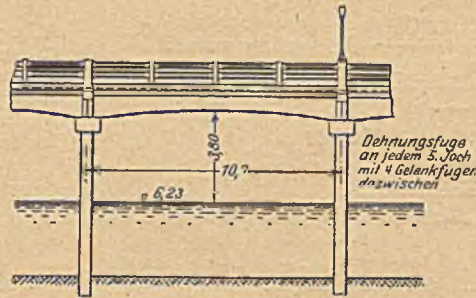


Abb. 1.

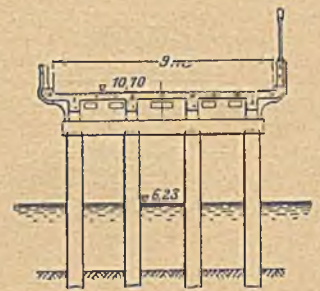


Abb. 2.

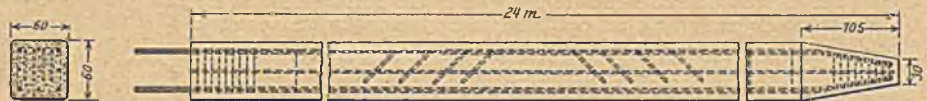


Abb. 3.

aus Eisenbeton von je 10,7 m Mittenabstand der Pfähle (Abb. 1), 9 m Fahrbahnbreite (Abb. 2), Joch (Abb. 2) mit je 4 Eisenbetonpfählen von 17 bis 26 m Länge (Abb. 3) und enthält im ganzen 2796 Pfähle, 23 000 m<sup>3</sup> Beton der Pfähle und 48 000 m<sup>3</sup> Beton der Jochholme, Überbauten und Geländer. Die Bewehrung wiegt 8440 Tonnen (je 900 kg). Auf 1 m Brückenlänge kommen rd. 7,5 m<sup>3</sup> Beton und 1160 kg Bewehrung. Wöchentlich sind 104 Pfähle geschlagen und monatlich

<sup>1</sup> Es sei hier ausdrücklich auf den interessanten Aufsatz des kürzlich verstorbenen Ing. Karl Bung über „Lichtbogenschweißung von Eisenkonstruktionen“ (Zeitschr. d. Ver. Dt. Ing. H. 32 v. 11. 8. 1928) hingewiesen



bis zu 1,6 km Brücke fertiggestellt worden. Pfähle, Geländerfüllungen und Schalungen sind auf einem großen Bauhof (Abb. 4) fertiggemacht und auf Prahrnen nach den Baustellen geschleppt, alle übrigen Bauteile von schwimmenden Arbeitsstellen aus errichtet worden. Die

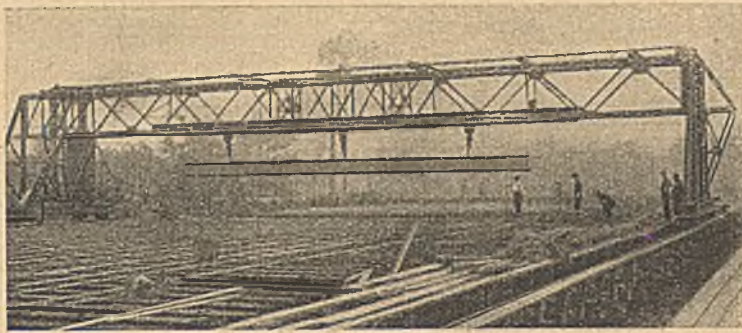


Abb. 4.

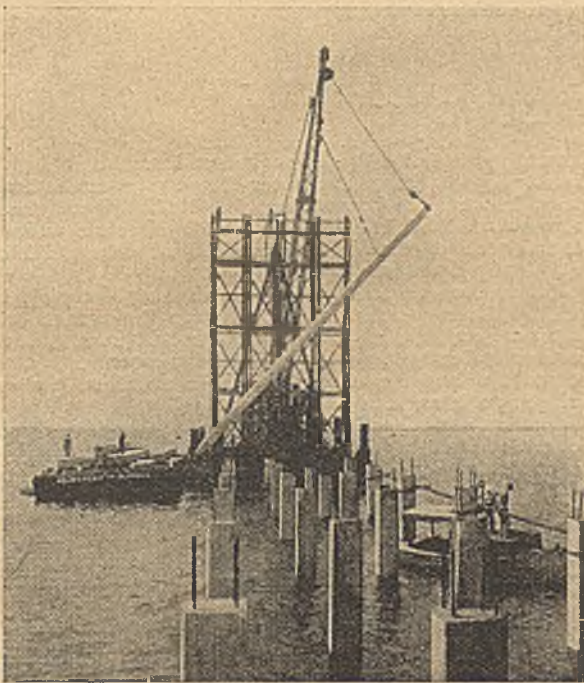


Abb. 5.

vier Pfähle eines Jochs sind von einer Dampfkranne (Abb. 5) gleichzeitig mit einer Genauigkeit von  $\frac{5}{4}$  cm in der richtigen Stellung geschlagen worden. Die Arbeits- und Lagerplätze des Bauhofs haben viel Pfahl- und Schwellenunterbau gebraucht. Die großen Arbeitsfortschritte sind durch sorgfältig ausgearbeitete Arbeitspläne und ihre genaue Einhaltung erreicht worden. (Nach Engineering News-Record vom 29. März 1928, S. 502—506 mit 6 Zeichn. und 3 Lichtbild.) N.

### Entwurf der Mount-Hope-Drahtkabel-Hängebrücke.

Der Bau einer Drahtkabel-Hängebrücke in der Straße von Providence nach Newport (Rhode-Island) als Ersatz einer Fähre

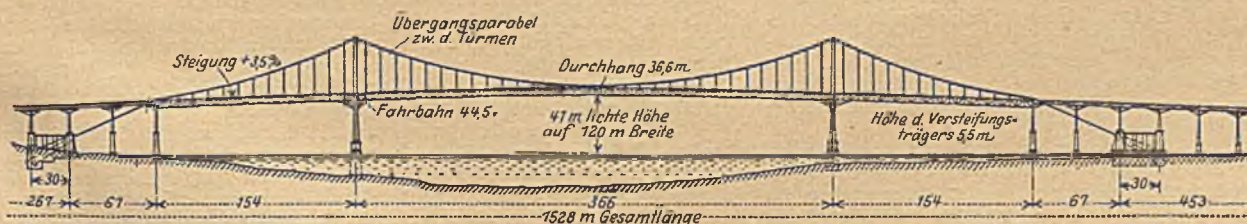


Abb. 1.

über einen Meeresarm hat begonnen und soll am 1. Juli 1929 fertig sein. Die Hauptöffnung erhält 366 m, die Seitenöffnungen je 154 m Spannweite, die Zufahrtsbrücken werden zusammen 854 m, die ganze

Brücke also 1528 m lang (Abb. 1). Die Kosten sind mit 6 Mill. Dollar veranschlagt und sollen durch Brückengeld getilgt werden. Da der Schieferfels an den Turmpfeilern 25 und 17 m unter Mittelwasser liegt, ist die Gründung nur 18 und 11,5 m tief bis auf den festen Lehm kies hinabgeführt worden. Die Fahrbahn ist auf den Zufahrten 9,15, auf der Hängebrücke 8,2 m zwischen den Bordkanten breit, und 18 cm stark mit Eisenbeton befestigt, dazu kommen beiderseits 1,05 m breite Fußwege (Abb. 2). Der Berechnung des Fahrbahntragwerks sind 3 Reihen von 20 t (je 900 kg) schweren Lastkraftwagen in 10 m Abstand mit 30 bis 37% Stoßzuschlag zugrunde gelegt worden, für die Versteifungsträger und Kabel 3 Reihen von 15 t (je 900 kg) schweren Wagen. Die Türme (Abb. 3) haben 86,6 m Höhe über Mittelwasser, zellenartige Ständer und betongefüllte Fußstücke. Die 28 cm starken Kabel in 10,4 m Abstand

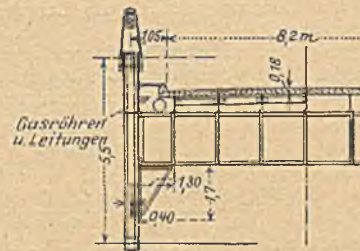


Abb. 2.

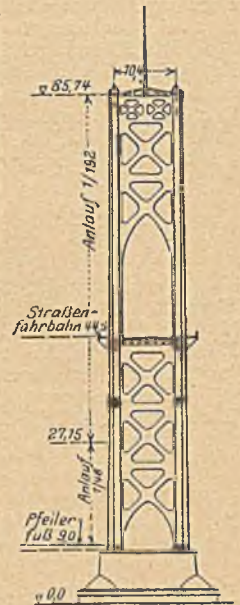


Abb. 3.

bestehen jedes aus 7 Litzen mit je 350 Drähten von 5 mm Stärke, zusammen also aus 2450 Drähten mit 477 cm<sup>2</sup> Gesamtquerschnitt. Der besonders behandelte Stahl für die Drähte hat eine Streckgrenze von 85% der Zugfestigkeit gegen 65% bei gewöhnlichem Drahtstahl (133 gegen 101 kg/mm<sup>2</sup>). (Nach Engineering News-Record vom 12. April 1928, S. 585—587, mit 1 Lichtbild und 2 Zeichn.) N.

### Versuche mit Baugliedern für die Brücke über den Hafen von Sydney.

Über Zug- und Druckversuche mit großen Brückengliedern dieser Brücke berichtet „Engineering“ vom 8. Juni 1928, S. 697. Die Versuche, die in den Lieferungsbedingungen für die wichtigsten Konstruktionsteile als Beleg für die statischen Berechnungen gefordert waren, wurden ausgeführt auf einer 1250 t-Universalmaschine für Zug-, Druck- und Biegeversuche, die für diese Versuche erbaut wurde und im „Engineering“ 1926, Bd. 122, S. 134, beschrieben ist. Das Maschinensystem ist, abgesehen von der Art der Kraftmessung, ähnlich dem System der großen, im Materialprüfungsamt, Berlin-Dahlem, stehenden Universalmaschine des Deutschen Eisenbau-Verbandes (3000 t Druck, 1500 t Zug), ohne jedoch ebenso große Kraftwirkungen zuzulassen. Die größte Versuchslänge beträgt 15 m, die größtzulässige Höhe und Breite der Querschnitte etwa 1,15 m.

Es wurden Zug- und Druckstäbe geprüft, die teils in natürlicher Größe, teils wegen ihrer großen Abmessungen als Modellstäbe (Maßstab 1 : 2 und 1 : 3) hergestellt waren, außerdem eines der für die Montage vorgesehenen Drahtseile.

Ein schwerer Druckstab wurde im Maßstab 1 : 3 geprüft. Er bestand aus zwei nebeneinander liegenden, doppelwandigen Stäben, die nur an den Enden und in der Mitte durch breite Bindebleche miteinander verbunden waren. Die Wandungen des einzelnen Stabes waren durch Winkeleisen kreuzweis vergittert. Die Versuchslänge betrug etwa 11,20 m. Die genauen Abmessungen sind leider nicht angegeben, so daß aus der Knicklast von 855 t nicht auf das Verhältnis der Knickspannung zur Quetschgrenze geschlossen werden kann. Der Bruchverlauf läßt vermuten, daß die Zerstörung bei einer Spannung in Nähe der Materialquetschgrenze eingetreten ist, da nicht ein Ausknicken des Gesamtstabes erfolgte, sondern ein auf eine kurze Strecke begrenztes Ausknicken (Verfaltung) der Stäbe und der Gurtwinkel. Die Vergitterung wurde

nur an diesen Stellen und auch hier nur an den Anschlußstellen zerstört, blieb im allgemeinen aber unversehrt. Im ganzen ist aus dem Bruchverlauf zu entnehmen, daß die Vergitterung die ihr



zugewiesene Aufgabe erfüllt hat und daß auch die durch die Ausbildung des ganzen Stabes bezweckte Abstützung der beiden Einzelstäbe gegeneinander erreicht worden ist.

