

DIE BAUTECHNIK

9. Jahrgang

BERLIN, 16. Oktober 1931

Heft 45

Alle Rechte vorbehalten.

Die Krapphofschleuse bei Bergedorf.

Von Oberbaurat Schwoon, Hamburg.

Die Krapphofschleuse bei der hamburgischen Stadt Bergedorf ist ein Ersatzbau für eine schon vor Jahrhunderten erstmalig hergestellte, in Abb. 1 angedeutete kleine holzerne Sperrschleuse, die Bergedorf mit der Dove Elbe, einem Nebenfluß der Elbe, verbindet. Bergedorf war ursprüng-

lich ein kleines Landstädtchen, hat sich aber schon dank seiner guten Bahn- und Wasserverbindungen in der Vorkriegszeit auch zu einem betriebsamen Industriepark entwickelt. Seine Schifffahrtsverbindung mit der Elbe vermittelt der etwa 2,5 km lange „Schleusen-graben“, der seinen Wasserbedarf aus dem im Holsteinischen entspringenden Fließchen Bille schöpft und sein überschüssiges Wasser durch die genannte Schleuse an die unter Ebbe und Flut stehende Dove Elbe abgibt. Zu Zeiten sehr starken Wasserandrangs aus der Bille und gleichzeitiger Sturmfluten in der Dove Elbe kommt es nun öfters vor, daß das Oberwasser weder durch die Schleuse noch auch durch eine kleine Entlastungseinrichtung nach der Unterbille hin, auf die hier aber nicht näher eingegangen werden soll, unschädlich gemacht werden kann, so daß es dann zur Vermeidung schädlicher Überschwemmungen Bergedorfs vorübergehend aufgespeichert werden muß. Diesem Zweck dienen die östlich vom Schleusen-graben belegenen sogenannten Lehfelder, die sich südlich an das Bergedorfer Stadtgebiet anschließen. Es sind das tiefliegende und allseitig eingedeichte, nur landwirtschaftlich ausgenutzte Flächen, in die das Wasser, wenn es eine gewisse noch unschädliche Höhe im Schleusen-graben übersteigt, durch eine Einsattelung im sogenannten Treideldeich überströmt. Die Aufnahmefähigkeit der Lehfelder reicht nach allen seit ihrem Bestehen gesammelten, viele Jahrzehnte alten Erfahrungen dafür aus, das Oberwasser in einer Menge und während eines solchen Zeitraumes aufzunehmen, daß der Zweck voll erreicht wird: die Aufspeicherung von im Höchstfalle etwa 1 Mill. m³ Wasser für einen durch den Wiedereintritt genügend tiefer Ebben in der Dove Elbe erfahrungsgemäß begrenzten Zeitraum.

Ein Blick auf den Übersichtsplan (Abb. 1) läßt aber erkennen, daß die Notwendigkeit, die Lehfelder nur zur Wasseraufspeicherung frei zu halten, ihre anderweitige Ausnutzung für Bau-, Hafen- und Industriezwecke ausschließt und somit die Weiterentwicklung Bergedorfs stark behindern muß. Die Handels- und Wirtschaftskreise streben daher auch seit langem dahin, zum mindesten über das der Stadt Bergedorf gehörende nördliche Lehfeld ungehemmt verfügen zu können; daneben tritt aber auch immer dringlicher das Verlangen hervor, die nur sehr beschränkt benutzbare alte Sperrschleuse durch eine jederzeit leistungsfähige Kammer-schleuse zu ersetzen. Die alte Schleuse hat nur eine Durchfahrtsbreite von 5,5 m und bei normaler Fluthöhe etwa 2,5 m Durchfahrthöhe; vor allem aber liegt ihr Drempeel so hoch, daß der Schiffsverkehr bei niedrigeren Wasserständen als Folge langanhaltender Ostwinde oft wochenlang überhaupt lahmgelegt wurde. Es waren also zwei dringliche Aufgaben, deren Lösung sich der Hamburgische Staat nach der Überwindung der größten Schwierigkeiten der Kriegs- und Geldentwertungszeit im Interesse einer gedeihlichen Entwicklung Bergedorfs nicht mehr entziehen konnte, und so kam dann im Jahre 1929 die Genehmigung des „Projektes für die

Verbesserung der Wasserverhältnisse in der Dove Elbe und im Schleusen-graben“ mit einem Kostenaufwande von 5,8 Mill. RM und mit einer mit Rücksicht auf die schwierigen Finanzverhältnisse auf mehrere Jahre zu verteilenden Bauzeit zustande. Die nähere Durcharbeitung der zunächst

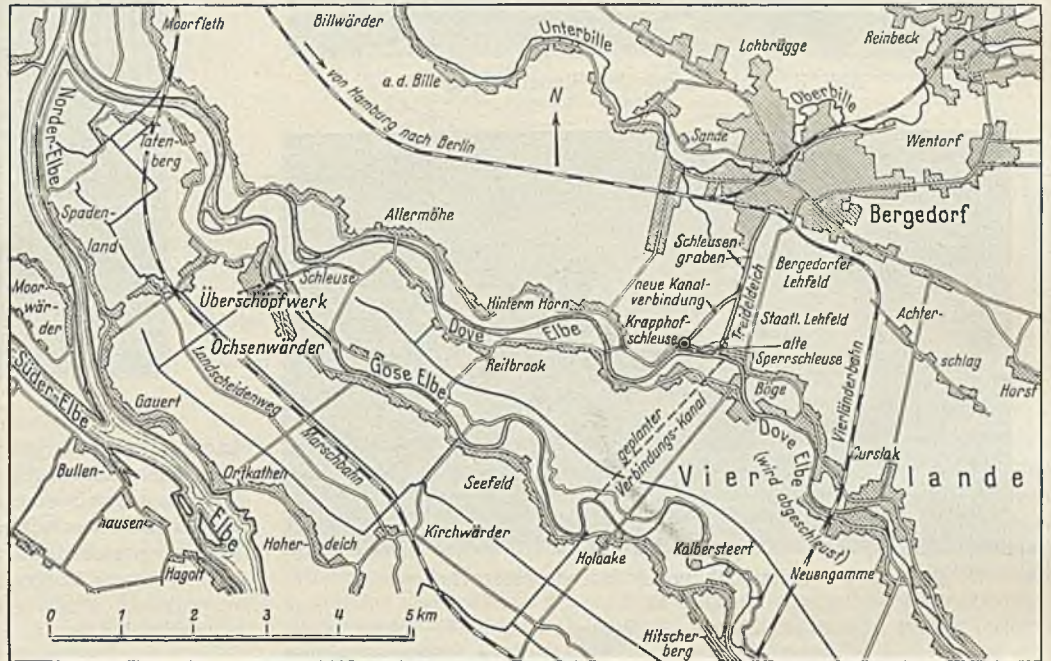


Abb. 1. Übersichtsplan.

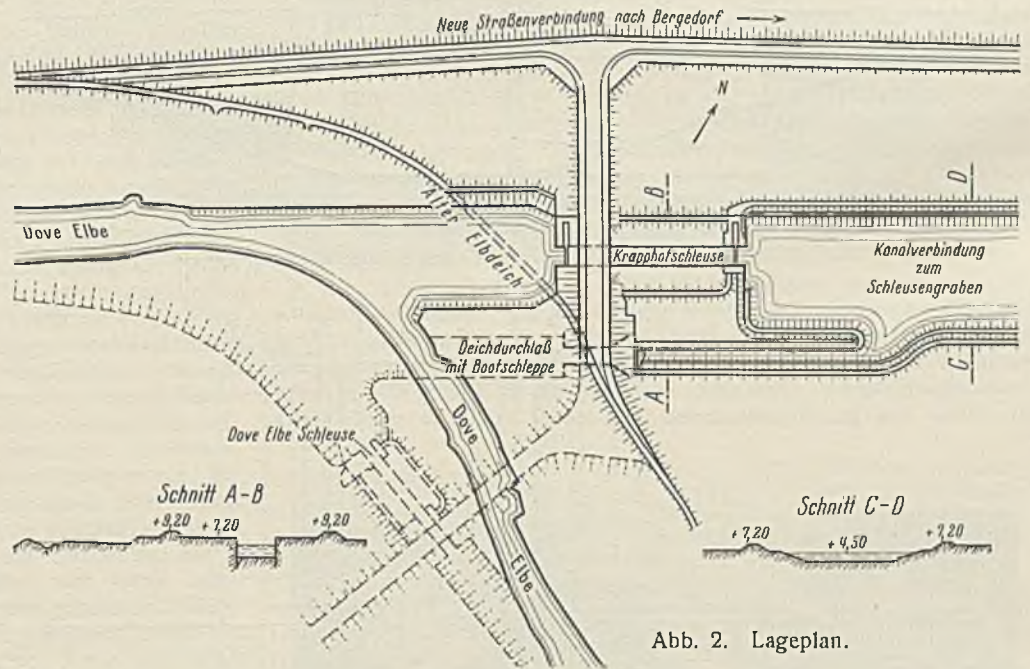


Abb. 2. Lageplan.

nur generell aufgestellten Planungen hat später dazu geführt, daß der Kostenaufwand nicht unerheblich, um etwa 25 %, ermäßigt werden konnte.

Als wichtigstes und bedeutendstes Bauwerk ist inzwischen der Ersatzbau für die alte Bergedorfer Schleuse, die sogenannte Krapphofschleuse, errichtet und vor kurzem dem Verkehr übergeben worden (Lageplan, Abb. 2). Sie ist eine elektrisch betriebene Kammer-schleuse mit Schieber-toren mit einer Kammerlänge von rd. 110 m, einer Breite von 12 m und einer Mindestwassertiefe von 3 m, so daß sie einen Elbkahn von 1000 t Tragfähigkeit einschließlich eines Schleppers aufzunehmen vermag. Bei

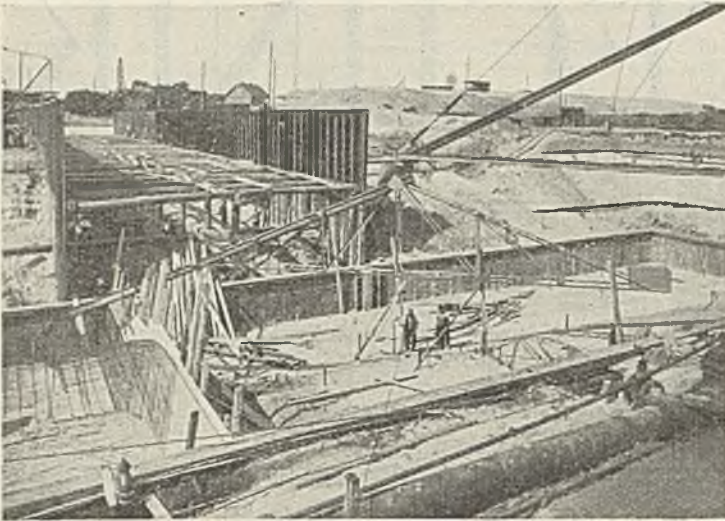


Abb. 3. Betonierung des Binnenhauptes.

der auffallenden Tiefenlage der Drempe, die über die größte Tauchtiefe der 1000-t-Kanalschiffe wesentlich hinausgeht, war Rücksicht zu nehmen auf eine weitere Vertiefung der Elbe unterhalb Hamburgs, die sich auch auf die Ebbwasserstände in der Dove Elbe in hohem Maße erniedrigend auswirken wird. Die Kammer besteht aus eisernen Spundwänden, Bauart

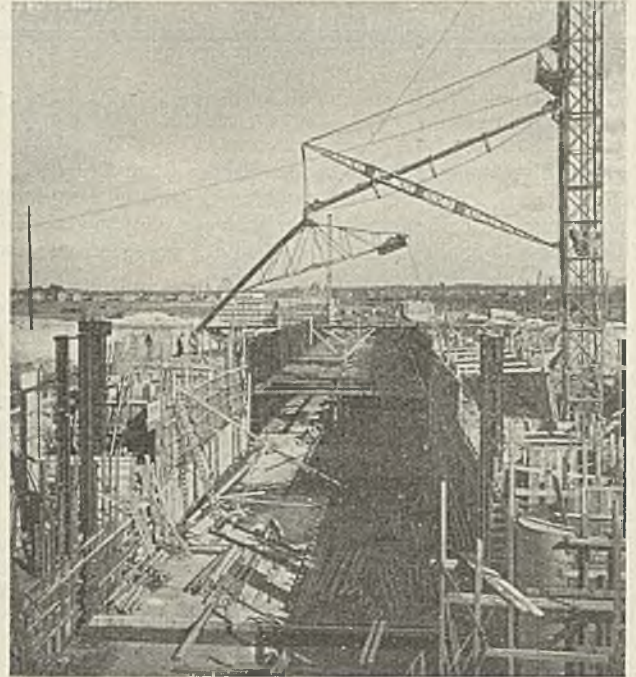


Abb. 4. Gießbetoneinbau. Außenhaupt.

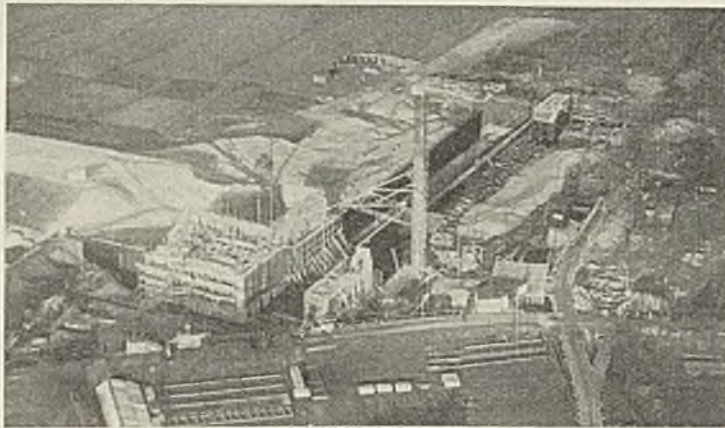


Abb. 5. Luftaufnahme der letzten Betonarbeiten.