Eine im Maßstab 1:2 geprüfte Zugdiagonale von doppelwandigem Querschnitt mit innenliegenden Gurtwinkeln und Winkel-eisenvergitterung erreichte eine Höchstlast von 513 t. Der Bruch erfolgte in zwei Querschnitten durch die Anschlußniete der Saumwinkel.

Die Stäbe waren hergestellt aus Siliciumstahl von 59—65 kg/qmm Festigkeit, Streck- bzw. Quetschgrenze ist nicht angegeben. Die erreichten Lasten lagen ein wenig oberhalb der errechneten Lasten. Der Berichtersteller betont den Wert, den derartige Versuche an wichtigen Bauteilen zur Unterstützung der Rechnung haben, und stellt die Ausführung weiterer Versuche für andere größere Bauteile in Aussicht.

Bierett.

### Berufung von Dipl.-Ing. Rein an die Technische Hochschule Breslau.

Der Leiter der Technischen Abteilung des Deutschen Eisenbau-Verbandes in Berlin, Herr Dipl.-Ing. W. Rein, seit Ende 1923 Mitglied der Schriftleitung des „Bauingenieur“, hat an die Technische Hochschule Breslau einen Ruf auf den neu errichteten Lehrstuhl für Eisenbau erhalten und angenommen.

Seine während der Drucklegung dieses Heftes bereits vollzogene Ernennung erfüllt die Schriftleitung und den Verlag des „Bauingenieur“ nicht nur deshalb mit besonderer Freude, weil einer ihrer wert-

vollsten Mitarbeiter in das hohe akademische Lehramt berufen ist sondern auch deshalb, weil Herr Professor Rein, einem Beschluß des Vorstandes des Deutschen Eisenbau-Verbandes zufolge, auch in Zukunft als Vertreter dieses Verbandes in der Schriftleitung des „Bauingenieur“ verbleiben wird.

Dr. M. Foerster.

### Deutscher Ausschuß für wirtschaftliches Bauen.

Der Deutsche Ausschuß für wirtschaftliches Bauen hält seine diesjährige Haupttagung in der letzten September Woche in München ab. Die Tagung selbst wird unter dem Leitgedanken „Die Baustoffe des Kleinwohnungsbaues, ihre Eigenschaften, Eignungen und Fehler“ stehen.

Die Einzel-Vorträge gliedern sich wie folgt: 1. Gebrannte Steine. Redner: Architekt Hofherr, Berlin, Direktor des Reichsverbandes der Dtsch. Mauerstein-Ziegel- und Ton-Industrie. 2. Holz. Redner: Prof. Schmitthenner, Stuttgart. 3. Schlacke, Bims, Kies, Zement und Eisen. Redner: Prof. Dr.-Ing. Siedler, Berlin. 4. Die Baustoffe des Kleinwohnungsbaues in ihrer Wertung hinsichtlich der Warmwirtschaft und der Schallsicherheit. Redner Privat-Dozent Reiher, München. 5. Die Baumaschinen und ihre technischen wie wirtschaftlichen Anwendungsmöglichkeiten auf mittleren und Großbaustellen. Redner: Prof. Dr.-Ing. Garbotz, Berlin.

Anläßlich der Tagung sollen Besichtigungen der Ausstellung „Heim und Technik“, sowie der großen Versuchssiedlung der Oberpostdirektion München stattfinden.

## WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

### Die Boden-Wasserverhältnisse in bautechnischer, wirtschaftlicher und rechtlicher Beziehung im Sinne der Verdingungsordnung für Bauleistungen.

Von Stadtbaurat P. May, Düsseldorf.

#### I. Allgemeines.

Nichts gibt im Bauwesen mehr Anlaß zu Streitigkeiten zwischen Besteller und Unternehmer (kurz B. u. U. genannt) als die Untergrundverhältnisse, weil es so oft vorkommt, daß bei Ausführungen von Tiefbauarbeiten der tatsächliche Befund der Untergrundverhältnisse mit den angenommenen oder vermuteten nicht übereinstimmt.

Mit den hier folgenden Ausführungen möchte ich die technischen und wirtschaftlichen Fragen in den Vordergrund schieben, denn gerade sie sind es, über die sich beide Parteien vor dem Vertragsabschluß im klaren sein müssen, um Streitigkeiten möglichst aus dem Wege zu gehen.

Ich sage „möglichst“ deshalb, weil hier die Verhältnisse außerordentlich verwickelt liegen können, so daß von allgemeinen Gesichtspunkten nicht gesprochen werden kann; ein jeder Fall fordert seine besondere bautechnische, wirtschaftliche und rechtliche Beurteilung. Hier tut Aufklärung für beide Teile noch recht not, auch bei Firmen von Ruf.

Die Bodenforschung spielt für die Beurteilung des Baugrundes und der Grundwasserverhältnisse eine ganz bedeutende Rolle. Die Beschaffenheit und Tauglichkeit des Bodens, sein statisches Verhalten und seine bautechnische Eignung als Baugrund, die Wahl für die Linienführung (Bahn-, Straßenbauten), die Standsicherheit des ganzen Bauwerkes fordern von dem B. nicht nur für die Projektbearbeitung und für die Ermittlung der Kosten des Bauwerkes genaue Kenntnis der unterirdischen Dinge, sie sind aber auch nötig und die Untersuchungen müssen in ausreichendem Maße und so eingehend und sorgfältig vorgenommen sein, daß keine Zweifel mehr für die Beurteilung des ganzen Bauwerkes bestehen.

Bei zweifelhaften und bestimmt schlechten Untergrundverhältnissen kann nicht mit Faustregeln oder nach Gefühl und Erfahrung gebaut werden, hier muß in die bodentechnischen, physikalischen und chemischen Eigenschaften der Boden- und Wasserverhältnisse des Untergrundes wissenschaftlich eingedrungen werden, um diese Eigenschaften in ihren Zusammenhängen möglichst genau zu erfassen.

Der Untergrund darf nicht als „lebloser“ Faktor betrachtet werden, wer dies dennoch tut, der kann sich bautechnisch und wirtschaftlich sehr täuschen, genügend Beispiele im städtischen Tiefbau, insbesondere auch im Eisenbahn- und Wasserbau bestätigen dies. Die Kosten solcher Bodenuntersuchungen sind im Verhältnis zum Nutzen verschwindend gering. Wer sich der Mühe und der Kosten entzieht, muß auch die Folgen tragen.

Die Vornahme solcher Untersuchungen sind für den B. auch wirtschaftlich tragbar, weil sie sich nur für die betreffende Baustelle und deren nächste Umgebung zu erstrecken haben. Ihm stehen im Falle, daß es sich um eine Behörde handelt, Beamte und Mittel zur Verfügung, er ist in der Regel auch der sachkundigere Teil gegenüber dem U. Dieser wird sich darauf verlassen können, daß die Untersuchungen auch sachkundig ausgeführt wird.

Die Möglichkeit von Rißbildungen, die bei benachbarten Bauwerken eintreten können, ist zu prüfen. Rißbildungen oder ähnliche Beschädigungen können neben der Gefahr für das Bauwerk selbst

langwierige und kostspielige Prozesse mit dem U. und dem Bauwerksbesitzer im Gefolge haben (siehe unter III a). Jedenfalls ist diese Frage aufzurollen und die Vermeidung von Rißbildungen eingehend zu prüfen, wenn auch nicht immer der Nachweis ohne weiteres zu führen ist, daß der Bau ohne direkten Einfluß auf etwaige Risse oder sonstige Beschädigungen war.

Die Untersuchungen sollen eine Bereicherung der geologischen Kenntnisse über die Eigenschaften der einzelnen Bodenarten bringen, die sich nur aus sorgfältig angestelltem und scharfsinnig gedeutetem Studium aufbauen, Feststellungen, die nichts voraussetzen, auch nichts vermuten, sondern nur das Gefundene sichten sollen, um daraus Schlüsse ziehen zu können.

Das Ergebnis derartiger Untersuchungen ist aber auch für den U. hinsichtlich der Preisbildung, bei der gerade die Kosten für die Lösung, Bearbeitung und für den Transport des Bodens den weitaus größten Anteil betragen, ferner für die ganze Organisation und Einrichtung der Baustelle, wie für den Entschluß, die Arbeiten überhaupt zu übernehmen, bestimmend.

Sie sollen deshalb dem aufklarungsbedürftigen Unternehmer in irgend einer Form, sei es schriftlich, zeichnerisch oder rein tatsächlich durch Bodenproben oder Schürflöcher, als Grundlage für das Arbeitsverzeichnis und als Ausgangspunkt für die Preisgestaltung zur Verfügung gestellt werden, damit er diese in möglichst zuverlässiger Weise vornehmen kann. Die Bodenproben sind in entsprechenden Kästen zu sammeln und aufzubewahren, auch empfiehlt es sich, mit dem U. gemeinsame Ortsbesichtigungen der Baustelle vorzunehmen.

Der B. darf dabei dem Unternehmer nach Treu und Glauben nichts vorenthalten und nichts verschweigen, auch nicht die Verhältnisse anders schildern, wie er sie festgestellt hat.

Durch fanflüssiges Verschweigen oder vorsätzliche Täuschung oder auch falsche, mißverständliche oder irreführende Angaben über die Untergrundverhältnisse steht dem Unternehmer gesetzlich das Anfechtungsrecht zu. Er hat neben diesem auch das Recht auf Schadenersatz, wenn der B. Bodenuntersuchungen angestellt, also Kenntnis über die Bodenbeschaffenheit haben muß und diese dem U. nicht mitgeteilt hat.

Ebenso wie die Untergrund- und Grundwasserverhältnisse in jedem Falle verschieden sind, so zeigt auch die Rechtsprechung in Streitigkeiten von Tiefbauten recht verschiedenartige Auffassung und Beurteilung. Schon hieraus ergibt, wie vielseitig und verschieden die Verhältnisse hier liegen und wie nötig es ist, neben den geologischen auch eingehende hydrologische Untersuchungen vorzunehmen, um von vornherein genaue und sichere Unterlagen für den Entschluß des Bauwerkes zu haben.

Auf diese grundlegenden Verschiedenheiten in den Untergrundverhältnissen soll nun näher eingegangen werden.

Dabei möchte ich von vornherein bemerken, daß ich bei der großen Bedeutung der Boden- und Wasserverhältnisse mit meinen Ausführungen möglichst ausführlich geblieben bin, um einerseits zu zeigen, was alles zu einer eingehenden Bodenuntersuchung gehört und aus welchen Gründen sie notwendig ist, und andererseits, welche bautechnischen und wirtschaftlichen Erwägungen und Maßnahmen bei diesem schwierigen, aber auch wieder interessanten Gebiete des Bauingenieurwesens zu beachten sind.

Die Untersuchungen der Untergrundverhältnisse sind Arbeiten der Vorbereitung für Entwurf und Kostenermittlung eines tiefgehenden oder tiefliegenden Bauwerkes, die außerordentlich wichtig sind für



eine gute, einwandfreie, schnelle und reibungslose Bauausführung, sie bilden denn auch die Unterlagen für eine strenge Durchführung des zwischen den Beteiligten abgeschlossenen Vertrages.

Der B. sowohl wie auch der U. hat an diesen Untersuchungen das allergrößte Interesse. Der erstere muß über die Höhe der Kosten, die durch schwierige Untergrundverhältnisse und Grundwasser außerordentlich beeinflußt werden können, genau im Bilde sein, damit er die Mittel bei seinem Finanzdezernenten beantragen kann. Eine Behörde wird im allgemeinen aber auch in der Lage sein, selbst und mit eigenem Gerät solche Untersuchungen auszuführen. Für Ergebnisse, die vielleicht von ihr beauftragte Spezialfirmen ermitteln, müßte die Behörde eintreten. Aber auch der private B. wird in zweifelhaften Fällen den Untergrund prüfen müssen, ob die Kosten seines Bauvorhabens mit schwierigen und kostspieligen Fundationen und Wasserhaltungsarbeiten für ihn wirtschaftlich tragbar sind.

Der B. hat zur Vornahme von Bodenuntersuchungen auch genügend Zeit. Ganz anders liegt es aber bei dem U., wenn er sich als gewissenhafter U. Aufschluß für die Untergrundverhältnisse verschaffen will, für die er das Wagnis übernehmen soll. Wenn es sich um Arbeiten großen Umfangs handelt (greife man einmal Eisenbahnbauten mit umfangreichen Erdarbeiten in Auftrag und Einschnitten, Tunnelbauten usw. heraus), dann sind Untersuchungsarbeiten nötig — und dies von allen Bewerbern, die sich an der Ausschreibung von solchen Arbeiten beteiligen wollen —, die technisch, örtlich und räumlich und unter Umständen überhaupt nicht durchzuführen sind. Es kommt ferner in Frage, ob die Kosten solcher umfangreichen und sorgfältigen Untersuchungen für den Unternehmer bei großer Beteiligung an der Ausschreibung, aber um so geringerer Aussicht auf die Arbeit überhaupt tragbar sind, insbesondere dann, wenn Untersuchungen in großer Anzahl und großen Tiefen und diese an verschiedenen Stellen vorzunehmen sind. Man denke sich nur an der Baustelle ein Bohrgestell neben dem anderen! Auf alle Fälle verlangen solche Untersuchungen eine lange Zeit, auf die bei Bemessung des Ausschreibungstermins seitens der B. gebührend Rücksicht genommen werden muß.

Bei der Betrachtung all dieser Dinge sind in nachstehendem jedoch nur diejenigen Momente betont, die zum Verstehen der V. O. B.-Bestimmungen hinsichtlich der Boden- und Wasserverhältnisse und zum Erfassen eines klaren, unzweideutigen Leistungsverzeichnisses, einer praktischen, sachgemäßen Arbeit und einer angemessenen, wirtschaftlich für beide Teile tragbaren Preisgestaltung im Sinne des V. O. B. unbedingt nötig sind.

## II. Untergrund ohne Wasser.

Die Untersuchung des Untergrundes als Baugrund hat sich auf die Aufeinanderfolge und Lagerung der einzelnen Bodenschichten, auf ihre Mächtigkeit, ihre Tragfähigkeit und ihr Verhalten gegen äußere Einwirkungen, namentlich der Luft und des Wassers zu erstrecken. Gerade die Widerstandsfähigkeit des Bodens gegen Tragfähigkeit ist von der weitaus größten Bedeutung. Ferner hat sich die Untersuchung zu erstrecken z. B. bei Hangbauten auf Lagerung von Ton- und Felschichten (Rutschungs- und Einbruchgefahr), möglicherweise auch auf Quellenbildung (Unterspülungsgefahr) und auf die Gründungsart und -tiefe benachbarter Bauwerke. Liegen über diese Punkte besondere Erfahrungen vor oder hat man es mit einfachen, untrüglichen geologischen Verhältnissen zu tun, so können häufig Bodenuntersuchungen unterbleiben. In allen zweifelhaften Fällen müssen sie aber vorgenommen werden.

Einen Anhalt über die Bodenbeschaffenheit gewähren vielleicht Bauten, Aufgrabungen und Bohrungen, die früher in der Nähe des herzustellenden Bauwerks ausgeführt wurden, vielleicht auch Pläne mit Bohrergebnissen aus der Umgebung.

Am einfachsten und zuverlässigsten untersucht man den Boden, indem man ihn aufgräbt, also bei geringen Tiefen einfach Schürflöcher auswirft. Bei weniger großen Tiefen muß das Schürfloch wegen Einsturzgefahr verbaut werden. Bei größeren Tiefen ist dieses Verfahren zu teuer. Hier sind Bohrungen am Platze.

Meistens wechselt der Untergrund besonders in tieferen Lagen schon auf kurze Entfernungen. Man wird natürlich an denjenigen Stellen die Untersuchungen vorzunehmen haben, die ein unbedingt scharfes Bild über die Untergrundverhältnisse geben, soweit dies natürlich mit dem zur Verfügung stehenden Bohrgerät überhaupt möglich ist.

Besonders sind die Untergrundverhältnisse auf eingelagerte, undurchlässige Schichten zu untersuchen — Ton, Lehm, Fels usw. Dabei sind bei Bauwerken größeren Umfangs und besonders von größerer Längenausdehnung nicht etwa nur an einer oder zwei Stellen Untersuchungen vorzunehmen, sie müssen sich vielmehr auf die ganze Länge erstrecken, und insbesondere da, wo nach der Örtlichkeit und der Bodenformation zu urteilen ein Wechsel der Bodenschichten zu erwarten ist.

Die Bohrungen sind mit äußerster Sorgfalt und nur unter verantwortlicher Aufsicht eines sachkundigen Beamten, der weiß, auf was es ankommt, in schwierigeren Fällen unter Zuziehung eines Geologen auszuführen. Die Art des Bohrgerätes ist dabei von größter Wichtigkeit. Es empfiehlt sich, das Bohrgerät, mit dem gearbeitet worden ist, im Leistungsverzeichnis stets anzugeben, um dadurch darzutun, daß mit dem betreffenden Gerät zur Feststellung der Untergrundverhältnisse das erreicht ist, was nur erreicht werden konnte.

Diese Angabe erscheint deshalb zweckmäßig, weil z. B. mit einem

Ventilbohrer, der in der Gegend des Niederrheins durchweg zur Anwendung kommt, dünne Schichten in ihrer Lagerung im Erdinnern und die Übergänge von einer Schicht zur anderen nicht mit Sicherheit festgestellt werden können, da die einzelnen Schichten beim Bohren durcheinandergestampft werden.

Falls in Fundamenttiefe des Bauwerkes sich tragfähiger Boden in genügender Mächtigkeit (mindestens 4 m) nicht vorfinden sollte, dann sind auch in größeren Tiefen ebenso genaue Untersuchungen vorzunehmen, um hiernach beurteilen zu können, ob und in welcher Tiefe unter dem Fundament tragfähiger Boden angetroffen wird. Wird tragfähiger Boden nicht gefunden, dann ist der Befund der Untersuchungen zur Bestimmung wichtig, ob und welche künstliche Fundierungsart die sicherste und billigste ist.

Auch solche Prüfungen sind für die Kostenermittlung des Bauwerkes unerlässlich.

Die Bodenarten sind geologisch richtig zu bezeichnen. Irreführende volkstümliche Bezeichnungen, wie z. B. Fließ-, Trieb- oder Schwemmsand usw., sind zu vermeiden, wenn es sich nicht um feinen Sand von gleichmäßiger Körnung, gewöhnlich noch mit Tonbeimischungen unter Wasser handelt. Solche Sande sind nur dann gefährlich, wenn sie durch Absenkung des Wassers in Bewegung gesetzt und mit fortgerissen werden. In den so entstehenden Hohlräumen rücken im Augenblick ihrer Entstehung die Körner der nächsten Sandmassen nach, und so pflanzt sich diese Bewegung im Sande sehr schnell über große Strecken mit fort, d. h. es gerät die ganze Sandschicht mit ihrem Wasser in Bewegung. Trotzdem das Wasserfangvermögen solcher Sande recht erheblich ist, geben sie das Wasser schwer ab, besonders wenn sie noch mit tonigen Einlagerungen durchsetzt sind. Fließsande können sich deshalb in ganz unwillkommener lastiger Weise geltend machen, deren Unschädlichmachung sehr oft mit bautechnischen und wirtschaftlichen Schwierigkeiten verbunden ist.

Andererseits können sich in tonigen Bildungen eingelagerte Massen von Kies oder Sand befinden, bei denen man erwarten kann, daß anfangs aus ihnen viel Wasser abfließt, daß aber, nachdem einmal die durchlässigen Einlagerungen sich leergelaufen haben, der Abfluß stark nachläßt.

Ist das Grundwasser gesenkt, dann können solche Sande aber auch wieder vorzüglich stehen oder lagern.

Die Ergebnisse sind am zweckmäßigsten zeichnerisch darzustellen, aber nur für die einzelnen Bohrlöcher. Dagegen sind etwa gleichartige Schichten nicht miteinander durch Striche zu verbinden, weil zwischen den gebohrten Stellen auch andere Bodenarten und in anderen Tiefen vorhanden sein können. Ein solches Bild würde somit der Wirklichkeit nicht entsprechen.

Ganz gründlich soll bei bedeutenderen Bauvorhaben, wie Tunnels für Eisenbahnen usw., in der Untersuchung des Gebirges vorgegangen werden. Hier müssen sich die Untersuchungen erstrecken auf die Art der auftretenden Felsarten, auf die Mächtigkeit und auf den Zusammenhang derselben, auf Schichtung und Vorkommen von Hebungen und Verwerfungen, und schließlich auf Wasserführung. Aber auch hier sind vielleicht Anhalte gegeben durch vorhandene Aufschlüsse, wie Steinbrüche, Mergelgruben, entblößte Ufer von Flüssen, Bächen oder Wegen.

Bohrungen geben wohl in zuverlässiger Weise Aufschluß über Lagerung und Mächtigkeit der einzelnen Gesteinsarten, sie geben aber hier nur einen ungenügenden Anhalt über Geschlossenheit und Festigkeit des Gesteins. Sie können demnach nur zur Ergänzung des in den Aufschlüssen Beobachteten dienen.

Auch das Wasser spielt hier eine ganz bedeutende Rolle. Atmosphärische Niederschläge können durch Klüfte in das Innere des Gebirges eindringen, bis sie auf eine undurchlässige Gebirgsschicht stoßen, über der sie sich ansammeln. Die Untersuchungen haben sich auch hierauf zu erstrecken, dabei ist zu beachten, daß die atmosphärischen Niederschläge in Gebirgsgegenden wesentlich stärker sind als im ebenen Lande.

Ferner muß sich die Untersuchung erstrecken auf Form und Bebauung der Gebirgsoberfläche. Muldenförmige, zerrissene und klüftige Form begünstigt das Eindringen des Wassers, während wieder steile, felsige und nackte Abhänge es erschweren. Schließlich muß auch noch die Beschaffenheit des Gebirges untersucht werden, ob es Wasser aufnimmt (Haftwasser), oder ob es abfließt. Solche Untersuchungen sind für eine völlige Klarheit der unterirdischen Verhältnisse unerlässlich. Sie sind in ganzer Länge und Ausdehnung des Bauwerkes auszuführen, da mit Zunahme der Länge eines Bauwerkes eine größere Anzahl von Boden- oder Gebirgsschichten durchschnitten werden können.

## III. Untergrund mit Wasser.

Auch hier sind gleiche wissenschaftliche Untersuchungen vorzunehmen wie vor.