Larsen, und zwar ging aus dem Wettbewerb das in statischer Beziehung ausreichende Profil IIIa als billigstes hervor. Dieses Profil, dessen Widerstandsmoment theoretisch ausreichte, ist jedoch in seinen Wandstärken so knapp bemessen, daß es sich stellenweise der erforderlichen schweren Rammung nicht gewachsen erwies. Die 11,5 m langen Bohlen mußten fast in ganzer Länge durch eine sehr fest gelagerte scharfe Sandschicht

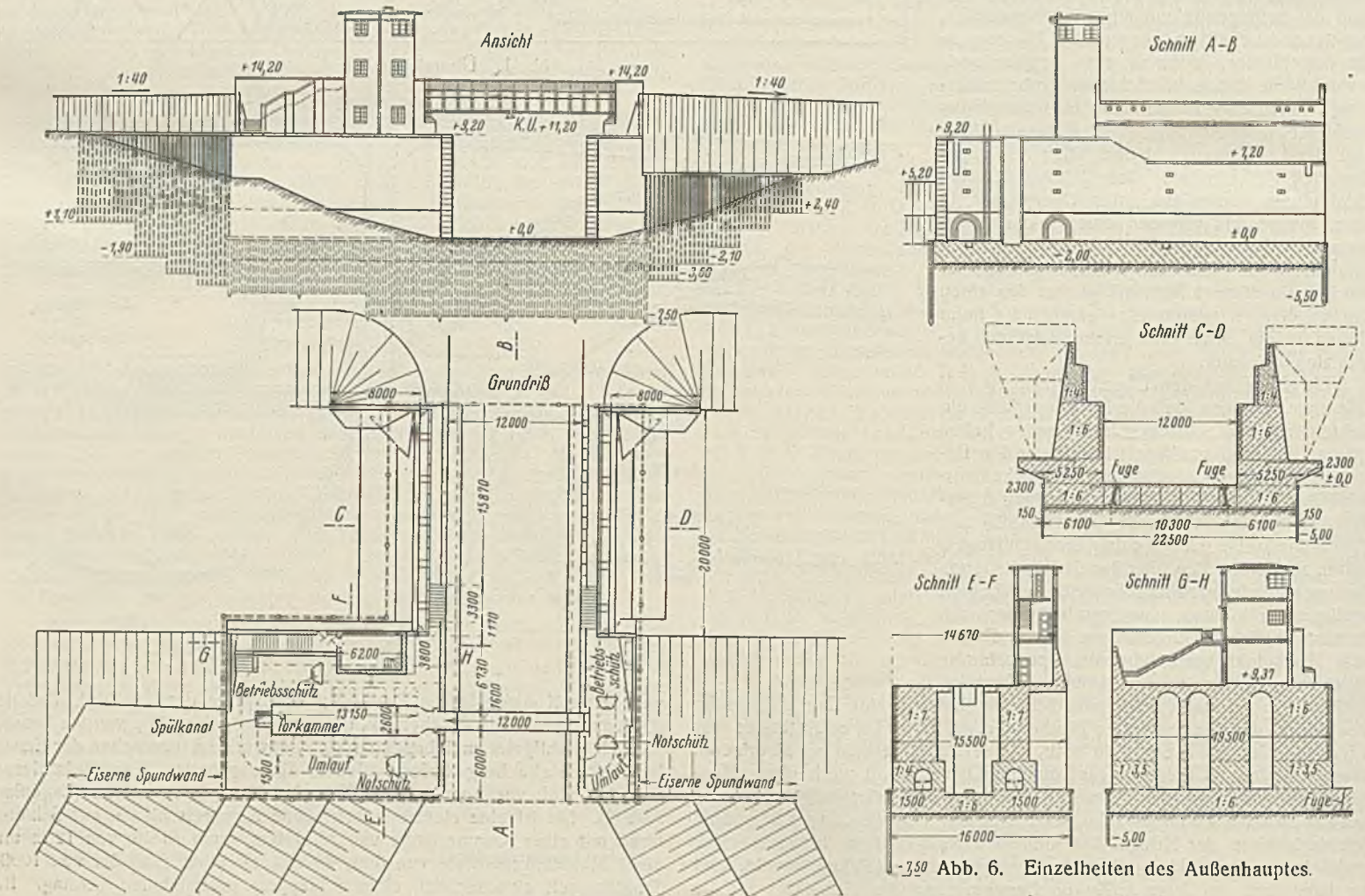


Abb. 6. Einzelheiten des Außenhauptes.

hindurchgerammt werden; sie erlitten dadurch nicht unerhebliche Verdrückungen und waren, wie sich später bei der Ausschachtung herausstellte, schon bis zur Höhe der Kammersole bis zu 30 cm in den Raum der Kammer hinein von der Lotrechten abgewichen. Es hat sich also gezeigt, daß die Größe des Widerstandsmomentes allein zur Beurteilung der Rammung eiserner Spundwände nicht ausreicht, daß vielmehr, besonders wenn es mit auf eine befriedigende ästhetische Wirkung ankommt, auf die Einzelabmessungen und insbesondere auch auf die Steifigkeit des zu verwendenden Profills ein erhebliches Gewicht zu legen ist. Im vorliegenden Falle ist es noch gelungen, oberhalb des normalen Wasserspiegels auffallende Unschönheiten durch gewaltsames Nacharbeiten auszumeren.

Die Ausschachtung zwischen den Kammerwänden und der Einbau einer eisernen, später mit Beton ummantelten Sohlensaussteifung geschah im Schutze einer behelfsmäßigen Verstrebung. Für diese Arbeiten, ebenso wie für die Errichtung der Häupter, war eine zweistufige Grundwasserabsenkungsanlage eingebaut. Später sind die Kammerwände nach rückwärts mit 6,8 cm starken Stahlankern in einen durchgehenden Eisenbetonbalken von 1,30 m Höhe und 40 cm Stärke verankert. Die Anker sind in Entfernungen von 2,40 m angeordnet. In größeren Abständen sind ferner in den Spundwänden Haltekreuze für die Schiffahrt vorgesehen und ebenfalls für sich in die Eisenbetonbalken verankert. Für die Holme der Kammerwände wurden vom Walzwerk mitgefertigte Abdeckungen verwendet, deren Anpassung aber auch wegen der wenig befriedigenden Rammresultate beträchtliche Schwierigkeiten verursachte.

Die Grundwasserabsenkung, die, ebenso wie die gesamten Erdarbeiten, der Siemens-Bauunion übertragen wurde, war so eingerichtet, daß die beiden Schleusenhäupter mit je zwei Ringen von Brunnen umgeben wurden mit gesonderten Pumpen und Druckleitungen zur Abführung des Wassers in die Dove Elbe. Da sich bald nach ihrer Inbetriebnahme herausstellte, daß das landwirtschaftlich ausgenutzte Gelände in der Nähe der Baustelle stark austrocknete, wurde ein Teil des beim Binnenhaupt geförderten Grundwassers in das offene Grabensystem des Landes zurückgeleitet, womit allen weiteren Einreden vorgebeugt werden konnte. Die völlig trockengelegten Baugruben der beiden Schleusenhäupter wurden dann allseitig zum Schutze gegen Unterspülungen mit 15 cm starken Holzspundwänden umrammt. Im Schutze dieser Wände wurde der Boden weiter bis zur Sohle der Betonkörper ebenfalls im Trockenen ausgehoben und der Beton im Gießverfahren (Abb. 3 bis 5) nach einem zur Vermeidung schädlicher Trennfugen vorher genau zeitlich festgelegten Einbauverfahren eingebracht. Die bauliche Ausgestaltung der Schleusenhäupter ist aus Abb. 6 u. 7 zu ersehen. Oberhalb des Außenhauptes wurde dessen Betonkörper mit den Widerlagern für eine über die Schleusenkammer führende eiserne Straßenbrücke zu einem einheitlichen Baukörper zusammengefaßt (Abb. 8). Die 2 m starken Sohlen der Schleusenhäupter sind bewehrt und zur Erzielung klarer statischer Verhältnisse mit je zwei Schrägfugen zwischen die übrigen Betonkörper der Häupter gespannt — Schnitt A—B und C—D in Abb. 6 u. 7. Zur Bereitung des Gußbetons, der in den Verhältnissen 1:6, 1:4 und 1:3½ zu mischen war, wurde reiner Flußkiessand verwendet, dem aber zur Erzielung der gebotenen Dichtigkeit gewaschener Kiesel zugesetzt werden mußte. Dadurch wurde das verlangte Körnungverhältnis von 40 bis 50% unter 7 mm und 50 bis 60% über 7 mm erzielt und durch Siebproben laufend überwacht. Proben des für die Betonbereitung verwendeten Wassers wurden von Zeit zu Zeit vom chemischen Staatsinstitut auf das Vorhandensein etwaiger schädlicher Bestandteile untersucht. Da Beton bekanntlich in besonders hohem Maße durch Schwefel, und zwar vorwiegend in der Form von Sulfaten und von Schwefelsäure angegriffen wird, so wurde das Wasser schon auf der Baustelle selber fortlaufend auf etwaigen Schwefelgehalt durch Zusatz von Salpetersäure und Bariumchlorid nachgeprüft. Das Bariumchlorid gibt schon in sehr dünner Lösung mit Schwefel einen weißlichen, in Salpeter-

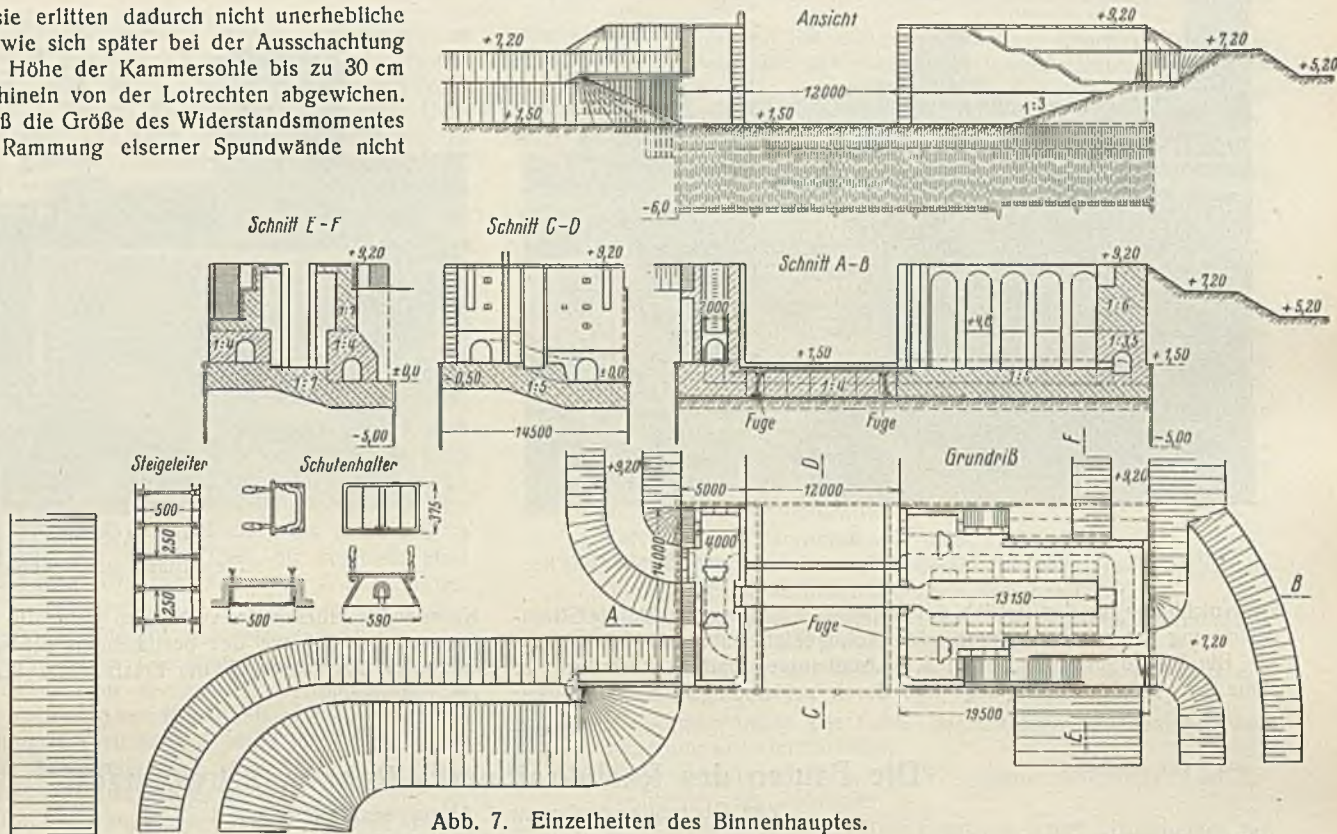


Abb. 7. Einzelheiten des Binnenhauptes.

säure nicht löslichen Niederschlag. Tritt also bei dieser oberflächlichen Untersuchung ein solcher Niederschlag zutage, so deutet er auf Schwefelgehalt hin. Ebenso wurden außer den oft wiederholten Betonprüfungen im Laboratorium durch Zerdrücken von Probewürfeln nach je 7 und 28 Tagen auf der Baustelle täglich, bei lebhaftem Betrieb auch mehrmals am Tage, Rüttelproben nach Prof. Graf unter Verwendung eines vom Materialprüfungsamt der Technischen Hochschule Stuttgart bezogenen Rütteltisches ausgeführt und an Hand der erzielten Ausbreitungsergebnisse der jeweilige Wasserzusatz bestimmt. Schließlich wurden noch aus einem fertigen Bauteil ausgestemte Betonblöcke im Mischungsverhältnis 1:4 an das Staatliche Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem gesandt, hauptsächlich zur Feststellung der Wasserdichtigkeit. Die Versuche wurden acht Wochen nach der Zubereitung des Betons im Bau so durchgeführt, daß fünf plattenförmige Stücke von 20 × 20 × 10 cm zunächst lufttrocken eine halbe Stunde dem Wasserdruck von 1 at ausgesetzt wurden. Dann wurde der Druck halbstündlich um je ½ at bis zu 4 at und darauf halbstündlich um je 1 at bis zu 10 at gesteigert. Unter diesem Höchstdruck standen die Proben dann 7 Stunden. Das Versuchsergebnis war, daß sämtliche Proben an der unbeanspruchten Gegenseite trocken blieben und daß das Wasser nur 1 bis 2 cm tief in den Beton eingedrungen war. Auch die in Dahlem weiter noch durchgeführten Prüfungen auf Druckfestigkeit und auf Abnutzbarkeit gegen Schleifen hatten durchaus befriedigende Ergebnisse.