Neben den geologischen sind aber hydrologische Untersuchungen vorzunehmen. Dabei ist es sehr wichtig festzustellen, in welcher Form das Wasser vorhanden ist, ob als wirkliches Grundwasser, als offenes, stilles oder bewegtes, aber ausschöpfbares oder unausschöpfbares Wasser.

Ist wirkliches Grundwasser vorhanden, dann haben sich die Untersuchungen zu erstrecken auf Lage und Mächtigkeit des Grundwasserträgers, auf etwaige Einlagerungen von Ton u. dgl., auch auf Vorhandensein von Fließsand, auf Höhe und Veränderungen des Grund-



wasserspiegels, auf Verlauf und Eigenart des Grundwassers, ob Strom, Tümpel, ob unter Druck stehendes, sogenanntes artesisches Wasser. Schließlich darauf, in welcher Tiefe der feste Baugrund erreicht wird. Die Höhe des Grundwasserspiegels schwankt dauernd, er ist abhängig von meteorologischen und klimatischen Verhältnissen. Aber auch Untersuchungen auf Beton schädigende Teile des Wassers sind vorzunehmen, Erfordernisse, die durch besondere Sicherheitsmaßnahmen auf die Kosten des Bauwerks Einfluß haben können. Es hat also nicht nur eine geologische und hydrologische, sondern auch eine chemische Untersuchung der Untergrund- und Grundwasserverhältnisse stattzufinden. Ganz besonderes Augenmerk ist den Fließsand-schichten zu widmen, in welcher Mächtigkeit und in welcher Tiefe sie zur Bauwerksfundierung liegen. Das ist gerade für die etwa notwendig werdende Grundwasserabsenkung ungemein wichtig.

Ferner ist festzustellen, ob das normale Grundwasser von einem öffentlichen Gewässer, Strom, Teich, Bach u. dgl. beeinflusst werden kann und in welchem Maße. Dieser Einfluß kann in den Schwankungen des Grundwassers sich nur gering, aber auch in einigen Metern ausdrücken.

Es darf gerade beim Bohren im Grundwasser nicht übersehen werden, daß die einzelnen Bodenarten recht durcheinander geraten können. Auch wird während des Bohrens der Boden vom Wasser ausgewaschen, Lehm, Ton und dergl. lösen sich dabei auf und laufen beim Ausgießen des Bohrers (Ventilbohrer) mit dem Wasser ab, während ausgewaschener Sand und Kies und dergl. zurückbleibt. Solche Bohrerergebnisse sind deshalb mit größter Vorsicht zu beurteilen, weil nur die schweren Bestandteile in ausgewaschenem Zustande zu Tage liegen. Die Feststellung, ob im Sand und Kies Lehm oder Ton vorhanden ist, ist aber wieder für die Grundwasserabsenkungsart außerordentlich wichtig. Um auch sicher in seinen Messungen des Grundwasserstandes zu sein, empfiehlt es sich, diejenigen benachbarter Gewässer oder Brunnen zum Vergleich mit heranzuziehen. Sind Bohrungen tief unter dem Grundwasserspiegel auszuführen, dann empfiehlt es sich, die unterirdische Wasserbewegung während der Bohrarbeit im Brunnen zu beobachten und auffällige Veränderungen zu vermerken.

Es gibt im allgemeinen zweierlei Absenkungsarten von Grundwasser: 1. bei geringer Grundwasserhöhe durch Zuführen des Wassers in offener Baugrube mittels Sickergruben, Drainage usw. zu einem Pumpensumpf und Auspumpen des Wassers aus diesem und 2. bei größerer Grundwasserhöhe durch Niedertreiben von Filterbrunnen bis in die wasserführende Schicht und Absaugen des Wassers.

Die Wasserhaltung kann also sein:

#### a) offene Wasserhaltung.

Die Erdarbeiten werden dabei bis zum Grundwasser gefordert, das Wasser wird dann mittels mit Kies, Schlacke oder ähnlichem Material ausgefüllter Sickergräben oder mittels Drainageleitungen, in ausreichendem Gefälle verlegt, einem außerhalb des Bauwerks herzustellenden Pumpensumpf zugeführt, der an der jeweils tiefsten Stelle der Baugrube und zwar so tief anzulegen ist, daß das Wasser schnell und leicht zufließen kann. Der Wasserspiegel im Pumpensumpf ist so tief zu halten, daß die Baugrubensohle in voller Ausdehnung nach ihm entwässern kann. Die Stöße der Drainageröhren werden zweckmäßig durch Stricke aus Wiesenheu oder ähnlichem umlegt, bevor sie mit sandfreiem Kies oder Schlacke umlagert werden, um dem Eindringen von Sand vorzubeugen. U. U. empfiehlt es sich zur dauernden Freihaltung von Sand geteerte Stricke oder Taue beim Verlegen der einzelnen Rohre gleich mit durchzuziehen, um etwa eingedrunnenen Sand aufzuführen und so besser zum Durchfluß zu bringen. Deshalb ist auch genügende Weite der Drainageröhre unerlässlich. Je nach der abzusenkenden Wassermenge können auch zwei Drainageleitungen erforderlich werden. Man erzielt durch solche Maßnahmen den großen Vorteil, daß die Pumpen lange an ihrer Stelle arbeiten können, Neuerstellungen von weiteren Pumpensümpfen, Ab- und Aufmontieren des Pumpenaggregates wird weniger notwendig.

Der Pumpensumpf muß auch groß genug sein, damit er als Ausgleich zwischen dem Wasserzufluß und der Wasserförderung durch die Pumpen dienen kann. Die Sohle des Pumpensumpfes muß reichlich tief sein, mindestens 1,50 m unter Zufluß, so daß er auch bei einer nicht zu vermeidenden Versandung noch betriebsfähig bleibt. Zu fordern ist, ihn in Spundwände zu fassen, damit ein Absaugen von Sand usw. aus der näheren Umgebung möglichst vermieden wird.

Drainage als Zuleitung zum Pumpensumpf kann nur da angewandt werden, wo durch Mitabziehen von Sand Unterhöhungen und dergleichen weniger zu befürchten sind. Durch das Abpumpen des Wassers wird im normalen Grundwasserspiegel ein Spiegelgefälle erzeugt, das ein Zufluß von Sand aus der näheren und weiteren Umgebung der Baustelle, je nach dem Grade der Durchlässigkeit des Untergrundes zu Folge hat, es entsteht Fließsand, dadurch können ungleichmäßige Setzungen, Rißbildungen von Gebäuden u. dgl. Beschädigungen hervorgerufen werden. U. U. müssen Spundwände geschlagen werden, eine Sicherungsmaßnahme, die diese Art der Wasser-senkung aber wieder verteuert und deshalb der Filtersenkung den Vorzug geben kann.

Aber auch durch Rammen von Spundwänden können Rißbildungen hervorgerufen werden. Auch durch ungenügendes Absteifen der Baugrube, die bei Wasserabsenkung ein Senken des Bodens erwarten läßt, können Risse an Gebäuden entstehen. Gehörige und

sachgemäße Versteifung der Baugrube ist deshalb erst recht bei Wasserabsenkung ein Gebot der unbedingten Notwendigkeit, damit ein Nachgeben des Bodens nicht möglich ist, u. U. empfiehlt es sich, den Verbau in der Baugrube zu belassen. Auch erscheint es in solchen Fällen ratsam, mit schnellbindendem oder hochwertigem Zement zu arbeiten, damit nicht Wasserbewegungen infolge nicht restloser Beseitigung des Wassers, Zement- und Betonschädigungen, für das zu errichtende Bauwerk verursachen können.

Um vor solchen unangenehmen Überraschungen, die zu berechtigten Ersatzansprüchen der Geschädigten führen können, gesichert zu sein, muß die Bodenschichtung und die Körnung des Grundwasserträgers ganz gründlich untersucht werden. Ist ein solches gefahr-drohendes Absaugen von Sand usw. zu befürchten, dann empfiehlt sich Grundwasserabsenkung durch Filterbrunnen, siehe unter b.

Für die Bestimmung der Größe der Pumpen sind die zu bewältigenden Wassermengen und deren Förderhöhe maßgebend. Oft ist mit starkem Wechsel der Wassermengen, je nach Jahreszeit und den Niederschlägen zu rechnen. Es ist deshalb zu prüfen, in welcher Weise die größte Pumpenleistung zweckmäßig bewältigt wird. Man wird gut tun, in solchen Fällen die Höchstleistung auf mehrere gleiche oder noch besser auf verschiedenen groß bemessene Pumpenaggregate aufzuteilen. Es arbeitet dann jeweils dasjenige Aggregat, mit dem die Arbeiten am wirtschaftlichsten geleistet werden können.

Als Antriebsmaschinen für die Pumpen kommen Kraftmaschinen zur Anwendung, von denen der Elektromotor bei Anpassung der Stromart und Spannung an das vorhandene Elektrizitätswerk die einfachste, bequemste und billigste Kraft, die leicht zu bedienen und stets betriebsbereit und -sicher ist. Dasselbe trifft auch sinngemäß für Ölmotore zu (Dieselmotor).

Der Benzinmotor hat neben guter Leistungsfähigkeit auch den Vorzug der steten Arbeitsbereitschaft, leichte Handhabung und bequeme Beschaffung der Betriebsstoffe.

Dampfmaschinen lassen sich auf Tourenzahl und Scheibenabmessungen ganz den Antriebsverhältnissen von Kreiselpumpen billig und sich hinsichtlich wechselnder Belastung und Überlastung leicht den jeweiligen Betriebsverhältnissen von selbst anpassen. Dabei kann jedes Brennmaterial verwandt werden, man ist also nicht an bestimmte Brennstoffe und an einen bestimmten Transport gebunden.

Dampfmaschinen verdienen vielfach den Vorzug, weil der Dampf zum Ansaugen der Pumpen gebraucht werden kann.

Bei direktem Antrieb von Pumpe und Maschine darf nicht aus dem Auge gelassen werden, daß Störungen an der einen oder anderen den ganzen Betrieb stilllegen können.

Für die Preisermittlung sind auch solche Erwägungen und darauf gestützte Wirtschaftlichkeitsberechnungen unerlässlich.

Die Frage über die Anzahl der Pumpen, ob eine größere Anzahl kleinerer Pumpen oder umgekehrt, ob mit der Kraftmaschine mittelbar oder unmittelbar angetrieben, ist eine wirtschaftliche, man wird aus wirtschaftlichen Gründen gewöhnlich zu dem ersteren greifen müssen.

Auch spielt für die Wirtschaftlichkeit des Betriebes, für die Preisgestaltung die Stellung einer Reserve, die Gleichmäßigkeit des ganzen Betriebes, die Übersichtlichkeit und andere Dinge mehr eine große Rolle. Man wird praktisch und wirtschaftlich gut tun, Pumpe und Maschine so zu wählen, daß eine doppelte Leistungsfähigkeit erreicht werden kann.

Wohl ist bei einem zu großen Betriebsaggregat, also bei geringeren Wassermengen, als das Aggregat bis zur vollen Leistungsfähigkeit zu bewältigen imstande ist, mit einer gewissen Unwirtschaftlichkeit zu rechnen, sie kommt aber überraschenden und veränderten Verhältnissen am besten nach, wenn es sich nicht um ganz erheblich geringere Wassermengen handelt, wie das Aggregat fordert. In diesem Falle ist natürlich die Verwendung kleinerer Aggregate das richtigere. Gerade bei längerem Betriebe fallen derartige unwirtschaftliche Leistungen sehr ins Gewicht, zumal die Bedienungskosten bei großem und kleinem Betrieb keinen nennenswerten Unterschied aufweisen.