Die fertigen Ansichtflächen des Betons wurden mit unterelbischen Klinkern verblendet. Am Außenhaupt wurde ein dreistöckiges Steuerhaus errichtet (Abb. 9), von dessen oberem Stockwerk aus die zentrale Bedienung der ganzen Anlagen stattfindet. Das Erdgeschoß dient zur Aufnahme einer Wandleranlage, in der der Strom einer nahe vorbeiführenden Starkstromleitung von 6000 V auf die Gebrauchsspannung von 220 V, und

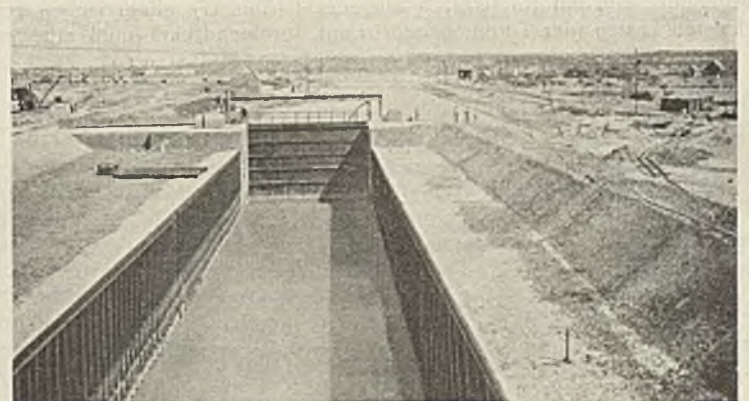


Abb. 10. Eindeichung der Kammer.

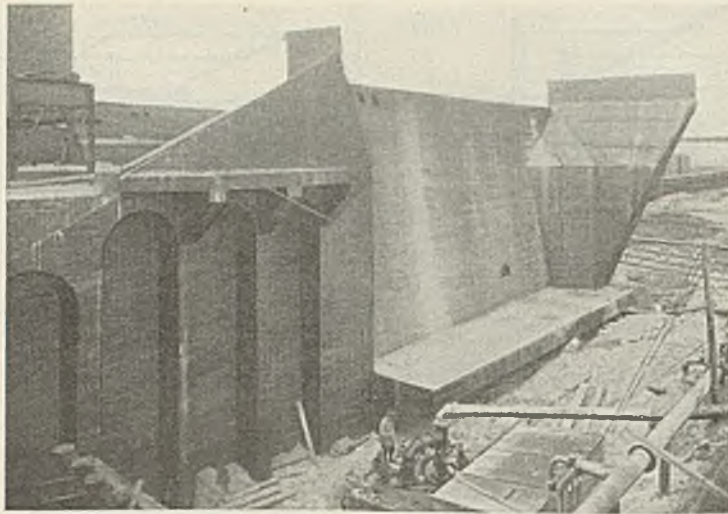


Abb. 8.

Widerlager der über die Schleusenkammer führenden Straßenbrücke.

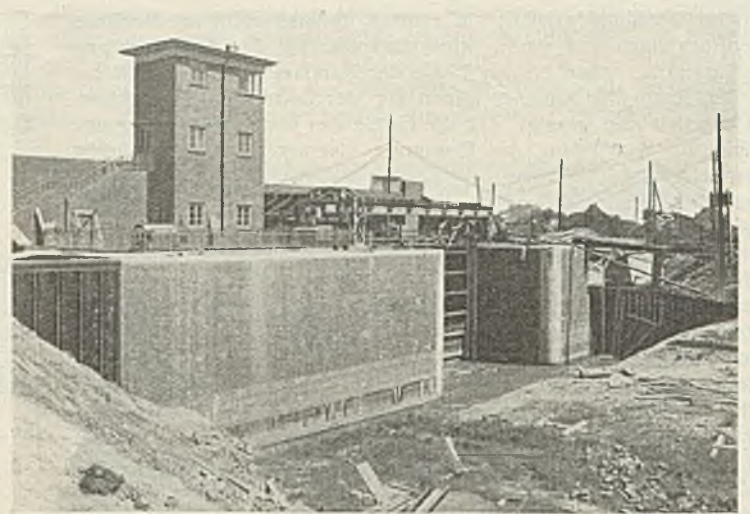


Abb. 9.

Steuerhaus am Außenhaupt.

zwar nicht nur für den Betrieb der Schleuse, sondern auch für die Stromversorgung des ganzen angrenzenden Wohngebietes umgewandelt wird.

Die Plattformen der beiden Schleusenhäupter sind in sturmflutfreier Höhe auf + 9,20 HN angelegt und durch beiderseitige Deiche gleicher

Kronenhöhe miteinander verbunden (Abb. 10). Im übrigen ist das gesamte Bauwerk im Schutze des bestehenden Elbdeiches errichtet worden, der erst nach Fertigstellung der Ersatzdeiche kurz vor der Inbetriebnahme entfernt wurde. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Die Bauten des Rheinkraftwerks Ryburg - Schwörstadt.

Von Oberregierungsbaurat J. Altmayer, Karlsruhe i. B.
(Fortsetzung aus Heft 42.)

Ferner konnte im Hinblick auf die Größe der Turbinenöffnungen von dem Anbringen eines Feinrechs abgesehen werden; ebenso von besonderen Turbineneinlaufschützen, da durch Anordnung von zwei unabhängigen Regelungen der Turbinen diese mit Sicherheit zum Abschluß

Turbinenwelle zusammen ausgehoben werden; dieses Gewicht beträgt 280 t) sind zwei elektrisch betriebene Laufkrane von je 150 t Tragkraft vorhanden, die gekuppelt werden können.

Da die Fundamentsohle des Unterbaues an der tiefsten Stelle in einer später noch zu beschreibenden Erosionsrinne 32 m unter dem Stauspiegel liegt und die Maschinenhalle 18 m hoch ist, ergab sich die stattliche Höhe des Krafthauses von 50 m.

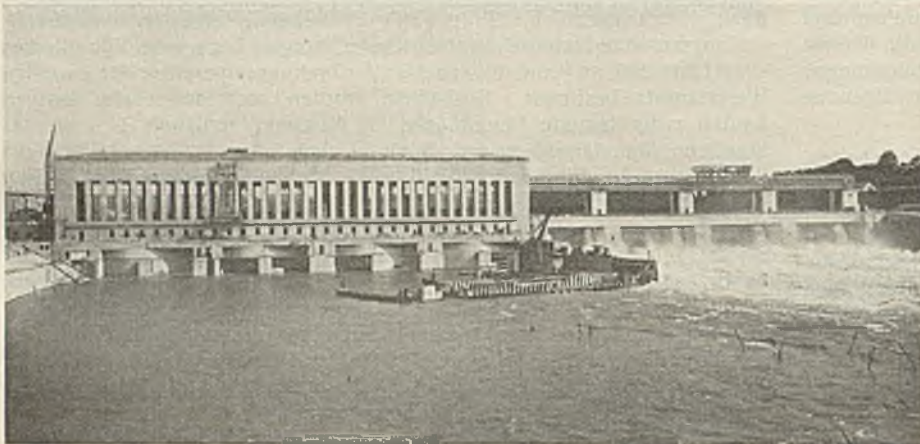


Abb. 17. Krafthaus vom Unterwasser.

II. Vorarbeiten.

Die vorstehend geschilderte Gesamtanordnung der Krafthausbauten sowie die Ausbildung der einzelnen Bauwerke sind das Ergebnis langjähriger Vorarbeiten; soweit diese für die Ausführung weiterer Kraftwerke von Interesse sind, wird nachstehend auf die wichtigeren etwas näher eingegangen werden.

a) Geologische Untersuchungen.

gebracht werden können. Zur Vornahme von etwaigen Ausbesserungen werden die Notverschlüsse eingesetzt.

Die Maschinenhalle ist 116 m lang, 18 m breit und 18 m hoch. Sie dient lediglich als Schutzhalle für die vier Maschinengruppen; die Wände sind in Eisenbeton ausgeführt, das Dach ist als Eisenkonstruktion ausgebildet und mit Kupferblech eingedeckt (Abb. 17). Zum Heben der schweren Lasten (der Turbinenmotor samt Turbinendeckel muß mit der

unterbrochen, so daß die Terrassen der Rheinschwemmungen das Ufer und die ältere Bildung verhüllen. Für solche felsfreien Strecken liegt es nahe, anzunehmen, daß das heutige Ufer sich an der Stelle früherer Strombetteile befindet, und daß der Felsuntergrund erst in größerer Tiefe liegt. In der Tat ist bereits im Jahre 1921 durch Abteufen zweier Schächte etwa 50 bis 80 m hinter der Uferlinie beim linken Widerlager des Wehres festgestellt worden, daß die Oberfläche

des Felsens, der bei der sogenannten Fuchsföh am Ufer ansteht, landeinwärts abfällt und somit ein alter diluvialer Rheinlauf südlich des jetzigen Ufers vorhanden ist (Abb. 18).

Für die Anordnung des Kraftwerks war die genaue Ermittlung des Verlaufes der Felssohle dieses alten Rheinlaufes in doppelter Hinsicht sehr wichtig: Aus hydraulischen Gründen sollte das vorspringende Ufer bei der Fuchsföh zur Erzielung besserer

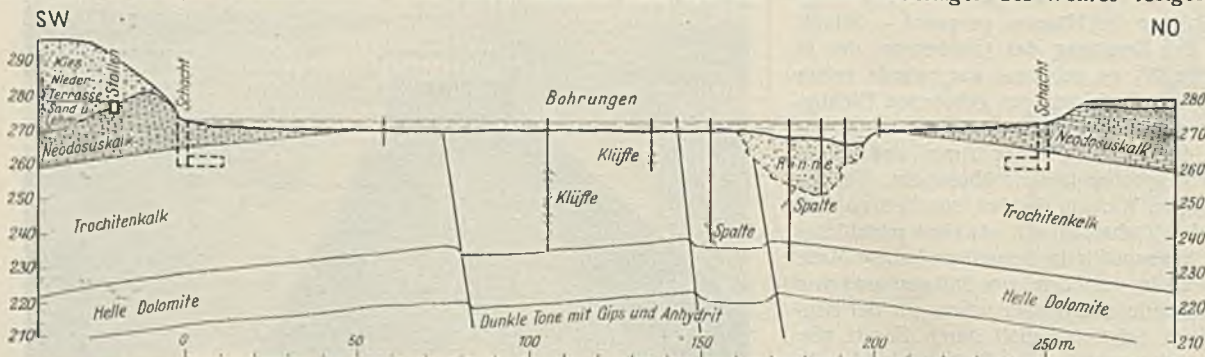


Abb. 18. Geologisches Querprofil.

Abflußverhältnisse um etwa 25 m zurückgelegt werden; dadurch war zu befürchten, daß infolge dieser Uferkorrektur die gesamte Felsrippe zwischen dem jetzigen und dem alten Rheinlauf abgetragen oder doch wenigstens so geschwächt werden würde, daß kostspielige Uferschutzbauten erforderlich würden. Die kurz vor der Bauausführung im Jahre 1926 vorgenommenen genauen Untersuchungen (es wurde u. a. ein 28 m langer Stollen entlang dem landseitigen Felsabfall vorgetrieben) ergaben jedoch eine hinreichende Stärke und Standfestigkeit des Felsens, so daß lediglich Felsverkleidungen zum Schutze des linken Ufers unterhalb des Wehres vorzusehen waren. Ferner ergaben die Sondierungen, daß die Ablagerungen, die das alte Rheinbett ausfüllen, bis auf 5 m unter dem Stauwasserspiegel (Höhe 284 m) aus sehr dichtem, lehmigem Material bestehen. Ein Verlust an Stauwasser könnte somit nur durch die oberen, aus kiesigem Material bestehenden Schichten entstehen, wobei sich bei dem langen Wasserweg ein nur geringes Spiegelgefälle einstellen könnte, so daß Wasserverluste praktisch nicht zu erwarten waren und auch nach dem Aufstau des Rheines nicht eingetreten sind.

Auf dem nördlichen Ufer lagen die Verhältnisse in geologischer Hinsicht sehr klar und einfach; hier stand der Kalkfelsen auf Höhe 279 an und bildet eine landeinwärts sanft ansteigende Tafel, die mit einer etwa 3 m mächtigen Kiesschicht überlagert ist. Hinsichtlich der Wasserverluste lagen die Verhältnisse somit ähnlich wie auf dem Südufer.

Sehr sorgfältig wurde die topographische und geologische Beschaffenheit des Baugrundes für das Stauwehr und Krafthaus im Rhein selbst untersucht. Es ergab sich, daß fast in der ganzen Breite des Rheines der Rodosuskalk ansteht oder nur wenig von Kies überlagert ist. Lediglich bei der linken Hälfte des Krafthauses wurde eine etwa 30 bis 40 m breite Erosionsrinne festgestellt, die beiderseits steil abfiel und bis auf 6 m unter der normalen Rheinsohle mit Kies aufgefüllt war. Kurz vor der Bauausführung wurde anlässlich der im ganzen Baustellenbereich durchgeführten genauen Bohrungen, die von zwei verankerten Pontons aus vorgenommen wurden und zum Teil wegen starker Wasserführung mit großen Schwierigkeiten verbunden waren, die Felssohle dieser Erosionsrinne in einer Tiefe von 15 bis 17 m unter der normalen Rheinsohle festgestellt. Zur Gründung des Krafthauses im Bereich der Erosionsrinne waren besondere Maßnahmen nötig, die bei der Darstellung der Bauausführung erörtert werden sollen.

Schließlich wurde die Wasserundurchlässigkeit des Felsuntergrundes, die für die Art der Bauausführung und für die Dichtigkeit des Oberwasserabschlusses wichtig war, dadurch festgestellt, daß auf den beiden Ufern des Rheines Schächte bis auf 10 m unter die Rheinsohle abgeteuft und von der Sohle dieser Schächte waagerechte Stollen etwa 10 m weit gegen die Rheinmitte vorgetrieben wurden. Es zeigte sich, daß die Klüfte und Schichtfugen des Rodosuskalkes durch festen Lehm so gut gedichtet waren, daß der Wasserzufluß ein sehr geringer war; er betrug im Schacht auf dem Südufer z. B. nur 4,5 bis 10 l/sck.

Durch diese sorgfältigen geologischen Vorarbeiten waren die Verhältnisse so gut geklärt worden, daß während der Bauausführung keinerlei größere Überraschungen eintreten und die geeignetsten Bauverfahren von vornherein zwecks möglichst schneller Baudurchführung vorgesehen werden konnten. Gerade am Oberrhein, wo der jetzige Rheinlauf von alten Rheinläufen häufig gekreuzt wird, hat sich auch bei anderen Kraftwerken eine sorgfältige Ermittlung der geologischen Verhältnisse schon vor der Entwurfbearbeitung als unerlässlich erwiesen. Es hat sich sogar bei einem in Bauvorbereitung befindlichen Werk gezeigt, daß die schräge Kreuzung des jetzigen Rheinlaufes durch einen etwa 12 m tieferen alten Rheinlauf dazu benutzt werden konnte, um das Stauwehr auf die hochliegende Felssohle des jetzigen Rheinlaufes zu stellen und das Krafthaus mit den tiefliegenden Turbinensaugschläuchen auf die Sohle des alten Rheinlaufes zu gründen.

b) Hydraulische Untersuchungen.

Bei der Ausgestaltung der Bauwerke des Kraftwerks Ryburg-Schwörstadt sind die bei den bisherigen Kraftwerken am Oberrhein, an der Aare sowie beim Kachletwerk an der Donau gemachten Erfahrungen berücksichtigt worden. Es wurden weiterhin in der Zeit vom Mai 1926 bis September 1927 im Flußbaulaboratorium der Technischen Hochschule in Karlsruhe umfangreiche Modellversuche angestellt, die die hydraulischen Grundlagen für eine zweckmäßige Ausbildung des Kraftwerkes liefern sollten. Es wurden an zwei Modellen Versuche vorgenommen, an einem Teilmodell im Maßstabe 1:50 und an einem Vollmodell im Maßstabe 1:200.

Das Teilmodell stellte einen Pfeiler des Wehres sowie einen Teil der beiderseitig an den Pfeiler anschließenden Durchflußöffnungen mit den durch ein Windwerk bewegten Doppelschützen dar; es sollte hauptsächlich zum Auffinden einer zweckmäßigen Ausbildung des Sturzbettes, der Schütze und der Wehrpfeiler dienen.

Das Vollmodell, das eine Länge von etwa 13 m hatte und eine etwa 2,5 km lange Strecke des Rheines mit dem eingebauten Wehr nebst Kraft-

haus darstellte, diente zur Prüfung der allgemeinen Anordnung der Kraftwerkanlage, zum Auffinden der zweckmäßigsten Ausbildung des Ablaufkanals der Turbinen zum Unterwasser für die Erzielung einer möglichst gefällfreien Rückleitung des Betriebswassers in den Rhein, zur Untersuchung der unterhalb des Wehres entstehenden Auskolkungen und Wellen, sowie zur Klärung der Wanderung des Geschiebes und des Geschwemmsels.

Auf die Einzelheiten dieser Untersuchungen, die sich für die Ausbildung der Bauten als sehr fruchtbar erwiesen, kann hier nicht näher eingegangen werden. Es soll daher nur die Zusammenfassung der Ergebnisse, die Relibock gegeben hat, hier mitgeteilt werden:

1. Die ausgeführten Modellversuche haben sich als nützlich erwiesen. Sie haben die Abflußvorgänge am Wehr und am Turbinenhaus des Kraftwerks Ryburg-Schwörstadt nach mancherlei Richtung geklärt. Sie haben zu verschiedenen Verbesserungen des Entwurfes geführt und das Vertrauen dazu bestärkt, daß das Werk seinen Zweck richtig und ohne erhebliche Störungen erfüllen wird.
2. Auf Grund der ausgeführten Modellversuche wurden verschiedene Änderungen am Entwurf vorgenommen.
Zu nennen sind namentlich:
 - a) eine Drehung der Achse des Werkes,
 - b) die Fortlassung eines besonderen Einlaufbauwerkes und die Verlegung der Rechenanlage nach dem Krafthaus,
 - c) die Kürzung des Trennungspfeilers zwischen dem Turbinenhaus und dem Wehr um 5 m,
 - d) die Beseitigung der 75 m langen Trennmauer in der Mitte des Unterwasserbettes,
 - e) die Umgestaltung der Sohle des Unterwasserbettes zur Verringerung der Gefällverluste,
 - f) die Verlegung des Endes der Kahnrampe stromabwärts zur Erleichterung des Betriebes,
 - g) die Verbesserung der oberen Begrenzung des Oberschützes zur Vergrößerung des Abflusses,
 - h) die Tieferlegung der Sturzbethöhe um 1 m zur Verbesserung der Energievernichtung,
 - i) die Zuspitzung der Unterhäupter der Wehrpfeilersockel zur Verhütung der Auskolkungen unterhalb,
 - k) das Anbringen einer Zahnschwelle zur Verminderung der Auskolkungen unterhalb des Sturzbettes.
3. Die Versuche ermöglichen eine genaue Bestimmung der durch das Wehr abfließenden Wassermengen aus den Schützstellungen, da eine Eichung des Überfalles über das Oberschütz und des Durchflusses unter dem Unterschütz durchgeführt wurden.
4. Die Versuche haben den Nachweis erbracht, daß zur Verhütung von durch Querströmungen hervorgerufenen Kolken vor allen Dingen eine gleichmäßige Wasserableitung durch alle Wehröffnungen erforderlich ist.
5. Die Modellversuche haben mancherlei Aufklärungen gebracht, die nicht nur für das untersuchte Kraftwerk Ryburg-Schwörstadt Bedeutung besitzen, sondern zum Teil auch für ähnliche Werke von Nutzen sein können.

Zur Ermittlung der besten Überfallform der Oberschütze des Stauwehres und zur Abklärung der übrigen für die Konstruktion der Stauschütze wichtigen hydraulischen Fragen sind ferner von der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg in ihrem Wasserbaulaboratorium in Gustavsburg umfangreiche Versuche angestellt worden.

Schließlich sind im Strömungslaboratorium der Technischen Hochschule Karlsruhe von Prof. Spannhake Versuche über die Ausgestaltung der Turbinensaugschläuche ausgeführt worden, die in erweitertem Maße von den Lieferfirmen der Turbinen in ihren Laboratorien fortgeführt wurden.

Der erreichte hohe Wirkungsgrad der Turbinen (bis zu 92,7%) sowie die in hydraulischer Hinsicht hervorragende Gestaltung der Gesamtanlage ist in hohem Maße durch diese hydraulischen Untersuchungen ermöglicht worden.

c) Materialuntersuchungen.

Für die Erstellung des Stauwehres wurden — ohne Fangedämme — rd. 42 000 m³ Beton, für das Krafthaus — ebenfalls ohne Fangedämme — rd. 60 000 m³ Beton, zusammen also über 100 000 m³ Beton benötigt. Da für diese Bauten ein hoher Grad der Wasserdichtigkeit und beim Unterbau des Krafthauses sogar von Luftdichtigkeit erforderlich war, wurden umfangreiche Untersuchungen durch die Eidgenössische Materialprüfungsanstalt Zürich angestellt, um die zweckmäßigste Zusammensetzung des Betons aus dem an der Baustelle vorhandenen Kies- und Sandmaterial und verschiedenen deutschen und schweizerischen Zementmarken sowie sonstigen Bindemittelzusätzen zu ermitteln. Besonderer Wert wurde darauf gelegt, daß der zu verwendende Gußbeton größte Dichtigkeit und die erforderliche Festigkeit besaß.

Das Sand- und Kiesmaterial wurde der Schotterterrasse am Südufer entnommen und in einer dort aufgestellten Anfertigungsanlage sortiert und gewaschen. Soweit es nicht für die Bauwerke des Stauwehres ge-

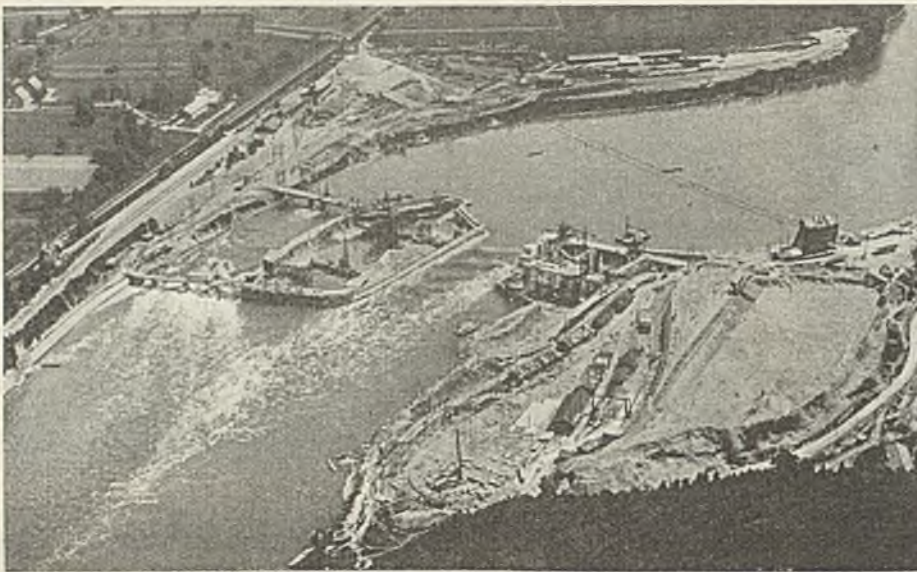


Abb. 19. Luftbild der Baustelle vom 30. März 1928.

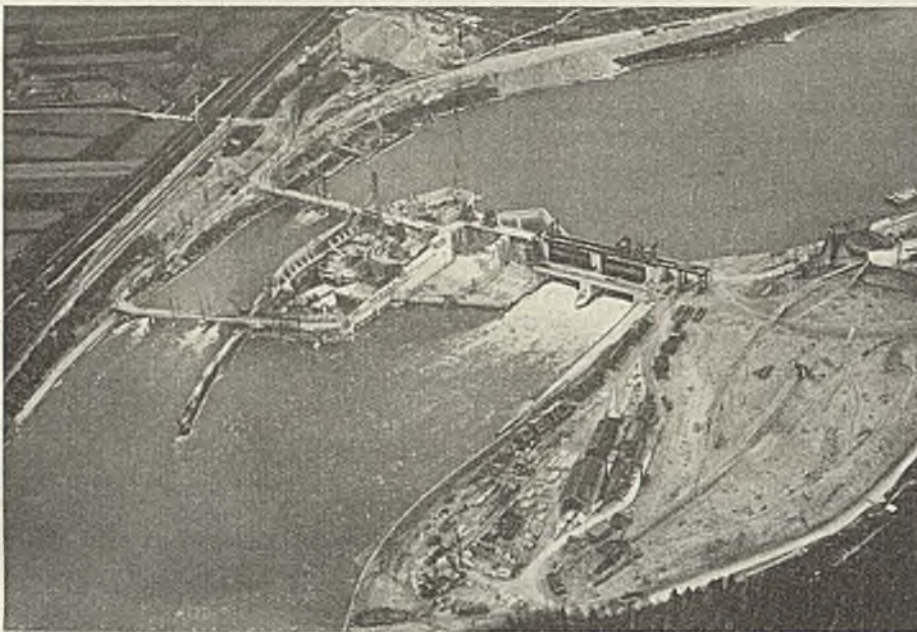


Abb. 20. Luftbild der Baustelle vom 25. April 1929.

braucht wurde, wurde es mit einer Seilbahn auf das Nordufer oberhalb des Krafthauses befördert und in drei großen Haufen für Sand, Feinkies und Grobkies gelagert. Der Grobkies von mehr als 70 mm Korngröße wurde in einem Steinbrecher zerkleinert.

Die natürliche Zusammensetzung des Kiesmaterials ergab sich aus einer Untersuchung von 6 m³ folgendermaßen:

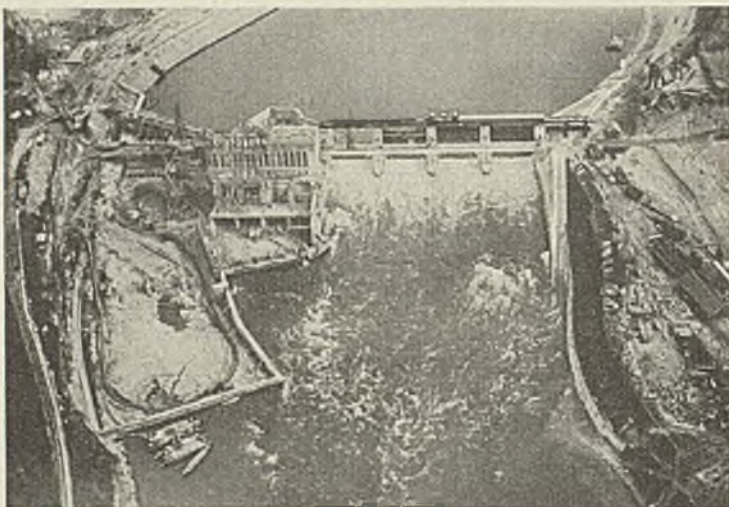


Abb. 21. Luftbild der Baustelle vom 8. November 1929.

	Korngröße mm	Menge m ³	ungefähr %
Schlamm	0 bis 0,5	0,2	3,0
Sand	0,5 " 6	2,0	33,5
Feinkies	6 " 30	2,3	38,5
Kies	30 " 60	1,0	17,0
Grobkies	über 60	0,5	8,0

Sand und Feinkies waren von guter, abgestufter Kornzusammensetzung. Der Flußgrubenkies enthielt neben Alpenkalk noch viel Quarz. Die Versuche zeigten, daß eine Mischung von 30 G.-T. Sand: 40 G.-T. Feinkies: 30 G.-T. Kies eine zweckmäßig verlaufende granulometrische Kurve aufweist, die sich der Fuller-Kurve gut anschmiegt. 1 m³ dieser Sand-Kies-Mischung (größte Korngröße 60 mm) mit einem Zusatz von 200 kg Portlandzement und 190 l Wasser lieferte einen guten Gußbeton mit einem Raumgewicht des frisch angemachten Betons zwischen 2,32 und 2,34.