Die Pumpen und Maschinenanlagen sind demnach so zu bemessen, daß sie einerseits großen Leistungen gewachsen sind, andererseits aber auch wieder so unterteilt werden können, daß sie auch bei erheblich geringeren Leistungen sicher und wirtschaftlich arbeiten.

Wenn die Baugrube genügend breit ist, mindestens 1,80 m, die Menge entsprechend groß ist, dann kann es sich aus die Arbeiten fördernden und wirtschaftlichen Gründen empfehlen, den Wasserboden mittels Greifer herauszuholen und das Wasser stufenweise nach dem Pumpensumpf immer wieder abzuführen. Arbeiten im Wasser und sonstige Erschwernisse werden dadurch bis zu einem Mindestmaß herabgedrückt, in kälteren Jahreszeiten auch Erkältungserscheinungen der Arbeiter, die sonst dauernd im Wasser zu arbeiten haben, möglichst vermieden.

#### b) Grundwasserabsenkung mittels Filterbrunnen.

Das Wasser tritt hier nicht offen zutage, es wird unterirdisch nach Tiefbrunnen (Filterbrunnen) abgezogen und durch eine an den Köpfen der Filter angebrachte Saugleitung abgepumpt. Diese Filterbrunnen müssen natürlich bis in die wasserführende Schicht hinabgetrieben werden. Der Erdaushub für die Herstellung des Bauwerkes und die Ausführung des Bauwerkes selbst vollziehen sich dabei ganz im Trockenen.



Diese Art Senkung des Grundwassers ist deshalb auch die empfehlenswerteste, sowohl für kleinere, wie auch für mittlere und größere Bauwerke. Sie ist bei seinen Vorzügen die in letzter Zeit allgemein übliche Absenkungsart geworden, umso mehr als Beschädigungen von Häusern u. dgl. nicht oder weniger zu verwerthen sind. Die Absenkung ist bei gleichem Durchmesser der Brunnen und bei gleichen geförderten Wassermengen um so größer, je schwerer durchlässig und um so geringer, je leichter durchlässig der Wasserträger ist. Während in grobem Kies nur durch starke Wassorentnahme eine merkliche Absenkung zu erreichen ist, genügt bei feinkörnigem Wasserträger schon eine geringe Wassarentnahme für eine Absenkung u. U. von Metern.

Die Absenkung macht sich nicht nur an der Entnahmestelle bemerkbar, sondern auch in weiterem Umkreis, sie gleicht gewissermaßen einem Kegel, dessen Auswirkung auch wieder von dem Grade der Durchlässigkeit des Wasserträgers abhängig ist.

Je feiner die Sande des Untergrundes, desto größer wird auch der Unterschied im abgesenkten Wasserspiegel sein, da die Wassermenge im umgekehrten Verhältnis zur Durchlässigkeit des Grundwasserträgers steht.

Wie die Abb. 1 zeigt, ist die Absenkung an der Entnahmestelle und in allernächster Nähe am größten und geht dann allmählich nach

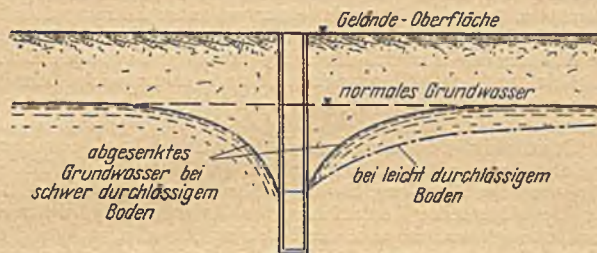


Abb. 1.

den Rändern hin in den unveränderten Grundwasserspiegel über. Bei leicht durchlässigem Grundwasserträger senkt sich das Wasser besser und schneller als bei weniger durchlässigen Boden.

Durch die Kegelbildung mittels Filterbrunnen paßt sich diese Art der Absenkung langgestreckten Baugruben, z. B. Kanalbauten, weniger gut an als die Drainageleitung bei offener Wasserhaltung. Die Brunnen haben aber andererseits wieder den großen Vorteil, daß sie leicht an jeder Stelle und in größeren Tiefen eingesetzt werden können, so daß sich die Senkungskegel berühren und so die Baugrube vollkommen wasserfrei wird.

Je nach Umfang, Ausdehnung und Grundrißform des herzustellenden Bauwerkes bzw. der Baugrube, kann die Absenkung mittels Einzelbrunnen oder einer ganzen Brunnengalerie erfolgen, bei langgestreckten Baugruben reicht eine seitlich angelegte Brunnenreihe im allgemeinen aus.

Bei der Absenkung mittels Filter lassen sich für etwa zu erwartende Veränderungen in den gegebenen Verhältnissen weitere Filterbrunnen und Pumpensätze durch Zwischenschaltung von Schiebern leicht ein- und ausschalten.

Die Anwendung, Zahl und Durchmesser der Filterbrunnen ist jedoch von der Beschaffenheit des Grundwasserträgers, besonders von seiner Durchlässigkeit abhängig, feine mit Ton durchsetzte Sande — Fließsand — halten das Wasser fest wie ein Schwamm, so daß dem Filtern auch infolge ihrer feinen Gewebe, die bei Fließsand erst recht nötig sind, nicht genügend Wasser zugeführt wird.

Bei solchen Bodenverhältnissen wird man also vorteilhaft eine größere Anzahl kleinerer Brunnen in geringen Entfernungen anordnen, dabei wird man sie aber nicht tiefer treiben, als es für die gewünschte Absenkungstiefe nötig ist, auch wenn die Filter in feinerem Grundwasserträger stehen und in größeren Tiefen durchlässigerer Boden zu finden ist.

In vielen Fällen sind aber auch bei solchen Bodenverhältnissen Filter unwirksam, weil es längere Zeit dauern kann, bis eine nennenswerte Absenkung bemerkbar wird. Der vollgesättigte Sand läßt das Wasser aus den oberen Schichten erst dann durch, wenn er in den unteren bis zu einem gewissen Grade entwässert ist. Die Folge davon ist, daß bei dem geringen Zufluß die Pumpen dauernd abschlagen und längere Störungen, die sich natürlich auch wirtschaftlich nachteilig auswirken, nicht zu vermeiden sind.

Es wird dann nötig sein, die Baugrube mittels hölzerner oder besser eiserner Spundwände abzuschließen und das Wasser durch offene Wasserhaltung zu entfernen. Eine solche Wasserhaltung war z. B. beim Bau eines gemauerten Entwässerungskanals im Torfbruch am Fuße des an dem südwestlichen Stadtteils von Düsseldorf-Gerresheim sich hinziehenden Höhenrückens nötig geworden. Beim Bau dieses Kanals mußte fast auf der ganzen Länge von etwa 1000 m das Grundwasser um 3 bis 4 m gesenkt werden. Die Senkung war anfangs

mittels Filter versuchsweise vorgesehen. Diese Art mußte aber wieder verlassen werden, weil durch das Verhalten des mit dünnen, eisenhaltigen, tonigen Sanden durchsetzten Grundwasserträgers den Filtern, trotz des hoch anstehenden Grundwassers und trotz der geringen Entfernung der einzelnen Filter (4 m) kein Wasser zufloß. Nur durch Abschluß der Baugrube durch eiserne Spundwände — hölzerne führten nicht zum Ziel, weil sie durch Prellschlag infolge ihrer Dicke immer wieder hochgingen — konnte man das Grundwasser und die Triebandschichten mit Erfolg bewältigen. Die Mehrkosten, die durch die veränderte Bauausführung entstanden, wurden billigerweise und reibungslos dem U. vergütet. Dadurch erhöhen sich die Gesamtkosten des Baues um etwa 50%, ein Mehraufwand, der nun mal für die glückliche Durchführung des Baues nicht zu vermeiden war; in gleichen oder ähnlichen Fällen auch niemals zu vermeiden sein wird.

Auch eine Filterschicht aus groben Kies, Schlacke oder dergleichen um den Filterbrunnen wäre zwecklos gewesen, weil der Sand infolge seines Eisengehaltes und seiner tonischen Durchsetzung das Wasser vollständig festhielt. Von Vorteil kann vielleicht nur dann eine solche Filterschicht sein, wenn es sich um dünne, aber reine Sande handelt.

Wenn eine Absenkung durch Filterbrunnen möglich ist, dann empfiehlt es sich, wie schon darauf hingewiesen, auch aus wirtschaftlichen Gründen lieber eine größere Anzahl Brunnen kleineren Durchmessers zu nehmen als eine kleinere Anzahl größerer Durchmesser, weil die erstere Art eine gleichmäßigere Absenkung in allen Teilen der Baugrube erwarten läßt. Mit Filterbrunnen 150 mm Durchmesser in Entfernungen von 8 bis 10 m, Saugleitung 200 mm wird man im allgemeinen auskommen. Bei feineren Bodenarten, also bei weniger durchlässigen Boden, können im allgemeinen die Filter in geringeren Entfernungen gesetzt, auch kann das Pumpenaggregat in geringerem Ausmaß bestimmt werden. Dagegen muß bei gröberen Bodenarten, also bei mehr durchlässigem Boden, bei denen es sich um die Förderung großer Wassermengen handelt, die Absenkungsanlage groß genug gewählt werden, weil hier das Wasser schnell ausfließt, der Wasserspiegel sich schnell senkt und sich ebenso schnell wieder bei Einstellen des Abpumpens erhebt. Jedenfalls empfiehlt es sich, in der Grenze der Leistungsfähigkeit der Absenkungsanlage nicht so zaghaft zu sein, sondern die Anlage reichlich groß zu nehmen, besonders dann, wenn es sich um große Schwankungen im Grundwasserstrom handelt. Man hat es durch Drosselung der Pumpen und durch Verringerung der Tourenzahl der Maschine immer in der Hand, die Leistung der Pumpe je nach dem Zufluß einzurichten. Sind nennenswerte Schwankungen nicht vorhanden, dann wird man natürlich die Leistungsfähigkeit möglichst den abzusenkenden Wassermengen anzupassen haben.

Ist das Wasser einmal abgesenkt, also ein gewisser starrer Zustand im Senkungskegel erreicht, dann bleibt die zu bewältigende Wassermenge gleich groß.

Dampfmaschinen, die vielfach wegen Mangel an Strom verwandt werden, kann man durch den Regulator auf bestimmte Tourenzahl einstellen, bei elektrischem Betrieb lassen sich nur Gleichstrommotoren regeln, während man bei Benzinmotoren eine Regelung der Tourenzahl wieder besser in der Hand hat. Auf bauliche und betriebstechnische Einrichtung einer solchen Anlage soll hier nicht näher eingegangen werden.

Handelt es sich bei Verwendung von Kreiselpumpen um größere Absenkungstiefen (mehr als 6 m), dann muß zu einer gestaffelten Absenkungsanlage geschritten werden, wenn nicht Mammut- oder Tiefpumpen verwandt werden sollen, die unabhängig von einer bestimmten Saughöhe sind. Da die Brunnen aber sehr tief gebohrt werden müssen, werden sie aus wirtschaftlichen Gründen nur da verwandt werden können, wo es sich um große Absenkungstiefen — schon bis zu 15 m — handelt. Die Wirtschaftlichkeit ist in solchen Fällen stets zu prüfen, um so mehr, als die Wasserpumpen nur mit einer wirklichen Nutzleistung von etwa 25% arbeiten, und schon deshalb an sich unwirtschaftlich sind.