Entsprechend den Versuchen wurde für den Gußbeton folgende Zusammensetzung der Zuschlagstoffe gewählt:

Staub	0 bis 0,5 mm nicht über 8 bis 10%
Sand	0 " 6 " 30 "
Feinkies	6 " 30 " 40 "
Kies	30 " 60 " 30 "

Für den Eisenbeton wurde nachstehende Zusammensetzung gewählt:

Staub	0 bis 0,5 mm nicht über 8%
Sand	0 " 6 " 35 "
Kies	6 " 30 " 65 "

Das Verhältnis 1:2 von Sand und Kies kann nach den Versuchen ohne wesentliche Einbuße an Festigkeit auf 3:5 bis 5:7 abgeändert werden, um den plastischen Beton leichter verarbeitbar und dichter zu machen.

Nachdem durch die Untersuchungen der Materialprüfungsanstalt Zürich die Haupttrichtlinien für die Betonzusammensetzung gegeben waren, wurden auf der Baustelle sowohl durch die örtliche Bauleitung als auch durch die ausführenden Bauunternehmungen ständige Prüfungen der Festigkeit, der Eigenfeuchtigkeit der Zusatzstoffe (Darrproben), des Wasserzusatzes, der Raumbeständigkeit usw. vorgenommen. Gestützt auf die sorgfältige Überwachung der Betonbereitung konnte man für den Gußbeton eine Korngröße des Kieses bis zu 70 mm zulassen, obgleich einzelne Bauteile sehr starke Bewehrung (50 bis 60 kg Eisen für 1 m³ Beton) bei geringen Abmessungen aufwiesen; dadurch wurde ein hohes Maß von Festigkeit und Wasserdichtigkeit erzielt. Die Druckfestigkeit des Gußbetons nach 28 Tagen betrug bei 250 kg Zementzusatz f. 1 m³ und einem Wasserzementfaktor von 0,83 bis 0,93 134 bis 146 kg/cm².

III. Die Bauausführung.

a) Die Art der Bauausführung.

Nachdem durch die sorgfältigen geologischen Vorarbeiten Klarheit über die Untergrundverhältnisse geschaffen war, konnte — abweichend von den bisherigen Kraftwerkbauten am Oberrhein, die mittels Senkkasten gegründet worden waren — der Entschluß gefaßt werden, das Wehr und Krafthaus in offenen Baugruben hinter Fangedämmen zu gründen. Der Rhein besitzt an der Baustelle eine große Breite und ist in das Gelände tief eingeschnitten. Es war daher genügend Raum für den Abfluß sowie für den Aufstau des Wassers infolge der Einbauten vorhanden. Je zwei Öffnungen des Wehres und je eine Hälfte des Krafthauses wurden zu einer Baugrube zusammengefaßt. Um die für den Durchfluß des Hochwassers erforderliche Fläche frei zu lassen, wurde gleichzeitig nur in zwei Baugruben gearbeitet. Zunächst wurde die linke Wehrhälfte und die linke Krafthaushälfte in Angriff genommen (Abb. 19). Nach Fertigstellung der linken Wehrhälfte wurden die Fangedämme der Baugrube gesprengt und damit die zwei südlichen Wehröffnungen für den Wasserabfluß freigegeben. Nunmehr wurde die Baugrube für die rechte Hälfte des Wehres hergestellt und diese fertiggestellt (Abb. 20). Nach Sprengung der Fangedämme der Baugrube konnte das Wasser des Rheines ganz durch das Stauwehr geleitet und die Baugrube für die rechte Krafthaushälfte in Angriff genommen werden (Abb. 21).

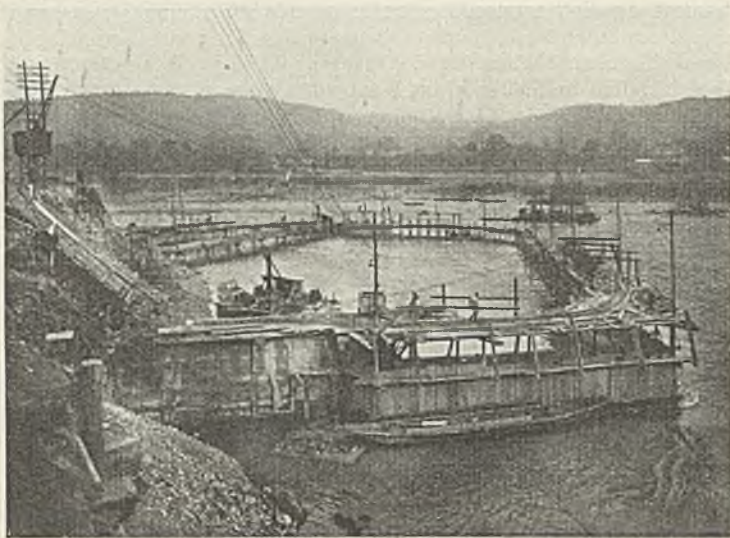


Abb. 22. Baugrube der linken Wehrhälfte. Fangedamm in Ausführung.

Die zeitweise starke Einengung des Rheines erforderte ein sehr genaues Einhalten des Bauprogramms durch die verschiedenen, an den Arbeiten am Wehr und Krafthaus beteiligten Bauunternehmungen, die zu diesem Zweck auf einen gemeinsamen Arbeitsplan verpflichtet worden waren. Die Fangedammkronen lagen auf der Oberwasserseite je nach den Einengungen des Rheines in den verschiedenen Baustadien 5 bis 7 m, auf der Unterwasserseite 3 m über NW. Bei dieser Höhe der Fangedämme konnte ein normales Hochwasser von 3000 m³/sek noch unschädlich abgeführt werden. Nur einmal überschwemmte, Mitte Mai 1930, ein Hochwasser von 3300 m³/sek die bereits trockengelegte Krafthausbaugrube, ohne aber bei dem schon weit vorgeschrittenen Bauzustande Schaden anzurichten.

Die gewählte Art der Bauausführung in offener Baugrube hat sich gut bewährt; es war hierdurch möglich, eine größere Zahl von Arbeitskräften an den einzelnen Baustellen gleichzeitig anzusetzen und dadurch einen guten Baufortschritt zu erreichen.

b) Die Herstellung der Fangedämme.

Die Fangedämme wurden in der Weise erstellt, daß in der Flucht der beiden Fangedammwände in Abständen von 2 m von Pontons aus mit Preßluftbohrmaschinen Löcher von 12 cm Weite etwa 1 bis 1,5 m tief in den Fels gebohrt wurden, in die Eisenbahnschienen gerammt wurden. An diese wurden hölzerne Doppelzangen befestigt, die einer dichten Schalung von hölzernen Spunddielen Führung und Halt gaben. Die Flußsohle zwischen dieser doppelten Spundwand wurde durch Taucher bis auf den Felsen gut gereinigt; etwaige Undichtigkeiten der Spundwände wurden zugestopft. Dann folgte das Betonieren des 2 m breiten Zwischenraumes zwischen den Spundwänden im ruhigen Wasser bzw. über Wasser auf die vorgesehene Höhe. In Abb. 22 ist die geschilderte Ausführung der Fangedämme für die Baugrube der linken Wehrhälfte am Südufer dargestellt. Abb. 23 zeigt das Bohrschiff der Unternehmer für den Krafthausbau beim Herstellen der Fangedämme für die Baugrube der linken Hälfte des Krafthauses. In Abb. 24 ist die fertig umschlossene Baugrube für die linke Wehrhälfte dargestellt; die Grube ist leergespült; die beiden Dienstbrücken sind in Arbeit.

Da der Arbeitsfortschritt wesentlich von der Taucherarbeit abhing, wurden bei dieser Baugrube mit 4 Tauchern in Tag- und Nachtschicht, also mit 8 Tauchern, gearbeitet. Zum Abpumpen der Baugrube, die eine Grundfläche von rd. 5000 m² besaß, wurden 4 Zentrifugalpumpen von 150 bis 300 mm Rohrdurchmesser mit elektrischem Antrieb benutzt. In 4 1/2 Stunden war die Baugrube leergespült. Die Fangedämme erwiesen sich als vollkommen dicht, der Anschluß an den Felsuntergrund war gut gelungen, der unter Wasser eingebrachte Beton der Fangedämme war

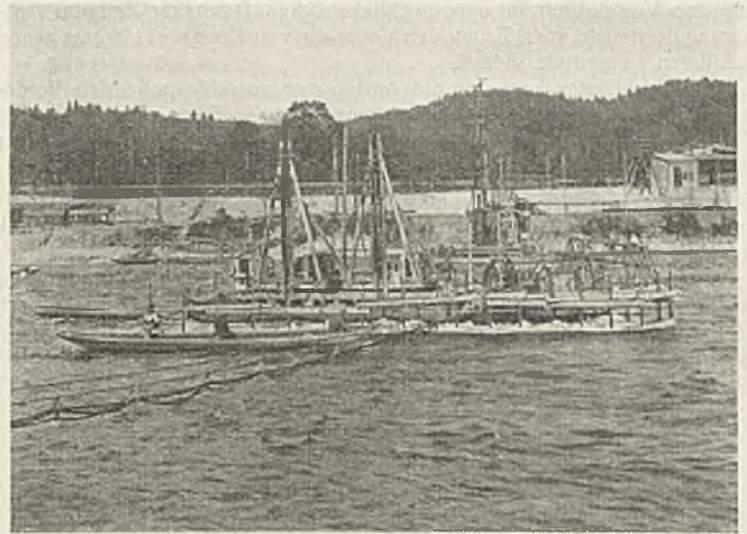


Abb. 23. Bohrschiff.

vollständig wasserundurchlässig. Der Wasserandrang durch den Felsen war äußerst gering, er betrug bei dem damaligen Niederwasser von 700 m³/sek und einem Überdruck von 2,5 m nur rd. 10 l/sek. Die nunmehr trockengelegte Felsoberfläche zeigte regelmäßig gelagerten Muschelkalk in mittelstarker Schichtung. Um beim Niederbringen der Pfeiler- und Schwellenfundamente einem etwaigen stärkeren Wasserandrang zu begegnen, wurden längs der Fangedämme im Innern der Baugrube Zementeinspritzungen vorgenommen, die man aber bald wieder einstellte, weil der Wasserandrang sich wohl etwas stielerte, aber in so mäßigen Grenzen blieb, daß die Kosten der Einspritzungen sich nicht rechtfertigen ließen. Die größte Wasserförderung aus dieser Baugrube

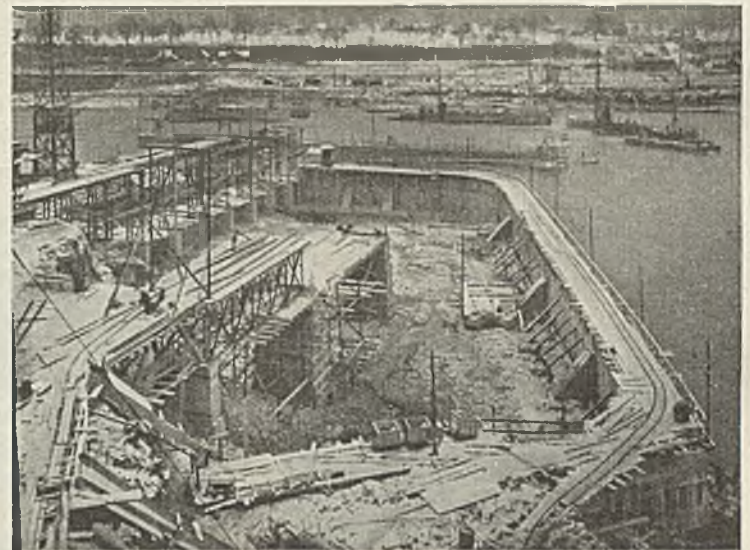


Abb. 24. Baugrube der linken Wehrhälfte.

betrug bis zu 70 l/sek; das Sickerwasser rührte hauptsächlich von der tiefen Gründung der linkseitigen Ufermauer im Unterwasser her, weil die daselbst aufgeschlossenen Felstelle eine etwas größere Zerklüftung und Wasserdurchlässigkeit aufwies als im Bereich des Stauwehres.

Die Umschließung und Trockenlegung der Baugruben für die rechte Wehrhälfte und die rechte Maschinenhaushälfte konnte fast in der gleichen Weise durchgeführt werden. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Erfahrungen bei Ausführung einer geschweißten Fachwerkbrücke.

Von Dipl.-Ing. Leopold Gerstenberg, Hamburg.

Da sich im Hamburger Hafen Ebbe und Flut noch mit einem Wasserspiegelunterschiede von 2,20 m auswirken, bestehen die Anlegestellen aus Pontons, die durch bewegliche eiserne Fußgängerbrücken mit dem Festlande verbunden werden. Im August 1930 wurde eine derartige Fachwerkbrücke von 30 m Stützweite und 3 m Breite nach einem schon mehrmals ausgeführten Modell ausgeschrieben. Die zuständige Behörde, der Strom- und Hafenbau, gab den Firmen Gelegenheit, in ihren Angeboten auch für eine geschweißte Konstruktion Vorschläge zu bringen. Hierauf

erhielt die Firma J. Jansen Schütt G. m. b. H., Eisenhoch- und Brückenbau, Hamburg, den Auftrag, die Brücke in geschweißter Ausführung herzustellen. Die Prüfung und Genehmigung der statischen und konstruktiven Arbeiten durch die Behörde lagen bei der Konstruktionsabteilung des Strom- und Hafenbaues.

So einfach das vorliegende, aus Abb. 1 ersichtliche System ist, so ergaben sich doch bei der Durcharbeitung der Brücke mancherlei neuartige Aufgaben, die schon bei der statischen Berechnung in Erscheinung traten.

Amtliche Vorschriften für geschweißte Brücken lagen zur Zeit der Ausführung noch nicht vor. Es wurden daher die von Kommerell gegebenen Richtlinien¹⁾ zugrunde gelegt.