Auch wenn, wie schon gesagt, starke Schwankungen des Grundwassers zu erwarten sind, oder wenn ein Bauwerk, das eine längere Bauzeit verlangt und in der Nähe eines großen Wasserlaufes herzustellen ist, dessen Wasserführung vielleicht infolge plötzlichen Hochwassers das Grundwasser ansteigen lassen kann, dann sind nur gestaffelte Anlagen am Platze, von verschiedenen tief angeordneten Brunnengalerien. Bei gestaffelten Absenkungsanlagen wird man mit der oberen Brunnengalerie das Wasser absenken, um dann über dem gesenkten Wasserstand die tiefere nach innen anzulegen, siehe Abb. 2.

Die Entfernung a richtet sich nach dem Böschungsverhältnis und nach der Absenkungstiefe, die nötig ist, um das Grundwasser restlos zu fassen.

Bei der Ausschachtung wird so vorgegangen, daß bis zur oberen Staffel ausgeschachtet, um dann über den gesenkten Wasserstand die untere Staffel anzulegen.

Bei abgesteiften Baugruben können die Staffeln dicht nebeneinanderliegen.

(Fortsetzung folgt.)



## BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Versuche mit freiaufliegenden rechteckigen Platten unter Einzelkraftbelastung. Von Dr. phil. M. Bergsträsser. Heft 302 der Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens, herausgegeben vom Verein deutscher Ingenieure. Berlin 1928. V.D.I.-Verlag.

Die Arbeit stellt eine glückliche Verbindung theoretischer Überlegung und versuchstechnischer Forschung dar, die alle die Arbeiten auszeichnet, die in der weitbekannten Sammlung aufgenommen sind. Sie stellt eine Fortsetzung der Arbeiten dar, die A. Nádai über die elastischen Platten veröffentlicht hat. Während die Biegungstheorie der Platte bereits mehrfach durch den Versuch geprüft worden ist, hat sich der Verfasser als Aufgabe gestellt, nachzuweisen, in welchem Umfange die der Rechnung zugrunde liegenden Randbedingungen durch den Versuch bestätigt werden. Behandelt wird die freiaufliegende rechteckige Platte unter der Wirkung einer Einzellast. Als Material ist Glas zur Verwendung gekommen. Die Versuche sind in dem Institut für angewandte Mechanik der Universität Göttingen durchgeführt worden. Der Verfasser ermittelt zunächst die elastischen Flächen und die Schichtenpläne der Biegungs- und Drillungsmomente eines durch eine Einzelkraft belasteten Plattenstreifens und entwickelt daraus durch Superposition die Ergebnisse für die rechteckige freiaufliegende Platte. Die analytische Entwicklung wird für verschiedene Stellungen der Einzelkraft zum Rande numerisch ausgewertet. Hieran schließt sich eine eingehende Beschreibung der Versuchsanordnung und des für den Vergleich von Rechnung und Messung notwendigen Elastizitäts- und Gleitmoduls. Die Biegungsversuche sind mit rechteckigen Platten im Seitenverhältnis  $b:a = 1, 2, 3, 4$  durchgeführt. Die Abweichungen von der berechneten elastischen Fläche werden um so größer, je mehr sich das Seitenverhältnis dem Quadrat nähert und damit die Plattenecken angehoben werden. Für die quadratische Platte und Einzelkraftbelastung in der Mitte sind dann die Eckkräfte ermittelt worden, die das Abheben verhindern. Der Vergleich zwischen gerechneten und gemessenen Ordinaten der Biegefläche liefert ein befriedigendes Ergebnis. Der Verfasser hat sich durch seine Arbeit ein Verdienst erworben. Sie zeigt den Weg, den auch der Eisenbetonbau zu gehen hat, um den Nachweis zu erbringen, daß die Plattentheorie Kirchhoffs auch für die inhomogene Eisenbetonplatte geeigneter Bewehrung in einem begrenzten Spannungsbereich angewendet werden kann. Die Arbeit wird allen an der Entwicklung der technischen Mechanik und des Versuchswesens interessierten Fachkollegen aufs beste zum Studium empfohlen. Beyer.

Jahrbuch der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen 1927. Mit 21 Abb., 1 Bildnis und 5 Tafeln. VDI-Verlag 1928.

Für den Bauingenieur ist das Erscheinen des Jahrbuches der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen immer ein Ereignis, findet er doch hier nicht nur Mitteilungen über die Entwicklung der Gesellschaft, sondern vor allem eine Reihe hervorragender Aufsätze, die, von ersten Fachleuten abgefaßt, die Fortschritte dieses oder jenes Fachgebietes in der letzten Zeit behandeln, daneben aber über im Jahre 1926 bis Oktober 1927 vollendete oder wesentlich geförderte deutsche Ingenieurbauten in übersichtlicher Form und kurzen bezeichnenden Darlegungen berichten.

Eingeleitet wird das Jahrbuch durch das Bild des am 30. XI. 1926 dahingegangenen Direktors Dipl.-Ing. Ernst Dyckerhoff, eines ehemaligen Vorstandsmitgliedes der D. G. f. B. Alle Fachgenossen werden dies mit besonderer Genugtuung begrüßen in lebendiger Erinnerung an den wertvollen Menschen und hochbegabten Ingenieur, der für unser Fach und seine Entwicklung viel zu zeitig abberufen wurde.

An wissenschaftlichen Aufsätzen enthält das Jahrbuch die folgenden:

1. Bauliche und betriebliche Neuerungen im Eisenbahnwesen, von Prof. Dr. Carl Pirath, Stuttgart. Hier werden behandelt: Die Grundlagen für die technische Entwicklung der Eisenbahnen, u. a. die Längenentwicklung der vollspurigen Haupt- und Nebenbahnen Deutschlands, das Fortschreiten des Personen- und Güterverkehrs, weiterhin bauliche Neuerungen, neue Methoden der Bahnunterhaltung und des Gleisbaues, betriebliche und betriebswirtschaftliche Neuerungen, hier u. a. die Beschleunigung des Wagenumlaufs im Güterverkehr, Verschiebebahnhöfe und große Rangieranlagen usw., Klarlegung des betrieblichen Aufwandes auf Grund der Methoden der wissenschaftlichen Betriebsführung und Ermittlung der Selbstkosten der Betriebsarbeit und Betriebsarbeitsübersicht.

2. Der deutsche Eisenbau, von Direktor Richard Hammacher, Berlin. Hier spricht der Verfasser zunächst über den Eisenbau vor und nach dem Kriege, über des ersteren Stellung am Weltmarkt, über die Leistungen Deutschlands im Verhältnis zu den Vereinigten Staaten von Nordamerika, über Materiallieferung, Btöarbeit, Baustelle, Ausbildung des Nachwuchses, Werkstättenbetrieb (in Deutschland und im Vergleiche hierzu in Amerika), über Baustellenarbeit (Richten, Anstreichen usw.), ferner über das hochwichtige Gebiet der Preisbildung, über Gegner des Eisenbaus und neu zu erschließende Arbeitsgebiete.

3. Die Fortschritte in der Vermessungskunde in den letzten zwei Jahrzehnten, von Prof. Dr. P. Werkmeister, Dresden. Die Abhandlung bespricht a) die Fortschritte im Bau von Instrumenten für Streckenmessung, für Winkelabsteckung und -messung, für Höhenmessungen, für tachymetrische Messungen der verschiedensten Art, einschließlich der Phototachymetrie, die Auswertungsinstrumente usw., ferner mechanische Rechnungshilfsmittel und b) die Fortschritte bei den Messungsverfahren bei der horizontalen Festlegung, bei der Höhenmessung, bei den tachymetrischen Messungen und bei Geländeaufnahmen.

4. Beitrag zur Frage der Berücksichtigung des Windes im Bauwesen, Bericht des hierfür von der D. G. f. B. eingesetzten Ausschusses. Hier werden besprochen: Modellversuche und ihre Ergebnisse, Beobachtung in der Praxis, die künftige Auswertung der Versuchs- und Beobachtungsergebnisse zur Umgestaltung der bisherigen amtlichen Bestimmungen. Dieser letzte Teil ist von besonderer Bedeutung, wird doch in ihm ein entsprechender neuer Entwurf mitgeteilt und ausführlich kritisch gewürdigt, der in z. T. recht erheblicher Art von den jetzt eingeführten Bestimmungen und Winddruckgroßen Abweichungen aufweist. Der ganze hochwichtige Fragenkomplex bedarf z. Z. noch einer weiteren Klärung durch Versuche und Beobachtungsauswertung. Feststeht aber bereits heute, daß eine Abänderung der amtlichen Bestimmungen vom 24. XII. 1919 im Hinblick auf die Windwirkung, und zwar nicht nur seine Druck-, sondern seine bisher nicht einbezogene Saugwirkung notwendig ist.

5. Statistik des deutschen Landstraßenbaus 1925 bis 1927, Bericht des betr. Ausschusses der D. G. f. B., mit einer Einleitung von Geheimrat Prof. Dr.-Ing. Brix, Berlin. Zur Besprechung kommt zunächst die allgemeine Versuchsstrecke Braunschweig, weitere Versuchs- und Übungsstraßen, u. a. der Nürburgring u. a. m. An die Einleitung schließt sich eine ausführliche Statistik (65 Seiten) an, die sich auf das ganze Reich bezieht und Auskunft gibt über Bau und Verwaltung der Straßen, ihre Verbindung, Bauzeit, Verkehrsleistung, Länge, Breite, Steigungs- und Krümmungszahlen, Kreuzungen, und endlich die Fahrbahndecke einschließlich des Baustoffverbrauches.

Das Verzeichnis der vollendeten bzw. wesentlich geförderten großen deutschen Ingenieurbauten enthält Angaben zunächst:

- über Brücken in Beton und Mauerwerk, in Eisenbeton, Holz, Eisen. Hierbei sind, soweit notwendig, die einzelnen Systemarten und die Straßen- und Eisenbahnbrücken getrennt behandelt.
  - Ingenieurhochbauten in Eisenbeton (Kuppeln, Hallen, Industriebauten, Behälter) in Holz, in Eisen (Hallen- und Industriebauten, reine Fachbauten, Förderanlagen),
  - Städtischen Tiefbau, Wasserversorgung, Abwasserbeseitigung, Badeanstalten, Holzrohrleitungen.
  - Land- und Luftverkehrsanlagen. — Eisenbahnen: Bahnhöfe, Drahtseilbahnen, Untergrundbahnen, Tunnel, Flughäfen.
  - Wasserbauten, Hafenanlagen, Schleusen, Kanäle, Flußregulierungen, Wasserkraftanlagen (Stauufen, Talsperren, Wehre).
- Den Schluß des Jahrbuches bildet eine sehr beachtliche Zusammenstellung neuerer Geräte im Baubetriebe und Wünsche der Praxis für deren Weiterentwicklung, von Prof. Dr. Garbotz, Berlin. Die Ausführungen beziehen sich auf Aufbereitungsmaschinen, Bagger und Absetzer, Druckluftgeräte, Rammen u. dgl., Hebezeuge, Kraftmaschinen, Drehscheiben, Pumpen, Rollmaterial, Tiefbohrgeräte und Werkzeugmaschinen.

Schon dieser, ausführlicher als sonst üblich, wiedergegebene Inhalt des Jahrbuches d. D. G. f. B. läßt erkennen, wie auch der neu erschienene Band hochbedeutsame Fragen der Bauingenieurwissenschaft und ihrer nicht minder wertvollen Grenzgebiete behandelt und sich hierdurch seinen Vorgängern würdig anreicht. Seine klaren und durch beigefugte Abbildungen und Tafeln noch nähergebrachten Darlegungen werden sowohl dem Bauingenieur in der Praxis in reichem Maße Anregungen und Belehrung bieten, als auch dem jungen, noch in der Ausbildung befindlichen Kollegen ein wertvolles Rüstzeug für sein Studium und dessen Vertiefung gewähren. In diesem Sinne kann dem neuen Bande des Jahrbuches die allgemeinste Verbreitung in allen Fachkreisen gewünscht und das Werk allseitig bestens empfohlen werden. Dr. M. Foerster

Beitrag zur Berechnung statisch unbestimmter Fachwerke. Von Dr. H. Heimann. Berlin 1928. Verlag von Julius Springer.

Der Verfasser stellt sich in der vorliegenden Arbeit die Aufgabe, einen Weg für die Berechnung statisch unbestimmter Fachwerke anzugeben, ohne die für die Aufstellung der Elastizitätsgleichungen notwendigen Querschnitte der Fachwerkstäbe zu kennen. Dies gelingt dem Verfasser, wenn allein zwei verschiedene beliebige äußere Belastungen angenommen werden. Die Stabkräfte der überzähligen Stäbe entsprechen dann einem vorgeschriebenen Spannungszustand des Fachwerks. Der Ansatz beruht auf der Gültigkeit des Superpositionsgesetzes und auf der Eindeutigkeit der Lösung der vorliegenden Aufgabe bei gegebener Belastung und den das elastische Verhalten der Stäbe beschreibenden Werten  $\rho = s : EF$ . Er gibt die Möglichkeit



die tatsächliche Spannungsverteilung im Fachwerk bei gegebener Belastung nach besonderen Gesichtspunkten vorzuschreiben. Die Arbeit bedeutet eine bemerkenswerte Erweiterung unserer Erkenntnis über die Theorie des Fachwerks. Sie verdient von allen den Fachgenossen gelesen zu werden, die für die Entwicklung der Baustatik Interesse besitzen. Beyer.

Zeichnerische Berechnung von durchlaufenden Trägern mit gerader, gebrochener oder gekrümmter Mittellinie auf Rahmenstützen. Von Bela Enyedi, Dr.-Ing. an der polytechnischen Schule in Budapest, übersetzt in das Französische von Gabriel Hoffner, Dipl.-Ing. an derselben Schule. 152 S. mit 43 Zeichn., 4 Taf. mit Zeichn. und 7 Zahlentaf. Verlag Le constructeur de ciment armé, Paris 1928.

Das Buch behandelt auf der Grundlage der Ritter'schen Berechnung des durchlaufenden Balkens die zeichnerische Berechnung von durchlaufenden Trägern mit gerader, gebrochener oder gekrümmter Mittellinie mit starr oder gelenkig verbundenen Stützen unter ständiger Belastung eines Feldes oder einer Stütze, zunächst allgemein unter Annahme wechselnder Querschnitte und Trägheitsmomente, dann besonders den wagrechten Träger mit beiden Stützenarten, den Träger mit gebrochener Mittellinie aber geraden Feldstücken, den Träger teils mit geraden, teils mit gebrochenen oder gekrümmten Feldstücken und beiden Stützenarten. Drei kurze Abschnitte behandeln den Einfluß von Verkehrslast und von Temperaturänderungen und die Ermittlung der Formänderungen. Vier ausführliche Zahlenbeispiele praktischer Fälle, die vielen klaren Zeichnungen und die klaren Erläuterungen erleichtern sehr das Verständnis. Benutzer, die mit den Verfahren der graphischen Statik vertraut sind und die ausführlichen deutschen Veröffentlichungen auf diesem Gebiete nicht verwenden können, werden in dem Buche eine wertvolle Hilfe finden. Oberbaurat Neminar, Dresden.

Annual report of the director, united states coast and geodetic survey. Washington.

Der vorliegende, an das Secretary of commerce gerichtete Jahresbericht des Direktors der jetzt über 110 Jahre bestehenden Coast and geodetic Survey bezieht sich auf das Jahr 1926; er enthält Mitteilungen mit Übersichtskarten über den Stand und die Fortschritte der von der Coast and geodetic Survey ausgeführten und die von ihr in Aussicht genommenen Arbeiten. Die Mitteilungen erstrecken sich sowohl auf die Tätigkeit des Hauptamtes in Washington als auch diejenige der im Felde arbeitenden Abteilungen. Besonders betont wird die Notwendigkeit der Herstellung einer besonderen, den Bedürfnissen der Luftschiffahrt entsprechenden Luftkarte.

P. Werkmeister.

Höhere Mathematik für Mathematiker, Physiker und Ingenieure. Von Dr. Rudolf Rothe, O. Professor an der Technischen Hochschule Berlin. Zweite Auflage. B. G. Teubner, Leipzig und Berlin 1927. 186 Seiten mit 155 Figuren. Preis kartoniert RM 5,—

Von dem auf drei Teile berechneten, aus den einführenden akademischen Vorlesungen des Verfassers hervorgegangenen Werke liegt der erste Teil — mit dem Untertitel Differentialrechnung und Grundformeln der Integralrechnung nebst Anwendungen — in zweiter Auflage vor. Das Buch ist ein kurz gehaltener Leitfaden mit zahlreichen Beispielen und Übungen. Besonderer Wert ist auf die Anwendungen des behandelten Stoffes auf die Aufgaben des Physikers und des Ingenieurs gelegt.

Ein einleitender Abschnitt enthält die Grundbegriffe der Analysis; besonders beachtenswert ist dabei das über Grenzwerte von Veränderlichen und Funktionen Gesagte. In den weiteren Abschnitten werden die Hauptsätze der Differentialrechnung, die Grundformeln der Integralrechnung, Funktionen von zwei und mehr Veränderlichen, die Differentialgeometrie ebener Kurven sowie komplexe Zahlen, Veränderliche und Funktionen behandelt.

Mit Rücksicht auf die zahlreichen Hinweise auf die praktische Verwendung der mathematischen Verfahren wird das Buch auch dem in der Praxis stehenden Ingenieur im Bedarfsfalle von Nutzen sein.

P. Werkmeister.

Festigkeitslehre für Ingenieure. Von Dipl.-Ing. H. Winkel †, Studienrat an der Beuthschule. Nach dem Tode des Verfassers bearbeitet und ergänzt von Dr.-Ing. K. Lachmann. Berlin 1927. Verlag von Julius Springer. Geb. RM 26.—

Das Buch umfaßt denjenigen Teil der Festigkeitslehre, dessen Probleme ohne wesentliche Heranziehung der mathematischen Elastizitätstheorie behandelt werden und die sich auf einfache Differentialgleichungen zurückführen lassen. Die Einteilung des Werkes folgt den verschiedenen Arten der Festigkeit, die in der Praxis des Ingenieur- und Maschinenbauwesens die Sicherheit eines Bauteils gegen Bruch beschreiben. Demzufolge werden der Reihenfolge nach die Festigkeit bei Zug, Druck, Biegung, Drehung, Schub und Knickung behandelt. Hierauf folgen Abschnitte über zusammengesetzte Festigkeit, statisch unbestimmte Träger und eine ausführliche Darlegung der für die Untersuchung stark gekrümmter Stäbe und Federn anzuwendenden Methoden. Die letzten Kapitel sind der Berechnung der Hohlkörper und Gefäße, den Platten, umlaufenden Rädern und Scheiben und den

Wärmespannungen gewidmet. Das Werk hat sich aus den Vorträgen entwickelt, die der verstorbene Verfasser an der Beuth-Schule in Berlin gehalten hat. Es bietet dem Leser nicht allein die wissenschaftliche Grundlage, auf der sich die Beurteilung des Festigkeitsbegriffes der Technik entwickelt hat, sondern zeigt vor allem in ausführlicher Weise die Wege, die zu seiner Anwendung führen. Die Arbeit wird hierdurch zu einem ausgezeichneten Lehrbuch nicht allein für den Studenten, sondern auch für den im werktätigen Leben stehenden Ingenieur. Es ist klar und leichtfaßlich geschrieben und zeigt die Grenzen bei denjenigen Aufgaben, die für die tägliche Praxis Bedeutung besitzen. Gegenüber diesen für viele Leser sehr erwünschten Vorzügen des Buches treten Mängel in der strengen Formulierung einzelner Begriffe zurück. Das Buch verdient namentlich unter den in der Praxis stehenden Ingenieuren eine große Verbreitung. Es vermeidet breite Erörterungen und stellt schnell die Verbindung zu den vielen Festigkeitsuntersuchungen her, die die Bearbeitung zahlreicher Ingenieuraufgaben verlangt. Wenn diese auch im wesentlichen dem Maschinenbau angehören, so wird das Buch mit großem Nutzen auch von jedem Bauingenieur gelesen werden. Beyer.

DIN-Taschenbuch 9. Normalprofile. Herausgegeben vom Deutschen Normenausschuß Juli 1927. Beuth-Verlag, Berlin S 14.

Die in Heft 29 dieser Zeitschrift unter „Baunormung“ schon besprochene Schrift bringt alles Notwendige über die Normalprofile in guter Zusammenstellung und Kürze. Leider ist aber das gewählte Format nicht zweckmäßig, da die Tabellenzahlen verhältnismäßig klein ausfallen und in Verbindung mit den vielen Tabellenlinien trotz Klarheit des Druckes für ein Aufsuchen der Einzelwerte dem Auge eine sehr starke Anstrengung zumuten. Für die Praxis wertvoll ist das angeführte Bezugsquellenverzeichnis für Normalprofile, aufgestellt nach den Angaben des Stahlwerksverbandes. M. Foerster.

Deutscher Reichsbahnkalender 1928. Herausgegeben von Dr. Dr. Hans Baumann, Berlin. Konkordia-Verlag, Leipzig, Goethestr. 6. Preis RM 4,—

Zum zweiten Male wendet sich die Deutsche Reichsbahn in Gestalt des künstlerisch ausgestatteten Reichsbahn-Kalenders 1928 an die breite Öffentlichkeit, um deren Verständnis für ihre Aufgaben und Leistungen zu vertiefen und zum Zwecke der Verkehrswerbung. Die 160 Abreibblätter des Kalenders geben ein beredtes Zeugnis vom Tun und Wirken unserer Deutschen Reichsbahn. Das Geleitwort des Generaldirektor Dr. Ing. Dormmüller auf dem ersten Blatt: „die Deutsche Reichsbahn ist auf Gedeih und Verderb mit der deutschen Wirtschaft verbunden.“ weist auf das Thema — Reichsbahn und Wirtschaft — hin, das dem diesjährigen Werk im wesentlichen zugrunde liegt. Außerdem führt der Kalender mit dem Kennwort — Mit der Reichsbahn durch deutsche Lande — trefflich gelungene Bilder von Gegenden unseres schönen deutschen Vaterlandes vor Augen, die die Reichsbahn dem Reisenden erschließt und näher bringt.

Wir erschen aus den Blättern die Mannigfaltigkeit der Verkehrsaufgaben jedes der 30 Reichsbahndirektionsbezirke, wie sie durch die verschiedene Bodengestaltung und die unterschiedlich gelagerten Bodenschätze bedingt ist. Unter vielem anderen werden die immer wieder anders gearteten Verkehrspflichten trefflich veranschaulicht, die sich aus der Schwerindustrie des Ruhrgebietes, dem Seehandel der Nordseeküste, dem Fremdenverkehr Württembergs, Bayerns und der Sächs. Schweiz, der Heimindustrie Thüringens und der Braunkohlenindustrie Mitteldeutschlands ergeben.