Die wichtigsten und für die Ausführung ausschlaggebenden Forderungen Kommerells seien hier kurz genannt:

1. Wesentliche Zugspannungen in den Schweißnähten sind entsprechend dem Kopfabreißen der Niete zu vermeiden;
2. Die Anschlußkräfte sind zur Berücksichtigung der Ermüdungserscheinungen so zu erhöhen, daß

$$S = \max S + \frac{1}{2} (\max S - \min S)$$

wird, worin $\max S$ die absolut größte, $\min S$ die absolut kleinste Stabkraft bedeutet;

3. Die Knotenbleche sind beizubehalten, aber in möglichst kleinen Abmessungen auszuführen.

ob nicht der Beitrag der Windkräfte zu dieser Spannungserhöhung ausgeschaltet werden kann, ähnlich wie nach den Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken der Reichsbahn (BE) bei der Bestimmung von Wechselkräften die Stabkraft aus Wind nicht eingesetzt zu werden braucht.

Bei der Wahl der Querschnitte wurde davon ausgegangen, sie den Schweißanschlüssen gut anzupassen und hinsichtlich der Knickbedingungen günstig auszubilden. Für die Gurtung ist der \perp -Querschnitt bei unterteilter Knicklänge auf die Y -Achse sehr vorteilhaft. Für die genietete Konstruktion dagegen ist dieser Querschnitt als Gurtung, da der Steg geneigt ist, kaum anwendbar. Die Unterteilung der Knicklänge wird durch

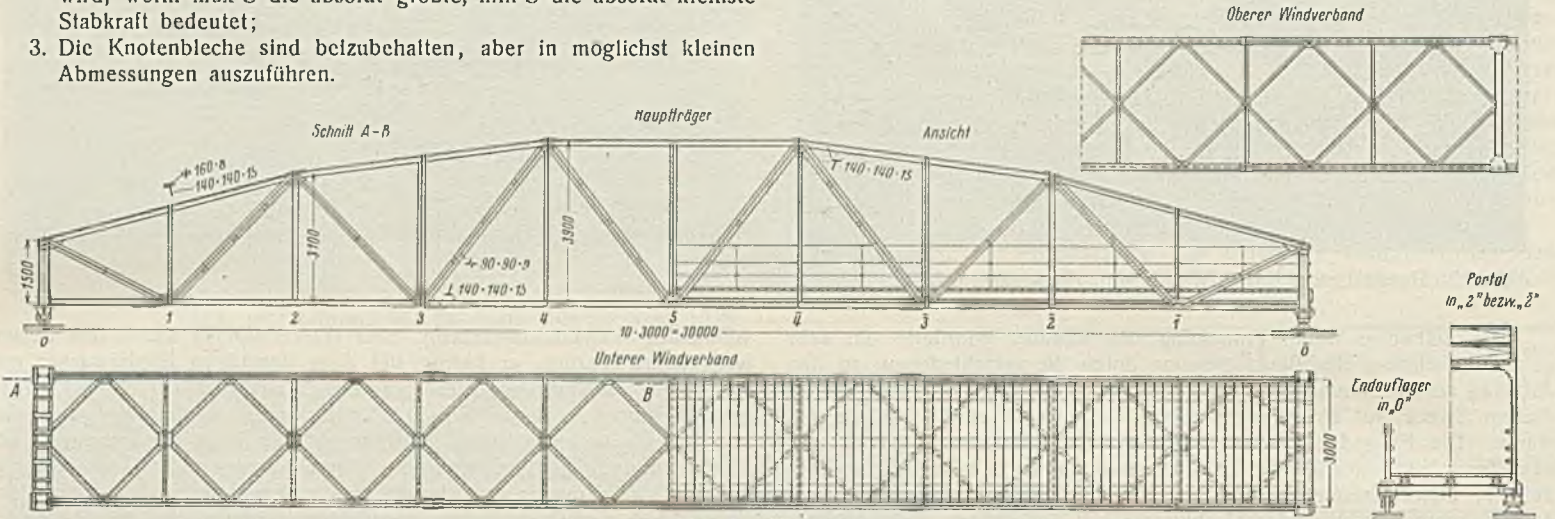


Abb. 1. Übersicht.

Zugspannungen in den Schweißnähten vermeiden, bedeutet zunächst einmal, Untergurt und Streben müssen durch Kehlnähte, d. h. überlappt angeschlossen werden, wie aus Abb. 2 ersichtlich ist. Auch die zweite Forderung, die Anschlußkräfte zu erhöhen, läßt sich durch überlappte Verbindungen leichter erfüllen als durch Stumpfnähte. Wenn auch die Stumpfnah schräg zur Stabachse liegt, so daß sich die Stabkraft in die Komponenten einer kleineren Normalkraft und einer Scherkraft umsetzt, ist es doch bei den heute zur Verfügung stehenden Profilen konstruktiv schwierig, hierdurch die erhöhte Stabkraft gleichmäßig aufzunehmen. Günstiger liegt die Möglichkeit des Stumpfstoßes für die Druckstäbe, weil hier am Anschluß die Knickzahl fortfällt und hierdurch Überschuß für den Schweißquerschnitt vorhanden ist. Bei der

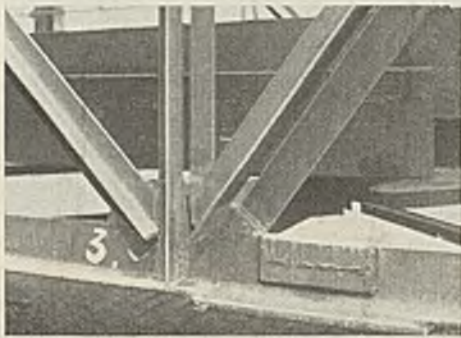


Abb. 2. Knotenpunkt.

vorliegenden Ausführung ist daher der Stumpfstoß nur für den Obergurt angewendet worden. Die dritte Forderung Kommerells, Anwendung der Knotenbleche, ergab sich schon konstruktiv, weil die Steghöhe der Gurtungen zum Anschluß der Füllungsstäbe nicht ausreicht. Gurtungen mit höherem Steg erwiesen sich als unwirtschaftlich, so daß hier die Anwendung der Knotenbleche die beste Lösung ergab.

Die Bestimmung der Anschlußkräfte nach der obengenannten Formel führte im Durchschnitt zu einer Erhöhung der Stabkräfte um etwa 30%. Im Untergurt, in dem aus Wind auf die unbelastete Brücke eine Druckkraft auftritt, stellt sich diese Erhöhung auf 59%. Hier wäre zu erwägen,

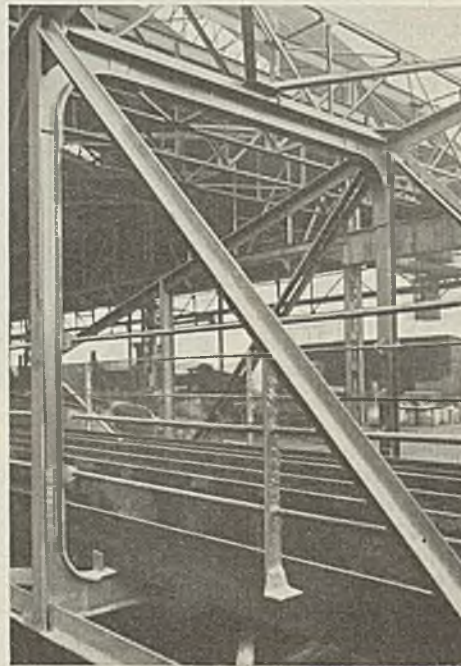


Abb. 3. Portal.

das Rhombensystem des oberen Windverbandes erreicht. Dieses System bringt auch den schweißtechnischen Vorteil, daß die Knotenpunkte von Hauptträger und Windverband nicht zusammenfallen, so daß eine Anhäufung von Schweißnähten an den Knotenpunkten vermieden wird. Die Unbeweglichkeit des Rhombensystems, das durch die seitlichen Knickkomponenten des Obergurtes belastet wird, wird dadurch erzielt, daß der Endstab des oberen Windverbandes biegefest ausgebildet wird. Es wurde auf den Riegel des Portals ein in der Windverbandebene schräg liegendes U-Eisen aufgeschweißt, wie in Abb. 3 zu sehen ist.

Für die Diagonalen sind die über Kreuz gesetzten Winkelisen als günstiges Knickprofil gewählt worden. Der Anschluß erhält zwar verhältnismäßig große Ausmaße; doch wurde dieser Querschnitt mit Rücksicht auf die Unterhaltung der Brücke den nebeneinanderliegenden Winkeln vorgezogen. Die Einzelstäbe wurden durch Bindebleche gegen Knicken aus-

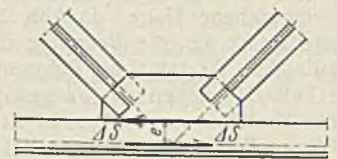


Abb. 4. Knotenpunkt.

gesteift, ähnlich wie bei der genieteten Konstruktion, weil die zweiteiligen Druckstäbe in der Lage sein müssen, 2% der Druckkraft als Querkraft aufzunehmen, d. h. als Rahmenstäbe ausgebildet werden müssen. Während jedoch bei der genieteten Konstruktion die Länge der Bindebleche dadurch festgelegt ist, daß mindestens zwei Niete untergebracht werden müssen, ist sie hier durch die kleinste zulässige Schweißnahtlänge von $4 \text{ cm} + 2 \times 1 \text{ cm}$

Kraterenden = 6 cm gegeben, sofern das Biegemoment im Bindeblech nicht eine größere Abmessung erfordert. Im vorliegenden Falle ergab sich für die Bindebleche 9 cm Länge, während sie genietet mindestens 15 cm betragen müßte, also 66% der sonst üblichen Abmessung.

Die Knotenbleche wurden an die Gurtungen stumpf angeschweißt (Abb. 2). Hier kam es darauf an, die auftretenden Zugspannungen in möglichst kleinen Grenzen zu halten. Sie überschreiten niemals 300 kg/cm^2 . Der Anschluß der Knotenbleche erfordert eine besonders sorgfältige statische Durchrechnung. Bei genieteter Ausführung sind die Anschlußniete der Knotenbleche, die die Differenzkraft der Gurtstäbe aufzunehmen

¹⁾ Dr.-Ing. O. Kommerell, Berechnung, bauliche Durchbildung und Ausführung geschweißter Eisenbahnbrücken. Berlin 1930. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Vgl. auch Bautechn. 1930, Heft 29, S. 454.

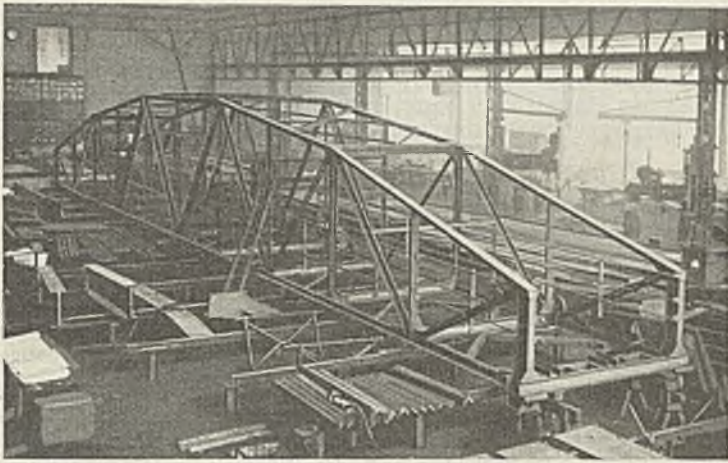


Abb. 5. Gesamtbild.

haben, meist in der Zahl ausreichend, wie sie sich konstruktiv ergeben. Es wird allgemein nur ein nachträglicher Spannungsnachweis geführt, der kaum zu einer Erhöhung der Nietzahl führt. Anders bei dem geschweißten Anschluß nach Abb. 4. Die Schweißnaht hat die Differenzkraft ΔS als Scherkraft, sowie das Moment $M = \Delta S e$ aufzunehmen. Da man besonders über die Größe der Zugkräfte Gewißheit haben muß, lohnt es sich, die Einflußlinie für die Differenzkraft zu bilden.

Die fertig zusammengebaute Brücke ist in Abb. 5 zu sehen. Der Zusammenbau konnte vollkommen in der Werkstatt stattfinden, da eine unmittelbare Wasserverbindung zum Hafen besteht. Die Schweißverbindungen wurden mit der Gleichstromschweißmaschine und umhüllten Elektroden vorgenommen. Die Portale und Halbrahmen wurden für sich geschweißt. Sodann wurde der Untergurt mit dem unteren Windverband ausgelegt, auf den sich die Hauptträger senkrecht stehend aufbauten. Hierauf wurde waagrecht der obere Windverband eingepaßt. Die über Kopf liegenden Nähte wurden vorerst durch Heftschweißung festgelegt. Durch Kanten der Brücke wurden dann sämtliche Nähte geschlossen. Um das System genau festzulegen, wurden in wenigen Feldern Schraubenverbindungen

genau eingerechnet, deren Löcher später wieder verschweißt wurden. Die übrigen Stäbe sind durch Klammern mit eingetriebenen Keilen fest zusammengehalten worden. Die fertige Brücke wurde 17 Stunden lang einer Probelastung von 55 t Gesamtlast ausgesetzt. Die gesamte Durchbiegung von 30 mm stimmte mit der errechneten Durchbiegung gut überein.

Die Frage der Wirtschaftlichkeit einer Konstruktion steht heute mehr denn je im Vordergrund. Es mögen daher einige kurze Angaben hierüber folgen: Das Gewicht der geschweißten Konstruktion beträgt ohne Lager 12,8 t (St 37) gegenüber 16 t für die genietete Brücke desselben Systems, die die Firma J. Jansen Schütt G. m. b. H. ebenfalls vor einigen Jahren ausgeführt hatte. Angenommen, der obere Windverband wäre bei der genieteten Brücke ebenfalls als Rhombensystem ausgeführt, so daß auch hier der Obergurt in der Mitte unterteilt ist, so ließe sich bei sparsamster Querschnittsbestimmung die genietete Konstruktion mit 15 t ausführen. Die Materialersparnis beträgt demnach 15% von dem Gewichte der genieteten Brücke. An erforderlicher Schweißnahtlänge ergab sich, daß an Stelle von 100 Nieten 17 m Schweißnaht treten. Die Werkstattkosten hierfür sind heute noch sehr davon abhängig, wie ein jeder Betrieb auf das Schweißverfahren eingestellt ist. Für die vorliegende Ausführung jedenfalls kam man bei gut vorgebildetem Schweißpersonal zu einem günstigeren Ergebnis als bei der gleichen genieteten Brücke.