Auf besonderen Blättern ist die Wirtschaftsbedeutung jeder Reichsbahndirektion, kurz umrissen, dargestellt. Eine große Zahl Kalenderblätter gibt Aufschluß über die gegenseitige Befruchtung des großen deutschen Produktionskörpers und der Reichsbahn, die einerseits in den Aufträgen der Reichsbahn an die Wirtschaft und andererseits in der Transportleistung der Reichsbahn für die Wirtschaft zum Ausdruck kommt. Eine Reihe statistischer Blätter gewährt Einblick in technische Einrichtungen, Verkehrsbewältigung, Rationalisierung und soziale Einrichtungen für das Personal.

So bietet der Reichsbahnkalender 1928 einen ungleich wertvolleren Inhalt, als man der Form nach von einem Abreibkalender schlechthin erwartet. Wer die einzelnen Blätter sammelt, wird einen bleibenden Nutzen haben. Dreßler.

Das Deutsche Eisenbahn-Adreßbuch. Bearbeitet vom Verband der Ingenieure der Reichsbahn E. V. Verlag H. Apitz, Berlin. 650 S. Preis RM 15.—

Das im 13. Jahrgange erscheinende Adreßbuch enthält eine Übersicht der Verwaltungsbehörden und Werkstätten der Deutschen Reichsbahn und ihrer Geschäftsbezirke. Ferner enthält es die Privat-eisenbahnen, Kleinbahnen, Straßenbahnen, Kraftverkehre, die mitteleuropäischen Bahnen und die Verwaltungsbehörden der österreichischen Bundesbahnen. Es unterrichtet über die Verteilung der Dezernate, den Aufgabenkreis derselben, die Personalien der Ämter usw.

Das nach zuverlässigen amtlichen Angaben zusammengestellte Adreßbuch soll dazu dienen, der Geschäftswelt den Verkehr mit den Eisenbahnen zu erleichtern, sei es beim Schriftwechsel aus Beförderungsverträgen oder bei Übernahme von Lieferungen und Leistungen. Sollner.



## MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

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

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

## Beitragszahlung für 1928.

Wie im vorigen Jahre ist auch dieses Jahr eine Anzahl Mitglieder mit der Beitragszahlung im Rückstande. Auf diesem Wege möchten wir darum bitten, die ausstehenden Beiträge nunmehr baldigst einzahlen zu wollen, damit wir nicht wieder gezwungen sind, die saumigen Mitglieder durch schriftliche Mahnungen an die Begleichung ihrer Beiträge zu erinnern. Der Versand von schriftlichen Mahnungen stellt eine ausgesprochene Leerlaufarbeit dar, die die Mitglieder der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen als Ingenieure vermeiden sollten. Die D. G. f. B. wird finanziell allein von den Beiträgen ihrer Mitglieder getragen. Es liegt im ureigensten Interesse der Mitglieder, daß die Beiträge nicht für die Versendung von Mahnungen verwendet werden, sondern für die Förderung wissenschaftlicher Gemeinschaftsarbeit, die sich die Gesellschaft zum Ziel gesetzt hat. In Verfolgung dieses Zieles sollte auch von den Mitgliedern alles getan werden, damit die Kosten der laufenden Arbeiten der Geschäftsstelle zugunsten der wissenschaftlichen Arbeit möglichst gering gehalten werden können.

Der Mitgliedbeitrag beträgt für das laufende Jahr 10,— Mark, für Mitglieder, die gleichzeitig dem Verein deutscher Ingenieure angehören, 7,50 Mark und für Junioren 4,— Mark.

## Ortsgruppe Brandenburg.

Die Ortsgruppe Brandenburg der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen ladet die Mitglieder der D. G. f. B. zu einem Vortragsabend am Montag, den 1. Oktober d. Js., abends 8 Uhr, pünktlich im Ingenieurhaus, Berlin NW 7, Friedrich-Ebert-Straße 27 (großer Saal, 1. Stock) ein.

Herr Dr.-Ing. Alfred Berrer, Professor an der Tungchi Technischen Hochschule in Woosung, China, spricht über den „Wiederaufbau in China“. Herr Dr.-Ing. Berrer befindet sich auf einer Europareise und wird nach dem Vortrag wieder nach China zurückkehren.

Der Vortrag wird sowohl die technische wie die wirtschaftliche und kulturelle Seite der chinesischen Zustände in Vergangenheit und Zukunft behandeln. Sein Inhalt ist daher auch für Nichtmitglieder von Interesse. Wir bitten unsere Mitglieder, auch interessierte Gäste zum Besuch des Vortrages zu veranlassen.

Nach dem Vortrag ist zu einem gemütlichen Beisammensein mit Herrn Dr.-Ing. Berrer in den Räumen des Ingenieurhauses Gelegenheit.

Der Eintritt ist frei: Gäste sind willkommen.

## Berufsausbildung

## des akademischen Nachwuchses im Ingenieurbauwesen.

(Fortsetzung von Seite 658.)

Antwort 19.

Zu Frage\* 1: Ja.

Zu Frage 2: Vgl. untenstehendes Musterbeispiel.

Zu Frage 3: Ja. Auf den Ingenieurberuf zugeschnitten. Vgl. Musterbeispiel.

Zu Frage 4: Auf jeden Fall dem Gedankenkreis des Ingenieurs angepaßt.

Zu Frage 5: Ja. Pflicht- und Prüfungsfächer.

Musterbeispiel aus dem Wasserbau.  
Schleusen.

## I. Allgemeiner bisher üblicher Lehrgang.

Übersicht über die Schleusenarten und ihre verschiedenen Zwecke. (Flußschiffahrt, Seeschiffahrt, Schleusen in Flüssen, vor Häfen usw.).

## II. Berechnungsarten.

Zweckmäßigste Wahl der Berechnungen für die verschiedenen Aufgaben in Verbindung mit der Art der Bauausführung und der Wahl der Gründung.

## III. Konstruktionsarten.

Zweckmäßigste Wahl der Konstruktionsarten für die verschiedenen Aufgaben in Verbindung mit der Gründungs- und Ausführungsart.

## IV. Die Anforderungen von Staat und Wirtschaft.

Nautische Gesichtspunkte, Unfallverhütungsvorschriften usw. (in diesem Fall die der Binnenschiffahrtsberufsgenossenschaft).

V. Die Aufstellung des Entwurfes unter Berücksichtigung auch der angrenzenden technischen Lehrfächer wie Elektrotechnik, Maschinenbau usw.

(Wahl der Konstruktions- und Bauausführungsart, Wahl der Baustoffe usw.)

## VI. Die Ausschreibungsunterlagen.

- Die Massenermittlungen und Kostenanschläge.
- Arbeitspläne.
- Bedingungen usw.

\* Die Fragen sind in Heft 34, Seite 625, veröffentlicht worden.

VII. Aufbau der staatlichen Baubehörden und der privaten Bauwirtschaft.

VIII. Aufbau einer Bauausführung und die Aufgaben der verschiedenen Dienststellen:

- beim Staat bzw. Bauherrn,
- beim Unternehmer.

IX. Die einschlägigen staatlichen und wirtschaftlichen Organisationen.

- Die Arbeitgeber-Organisationen und wirtschaftlichen Verbände.
- Die Arbeitnehmer-Organisationen.
- Die Krankenkassen- und Invalidenversicherung.
- Die Berufsgenossenschaften.
- Die verschiedenen Kammern.

X. Die einschlägigen Vorschriften und Gesetze.

- Die Unfallverhütungsvorschriften.
- Die Gewerbeordnung.
- Das Handelsrecht.
- Das Bürgerliche Gesetzbuch (soweit es für den Ingenieurberuf in Frage kommt).
- Das Betriebsrätegesetz.
- Lohn- und Arbeitstarife (Reichsmanteltarif, Bezirkstarife, Schlichtungsausschüsse usw.).
- Soziale Gesetzgebung.

Da die Antwort rasch und kurz sein sollte, mußte ich naturgemäß von einer erschöpfenden Behandlung dieser so wichtigen Fragen Abstand nehmen.

Das beigefügte Musterbeispiel läßt sich nun nicht auf den Wasserbau allein, sondern sinngemäß auf alle Lehrfächer nicht nur des Bauingenieurs, sondern auch auf die anderen Fachrichtungen übertragen.

Das Hauptziel muß sein, nicht neue, tote Fächer in juristisch und volkswirtschaftlich gedrehter Ausdrucksweise den Studenten beizubringen, sondern die unter IX und X aufgeführten Fächer für die dem Ingenieur später zufallenden Aufgaben zuzuschneiden. Hiermit soll den Studenten ein besseres Rüstzeug in die Hand gegeben werden, damit sie beim Eintritt in die Praxis wissen, welche Faktoren denn eigentlich bei der Anwendung der Technik draußen in der Praxis mitwirken, welche Funktionen sie haben und wo und wann sie heranzuziehen sind.

Das ist meiner Ansicht nach der Grundfehler unserer heutigen Lehrmethode, daß den Studenten wohl eine Unmenge Wissen beigebracht, aber dabei vergessen wird, ihnen zu zeigen, wie und wo Juristerei, Volkswirtschaftslehre, Staat und Wirtschaft, Elektrotechnik, Maschinenbau, Wasserbau, Wasserwirtschaft, Betonbauwesen, Eisenbahnwesen usw. zusammenwirken. Den Studenten muß beigebracht werden, wie sie ihr Wissen später bestmöglichst verwerten und anwenden können, und nicht, wie sie es in ihrem Gehirn am zweckmäßigsten als tote Ware aufstapeln.

Antwort 20.

Zu Frage 1: Eine eingehendere Behandlung wirtschaftlicher Fragen, als es bisher üblich war, halte ich für höchst wünschenswert. Ob sich eine so enge Verbindung mit den Hauptlehrfächern erzielen läßt, daß den Lernenden in den Hauptkollegs gleichzeitig wirtschaftliche Fragen nahegebracht werden, möchte ich bezweifeln, da die Behandlung wirtschaftlicher Ingenieurfragen nach meinen Erfahrungen durchaus nicht leicht ist. Bei zu starker Hervorhebung der wirtschaftlichen Seite in den Hauptkollegs dürfte die Behandlung des Hauptfaches leiden, auch wird dem Dozenten damit eine äußerst schwierige Aufgabe gestellt.

Zu Frage 2 und 3: Während ich es in den Fächern der Statik für fast unmöglich halte, gleichzeitig wirtschaftliche Fragen zu erörtern, halte ich es bei der Behandlung der Bauformen, sowie des Wasserbaues und bei ähnlichen Fächern in beschränktem Maße für möglich und wünschenswert, Preisbildungsfragen zu erörtern. Der Städtebau endlich dürfte ein Gebiet bilden, bei welchem wirtschaftliche Fragen erfolgreich eingehender erörtert werden könnten. Es dürfte wenige Dozenten und Praktiker geben, die die wirtschaftlichen Fragen voll beherrschen. Gerade aus diesem Grunde halte ich es für erwünscht, daß von Herren, die auf diesem Gebiet besonders fachkundig sind, rein wirtschaftliche Vorlesungen gehalten werden. Die Gesamtheit der wirtschaftlichen Fragen ist natürlich viel zu umfangreich um gebracht werden zu können. Für wesentlich würde ich ein Darstellen der Elemente halten, aus denen der Ingenieur sich selbst auch die Kosten komplizierter Bauwerke errechnen kann; ferner auch eine Darstellung der Einordnung der Bauwerkskosten in die Etats größerer Unternehmungen, Gemeinden, Staaten unter gleichzeitiger Behandlung rechtskundiger Grundbegriffe. Besondere rechtskundliche Vorlesungen würde ich nicht für notwendig halten, da bei schwierigeren Rechtsfragen dem Ingenieur doch wohl stets der Jurist zur Seite steht (Fortsetzung folgt.)