Für den Konstrukteur heißt es heute, die Fortschritte, die die Schweißtechnik überraschend schnell gemacht hat, für seine Arbeiten auszuwerten. Es wird von ihm verlangt, sich von der gewohnten Einstellung freizumachen. Doch die alten Regeln des Brückenbaues dürfen hierbei nicht außer acht gelassen werden, selbst auf die Gefahr hin, daß man noch zu sehr von den Gedankengängen der alten Bauweise befangen zu sein scheint. So ergab sich auch hier beispielsweise: Bei den heute zur Verfügung stehenden Profilen finden wir den wirtschaftlichsten Druckquerschnitt in den über Kreuz gesetzten Winkeln. Die Anschlüsse dieser Stäbe durch Überlappung werden jeder Werkstatt willkommen sein, als wenn man stumpf angeschweißte Füllstäbe so genau an den Enden bearbeiten müßte, daß sie auf 1 mm in das System hineinpassen. Auch auf die Knotenbleche wird man wohl im Brückenbau niemals gern verzichten, da die stets außermittig angeschlossenen Windverbände Zusatzkräfte in das System bringen, die in den Knotenblechen ausgeglichen werden.

Belastungsannahmen und Erleichterungen beim Nachrechnen von Straßenbrücken.¹⁾

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaurat Wedler, Berlin.

Der Ausschuß für Straßenbrücken hat kürzlich, besonders mit Rücksicht auf die Erhöhung der Lastkraftwagengewichte durch die Verordnung des Herrn Reichsverkehrsministers vom 15. Juli 1930, die Belastungsannahmen für Straßenbrücken (DIN 1072) neu bearbeitet (vgl. Bautechn. 1931, Heft 39, S. 570).

Da auch das Normblatt Straßenbrücken-Abmessungen (DIN 1071) und die Berechnungsgrundlagen für stählerne Straßenbrücken (DIN 1073) neu bearbeitet vorliegen, dürfte es nunmehr an der Zeit sein, die bestehenden Straßenbrücken nachzurechnen und einzustufen, soweit dies noch nicht geschehen ist.

Für das Nachrechnen bestehender Brücken sind keine besonderen Belastungsangaben gemacht. Bestehende Brücken sind vielmehr in die Klassen des Normblattes DIN 1072 einzustufen, wobei bei stählernen Brücken bei gutem Unterhaltungszustand und befriedigender baulicher Ausbildung von der in § 4 der Richtlinien für die Überwachung und Prüfung eiserner Straßenbrücken DIN 1076 zugelassenen Spannungserhöhung Gebrauch gemacht werden kann.

Das Ergebnis des Nachrechnens der bestehenden Brücken wird vielfach auch als Grundlage für die Festsetzung von Fahrbeschränkungen benutzt werden müssen (vgl. auch DIN 1076 § 4). Hierfür sind im Bereich der Wasserbauverwaltungen des Reiches und Preußens kürzlich Richtlinien erlassen worden, aus denen das Wichtigste hier wiedergegeben sei:

Genügt die Brücke nicht der Brückenklasse, die dem auf der betreffenden Straße herrschenden Verkehr entspricht, so folgt daraus nicht, daß die Fahrbeschränkung ohne weiteres auf die Regellasten einer niedrigeren Brückenklasse nach DIN 1072 abzustellen wäre. Um unerwünschte Verkehrsbeschränkungen zu vermeiden, ist in einem solchen Falle vielmehr zu untersuchen, welche praktisch vorkommenden Lasten die Brücke ohne Überschreitung der zulässigen Beanspruchungen wirklich tragen kann.

Hierbei ist zu beachten, daß die Dampfwalzen (Regellasten) der einzelnen Brückenklassen vor allem auch ganz anders geartete, einzelfahrende, besonders schwere Lasten vertreten sollen. Ihr Verkehr kann im allgemeinen leichter verhindert oder von besonderen Vorsichtsmaßnahmen (z. B. Fernhalten anderer Lasten von der Brücke) abhängig gemacht werden als der Verkehr von Lastkraftwagen.

¹⁾ In Kürze erscheint im Verlage von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin: Kartig, Hilfstafeln zum Berechnen von Straßenbrücken für die Verkehrslast nach DIN 1072.

Brücken, die der bisherigen Klasse I entsprachen, werden vielfach besonders hinsichtlich der Querträger den in der Neubearbeitung des Normblattes DIN 1072 festgesetzten neuen Regellasten der Klasse I nicht mehr genügen. Hier empfiehlt es sich z. B., zunächst zu untersuchen, ob die Brücke im übrigen den neuen Regellasten der Klasse I genügt, wenn man die 24-t-Dampfwalze dieser Klasse durch die schwerste wirklich vorkommende 18-t-Walze mit 11 + 7 t Achsdruck und 3 m Achsstand oder die schwerste in der betreffenden Gegend vorkommende Dampfwalze mit geringerem Dienstgewicht ersetzt (vgl. Bauing. 1929, S. 683; 1930, S. 786).

Bei Brücken, die auch dieser Lastzusammenstellung oder der im Einzelfalle jeweils maßgebenden anderen Brückenklasse (II oder III) nicht genügen, ist zwecks Festsetzung der etwa notwendigen Fahrbeschränkung zunächst zu prüfen, ob die Brücke im übrigen den Regellasten der betreffenden Klasse genügt, wenn die Dampfwalze dieser Klasse in der maßgebenden Lastzusammenstellung durch einen Lastkraftwagen derselben Klasse ersetzt wird.

Beim Festsetzen von Fahrbeschränkungen ist zu beachten, daß der 12-t-Lastkraftwagen der neuen Klasse I mit der entsprechenden Ergänzung durch Menschengedränge bis auf unwesentliche Abweichungen auch den Einfluß des durch Verordnung des Reichsverkehrsministers vom 15. Juli 1930 (RGBl. I 1930, Nr. 29) zugelassenen dreifachsigen 16-t-Lastkraftwagens mit 5,0 + 5,5 + 5,5 t Achsdruck und 3,75 + 1,25 m Achsstand vertritt (vgl. Bauing. 1930, S. 785).

Vielfach lassen sich beim Nachrechnen und Einstufen bestehender Brücken gewisse Erleichterungen vertreten. Z. B. dürfen die Biegunspannungen aller Querschnitte der Querträger (z. B. an den Enden von Gurtplatten) für die Laststellung ermittelt werden, die das größte Biegemoment im Querträger erzeugt. Bei symmetrischer Lage der Fahrbahn genügt es, die symmetrische Aufstellung der Lasten zu berücksichtigen (DIN 1072 § 3, Ziff. 3). Beim Nachrechnen von Querträgern ist es also nicht erforderlich, die Linie der größten Momente bzw. eine annähernd geltende Ersatzlinie zugrunde zu legen.

Beim Nachrechnen stählerner Straßenbrücken können die im Anhang zu den Vorschriften für Eisenbauwerke (BE) der DRB abgedruckten „Besonderen Bestimmungen für das Nachrechnen und das Verstärken eiserner Brücken und die Berechnung von gußeisernen Säulen“ sinngemäß angewendet werden, doch sollte man bei Straßenbrücken auch die Gehbahnen nachrechnen und den zulässigen Lochleibungsdruck nicht höher als das 2,5fache der zulässigen Zug- und Biegunbeanspruchung annehmen. Eine etwaige Erhöhung der in DIN 1073 festgesetzten zulässigen Spannungen (auch für Lager und Gelenke) richtet sich nach der Bestimmung des Normblattes DIN 1076 § 4.

Beim Einstufen bestehender stählerner Straßenbrücken ist es nicht erforderlich, daß bei Stoßverbindungen und Anschlüssen an Knotenbleche die einzelnen Teile entsprechend ihrem Querschnitt oder entsprechend der auf sie rechnerisch entfallenden Kraft angeschlossen sind (DIN 1073 § 14, Ziff. 2). Es genügt vielmehr im allgemeinen, wenn die Gesamtzahl der vorhandenen Niete die größte auftretende Kraft ohne Überschreitung

der zulässigen Spannungen aufnehmen kann. Hierbei ist jedoch darauf zu achten, daß kein Einzelteil überbeansprucht wird.

Im Interesse der Einheitlichkeit und des Verkehrs wäre es zu begrüßen, wenn auch andere Verwaltungen in gleicher Weise beim Nachrechnen und Einstufen der bestehenden Brücken und bei der Ermittlung der notwendigen Fahrbeschränkungen vorgehen würden.

Alle Rechte vorbehalten.

Friedrich Engeßer †.

Ein großer Mensch hat am 29. August d. J. in völliger Abgeschlossenheit von dieser unruhigen Welt einsam seine gütigen, aber durchdringenden, klaren Augen geschlossen. Ein Mensch voll innerer und äußerer Harmonie, eng verbunden der Natur und erfüllt von einem göttlichen Geiste! Kein Spezialist eines engen technischen Gebietes, sondern die ganze Welt mit ihrem Geschehen umfassend! Was Engeßer schuf, galt nicht dem Augenblick, sondern war für weite Sicht bestimmt.

Geheimrat Professor Dr.-Ing. ehr. Fr. Engeßer wurde geboren als Sohn eines Musiklehrers am 12. Februar 1848 in Weinheim a. d. Bergstraße. Erzog in dem dortigen Benderschen Institut, bestand er die Reifeprüfung am Gymnasium in Mannheim und studierte dann vier Jahre am Polytechnikum in Karlsruhe. Von 1870 ab war er im badischen Staatsbaudienste tätig, zunächst im Wasser- und Straßenbau, dann bei der badischen Staatsbahn, später war er Vorstand des Brückenbaubüros. Von 1885 ab hatte er mehr als dreißig Jahre lang den Lehrstuhl für Statik, Brückenbau und Eisenbahnwesen an der Technischen Hochschule Karlsruhe inne, außerdem war er a. o. Mitglied der preußischen Akademie des Bauwesens. Seit 1923 lebte er im Ruhestande in Achern.

Mit starkem musikalischen Sinn begabt, vom Großvater her, der Arzt und Naturwissenschaftler war, mit offenem Blick für die Vorgänge in der lebenden Natur ausgestattet, aufbauend auf einer ungewöhnlich harmonischen Erziehung in seiner Jugend, die gleichermaßen Geist, Handfertigkeit und Körper pflegte, ließ Engeßer sich auch bei Studium und Ausübung der Technik nicht vom Besonderen ausschöpfen; er suchte und fand das allgemein Gesetzmäßige, aber nicht durch schwere mathematische Arbeit, sondern indem er sich durch sein Gefühl zu den Gesetzen hinführen ließ, die er genial vorausahnte und frei von allem Nebensächlichen herauschälte. Stets von der Wirklichkeit ausgehend und an ihr die Grundlagen und die Ergebnisse seiner Arbeit prüfend, bereicherte er die technische Wissenschaft, besonders die Statik, um Erkenntnisse, die sich, je mehr die Versuche später von anderen vertieft und ausgebaut wurden, um so richtiger erwiesen haben.

Dem öffentlichen Auftreten abhold, war Engeßer seinem Volke doch eng verbunden und schaute all das Unglück voraus, das in den beiden letzten Jahrzehnten über uns hereingebrochen ist. Bei aller Freundlichkeit und Güte doch mutig und offen seine Meinung in technischen und

öffentlichen Fragen bekennd, litt er unsäglich unter dem schwächlichen Geschehenlassen.

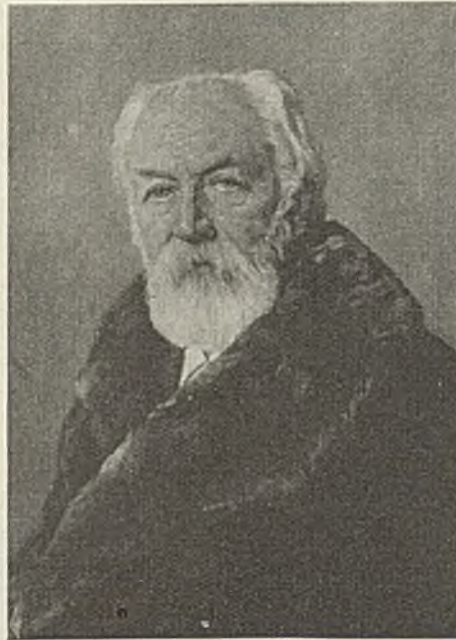
Auf den Gebieten der Statik, der Knick- und Erddrucktheorie hat Engeßer besonders tief geschürft. Seine zahlreichen Arbeiten über die Nebenspannungen, über die Knickung im unelastischen Bereich, seine geometrische Erddrucktheorie sind grundlegend für unsere heutige Wissenschaft. Seinem Drang nach Anschauung und enger Anlehnung an die Natur entsprach es, die Probleme auf geometrischem Wege durchsichtig und anschaulich zu behandeln und die andersorts beliebte Anwendung der Arbeitssätze nicht in den Vordergrund zu stellen, eine Methode, die heute langsam die Oberhand in unserem technischen Schrifttum zu gewinnen scheint.

Manche Arbeiten, die in unseren Fachzeitschriften im letzten Jahrzehnt von Männern aus aller Herren Ländern erschienen sind, bringen Ergebnisse, die er oft schon vor 50 Jahren einfacher und schärfer abgeleitet und irgendwo veröffentlicht hat. Für manche Verfahren, die heute unter fremdem Namen laufen, gebührt ihm die Priorität. Sein rastlos arbeitender Geist suchte stets neue Aufgaben und ließ sich nicht einspannen, um geduldig und gleichmäßig dicke Lehrbücher zu schreiben, die alte Weisheiten zusammenstellen. Wahlos in den Zeitschriften zerstreut, in knappster Form nur das Grundsätzliche behandelnd, sind seine Aufsätze heute in ihrer Mehrzahl der Fachwelt kaum bekannt und schwer zugänglich. Als er sich vor neun Jahren auf Drängen seiner Freunde endlich entschlossen hatte, sein Lebenswerk zu sichten, zusammenzufassen und geordnet als gesammelte Werke herauszugeben, kam die Inflation, und der Ekel vor solchem Geschehen nahm ihm die Feder für immer aus der Hand. Diese Arbeit wird nachgeholt werden, und die Fachwelt wird vielleicht staunen, welche Fundgrube wertvoller Erkenntnisse sich damit auftut.

Harmonisch wie sein Wirken und Leben war sein Ende; schmerzlos und sanft, allein mit seinem Geiste ist er entschlafen. Sein

Wesen wirkt weiter in Schülern, die heute in Berlin, Stuttgart, Prag und Karlsruhe lehren. Schachenmeier in München und Leitz in Graz sind ihm leider im Tode vorangegangen. Die Auswirkungen seines selbstlosen geistigen Schaffens umspannen aber die ganze Welt. Ein lauterer Mensch, eine imponierende Persönlichkeit, ein großer Geist, eine edle Seele hat uns verlassen; die Spuren seines Daseins werden sobald nicht verlöschen.

E. Gaber.



Vermischtes.

Neugliederung der Verwaltung des Hamburger Hafens. Die Verwaltung des Hamburger Hafens lag bis vor 1 1/2 Jahren in der Hand von zwei Behörden: der Deputation für Handel, Schifffahrt und Gewerbe, die die wirtschaftlichen, betrieblichen und nautischen Fragen zu erledigen hatte und der die staatliche Kaiverwaltung und der Hafenkapitän mit den Hafenämtern unterstanden, und der Baubehörde, deren dritter Abteilung, der Strom- und Hafenbauverwaltung, Bau und Unterhaltung des Hafens oblag. Mit dem 1. April 1930 ist die Strom- und Hafenbauverwaltung an die Deputation für Handel, Schifffahrt und Gewerbe als neue Abteilung II angegliedert worden, ohne daß es jedoch zu einem engeren Zusammenschluß der verschiedenen mit dem Hafen befaßten Dienstzweige innerhalb der Deputation kam. Diese Zusammenfassung wurde nur in der Weise vorbereitet, daß der damals neu ernannte Oberbaudirektor der Strom- und Hafenbauverwaltung persönlich an allen Hafenangelegenheiten beteiligt wurde, mit denen die Deputation außerhalb seiner Abteilung befaßt war.

Durch Senatsverordnung vom 9. September 1931 sind nun alle Hafenangelegenheiten der neuen Abteilung II (Hafen) übertragen worden. Die Hafenabteilung steht unter der Leitung des Oberbaudirektors. Sie gliedert sich in die Strom- und Hafenbauabteilung unter dem Ersten Baudirektor, die Wirtschaftsabteilung (Kaiverwaltung) unter dem Kadirektor, die nautische Abteilung unter dem Hafenkapitän und die Verwaltungsabteilung unter

einem juristisch vorgebildeten Beamten. Die drei ersten Abteilungen bestanden schon bisher als besondere Verwaltung in etwa demselben Umfang und mit etwa den gleichen Aufgaben. Die Verwaltungsabteilung soll die den drei anderen gemeinsamen Gebiete an einer Stelle zusammenfassen, nämlich: die Finanzfragen, das Kassen-, Lohn- und Buchungswesen, die Rechnungsprüfung, die Haushaltfragen, das gesamte Beschaffungswesen, einschl. der Verdingung und Vergabung von Arbeiten und Lieferungen und der Abnahme der Bau- und Betriebsstoffe, die Personalangelegenheiten, die Rechtsfragen und endlich Teile der Büroverwaltung, insbesondere die Archive, Büchereien und Plankammern. Auch können die technischen Betriebe der gesamten Hafenverwaltung in erheblichem Umfang zusammengelegt werden, insbesondere die Werkstätten für die Unterhaltungsarbeiten und die Vorratslager für Bau- und Betriebsstoffe. Weiter ist eine gemeinsame Bewirtschaftung der Fahrzeuge und Geräte in Aussicht genommen, und endlich soll das bisher der Abteilung I unterstehende Schiffsvermessungsamt enger an die technischen Betriebe der Hafenverwaltung angeschlossen werden.

Abgesehen von den in der Verwaltungsabteilung zu vereinigenden Gebieten, behalten die anderen Abteilungen ihre bisherigen Aufgaben, nur der Bereich der Wirtschaftsabteilung geht insofern über die bisherigen Aufgaben der Kaiverwaltung hinaus, als sie nicht nur die wirtschaftlichen und betrieblichen Fragen der Kaiverwaltung selbst, sondern die des ge-

samen Hafens zu bearbeiten hat. Insbesondere werden ihre Aufgaben bei der Verwaltung der Grundstücke im Hafen und auf dem Gebiete der Tarif- und Frachtenfragen erweitert.

Durch diese Maßnahmen ist in der Hafenabteilung der Deputation für Handel, Schifffahrt und Gewerbe eine straff gegliederte Verwaltung des Hafens geschaffen worden, die einfacher und billiger arbeiten wird als die bisher getrennten Verwaltungszweige, und die vor allem den Vorzug der einheitlichen Leitung in der Hand eines Technikers hat.

Sand und Kies für Beton. Der Deutsche Beton-Verein (E. V.) erläßt an seine Mitglieder ein Rundschreiben, das die Beschaffung von Sand und Kies für Beton zum Gegenstande hat und dem wir u. a. die folgenden beachtlichen Ausführungen entnehmen:

Leitender Grundsatz für den Betonbau sollte es sein, die Zuschlagstoffe zu einem bestimmten Bau von möglichst wenigen verschiedenen Quellen zu beziehen. Im allgemeinen wird man mit höchstens zwei Zuschlagstoffen verschiedenen Ursprungs, z. B. Sand oder Kiessand und Splitt, auch hohen Anforderungen genügen können. Vor allem kommt es darauf an, die vorhandenen Kiessandvorkommen in ihrer natürlichen Zusammensetzung auszunutzen und gegebenenfalls durch Ausscheiden ungeeigneter Bestandteile zu verbessern. Aus wirtschaftlichen Gründen darf die Menge der auszuscheidenden Teile jedoch nur einen kleinen Anteil der Gesamtmasse ausmachen, da der Ausschluß im allgemeinen nicht mehr verwertbar ist. Völlig abwegig ist es aus demselben Grunde, aus dem Kiessande nur bestimmte Körnungen zu entnehmen, solange diese nicht im Übermaß vorhanden sind. Gewiß ist es technisch möglich, die vorhandenen Korngrößen eines Kiessandes in bestimmte Körnungen zu trennen und daraus dann einen Edelbeton zusammensetzen, jedoch muß, wieder aus wirtschaftlichen Gründen, ein solches Verfahren um so mehr auf kleine Massen beschränkt bleiben, je weiter die natürliche Zusammensetzung des Kiessandes von der gewünschten künstlichen abweicht.

Wird eine Trennung des Kiessandes im Kieswerk durchgeführt, so sollen die einzelnen Körnungen auch getrennt bis zur Mischmaschine geliefert werden, da nur so eine Zuteilung zum Beton im gewünschten Mengenverhältnis gewährleistet ist. Würde man die künstliche Zusammensetzung bereits im Kieswerk vornehmen, so würde der beabsichtigte Zweck weniger gut erreicht, da sich das Gemenge während des Transports zur Baustelle wieder entmischt.

Die Sieblinien, wie sie in unseren Baukontroll-Leitsätzen enthalten sind, genügen allein nicht zur Beurteilung der Zuschlagstoffe. Das gilt vor allem, wenn nur die Siebe von 1 mm und 7 mm zur Feststellung der Kornung verwendet werden. Zu beachten sind besonders noch die Kornform der Zuschläge und die Kornung des Feinsandes. Sie bestimmen in erster Linie die Verarbeitbarkeit des Betons, von der wiederum der Wasseranspruch abhängt, dessen große Bedeutung für die Betongüte wohl allgemein bekannt ist. Man beachte daher beim Bezug von Sand und Kies auch die in den Sieblinien nicht besonders festgelegten Eigenschaften des Zuschlags.¹⁾

Zuschriften an die Schriftleitung.

Die Herstellung von Stahlsäulen ohne Knickabminderung. In dem unter dieser Überschrift in der Bautechn. 1931, Heft 7, S. 94 erschienenen Aufsatz von Dr. F. Emperger werden im letzten Absatze von mir ausgeführte Versuche an umschnürten Betonsäulen mit hochwertiger Stahlbewehrung in einer nicht zutreffend erscheinenden Weise bemängelt. Dazu bemerke ich folgendes.

Versuche an Säulen mit hochwertigem Rundstahl, dessen Stauchspannung ein Vielfaches von der des St 37 ist, sind bisher von niemand anderm vorgenommen worden. Die vollständige bauliche Durchbildung solcher Säulen, insbesondere der Anschlüsse der Unterzüge und Deckenträger, hat bisher nur Dr. Bruno Bauer durchgeführt. Die Anschlüsse bei Verwendung so hochwertiger Stahleinlagen dürfen in der üblichen Eisenbetonbauweise nicht hergestellt werden, weil bei den großen Kräften, die in der Stahlbewehrung wirken, die Haftung zwischen Beton und Eisen nicht mehr ausreicht. Die Längsstäbe sind in den Stößen am besten stirngeschweißt aufeinander zu setzen, und die Stützenkräfte der Unterzüge müssen unmittelbar in die Stahlbewehrung eingeführt werden.

Während in der gewöhnlichen Eisenbetonsäule der Beton in der Regel 70 bis 90% der Säulenlast aufnimmt, sinkt dieser Anteil bei der Verwendung von hochwertigem Stahl nach Versuchen bis auf 17% und weniger. Statisch überwiegt daher die Bewehrungswirkung so stark, daß man in diesem Sinne fast von reinen Stahlsäulen reden könnte. Der Beton ist aber die unerläßliche Voraussetzung für die Knickfreiheit der Längsstäbe und deren Beanspruchung bis zur Stauchspannung.

Zur Nachahmung der wirklichen Bauverhältnisse wurde daher bei den ersten in Wien und Berlin ausgeführten Versuchsreihen die Last unmittelbar in die Längsstäbe eingetragen, die 5 bis 10 mm über die Betonköpfe vorragten. Diese Anordnung ist auch von anderen Forschern getroffen worden, wenn der Versuchszweck sie bedingte. Vergleichsversuche an Säulen mit ebenen Köpfen und mit vorstehenden Eisen zeigten aber, daß ein Unterschied in der Tragkraft nicht vorhanden ist. Dies ist auch durch die letzte, noch nicht veröffentlichte Versuchsreihe erhärtet worden. Aus versuchstechnischen Gründen hat daher der Leiter der Technischen Versuchsanstalt, Prof. Rinagl, vorgeschlagen, bei den

späteren Versuchsreihen auf die vorstehenden Eisen zu verzichten und die Beton- und Eisenköpfe der Säulen in einer Ebene anzuordnen. Dies ist bei den letzten beiden Versuchsreihen auch geschehen.

Bezüglich der Rissebildung in der Schale verhalten sich die Säulen mit vorstehenden Längsstäben etwas anders als Säulen mit ebenen Kopfflächen. Die Ursache ist leicht einzusehen. Beim Versuch in der Festigkeitsmaschine werden aus verschiedenen Gründen stufenweise Entlastungen vorgenommen. Die gestauchte Längsbewehrung erlangt wegen der Federung des Stahls nach der Entlastung ihre ursprüngliche Länge, während der Beton infolge seiner erheblichen bleibenden Formänderungen nunmehr auf Zug beansprucht wird und daher bei einer bestimmten Laststufe Querrisse zeigt. Diese Querrisse sind nicht zu verwechseln mit den Längsrissen, die eine Folge der Querdehnung bei der Pressung durch die Säulenlast sind. Leider ist in einem Versuchsbericht die Bildung der Längsrisse nicht besonders vermerkt, so daß dadurch diese Verwechslung eingetreten sein dürfte.

Da im Bauwerk solche Lastwechsel, wie sie im Laboratorium durchgeführt werden, nicht vorkommen, so entfallen auch alle Bedenken, daß die Rissebildung der Schale vorzeitig aufträte, also etwa gar bei geringerer als der zulässigen Belastung.

Über das Verhältnis der Lasten, die das Abfallen der Schale einleitende Längsrisse hervorriefen, zu den Bruchlasten, gibt die nebenstehende Tabelle Auskunft. Danach liegen die Rißlasten den Bruchlasten um so näher, je geringer Querschnitt und Stoffgüte der Bewehrung sind. Die Schale in den Säulen mit Bewehrung aus St 37 und ebenso aus Stahl mit einer Stauchgrenze von 4,7 t/cm² (letztere bei geringem Bewehrungsquerschnitt) wurde erst bei Erreichen der Höchstlast rissig. Die höchstwertige Längsbewehrung mit einer Stauchgrenze von 7,7 t/cm² ergab bei einem Bewehrungsquerschnitt von 28,7 cm² eine Rißlast, die 7% unter der Bruchlast lag. Bei einer Längsbewehrung von 56,6 cm² lag die Rißlast 15% bei einer Längsbewehrung von 85 cm² 35% unter der Bruchlast. Bei dem üblichen Sicherheitsgrade gegen Bruch liegen die zulässigen Lasten weit unterhalb der Rißlasten; es ist daher vollständige Rißsicherheit vorhanden.

Übersicht über das Verhältnis der Rißlasten zu den Bruchlasten.

Säulen-Nr.	Veröffentlichung	Stauchgrenze der Längsstäbe t/cm ²	Streckgrenze der Umschnürung t/cm ²	F _e cm ²	$\frac{N_{Ri\beta}}{N_{Bruch}}$
36, 38 u. 40	B. u. E. 1930, H. 17	7,7	2,9	28,7 56,6 85,0	0,93 0,85 0,65
23, 24, 25, 26, 27	B. u. E. 1930, H. 1	7,35	5,2	31,6 61,9 bis 63,1	0,92 0,75 bis 0,90
46, 47, 48, 50, 51, 52, 53	noch nicht veröffentlicht	7,2	2,0	31,2 61,4 76,7	0,87 bis 0,90 0,81 bis 0,85 0,76
29, 30, 32, 33, 34	Berliner Versuche Österr. Bauzfg. 1930, H. 44	4,7	2,5 5,2	28,3 55 83	1,0 0,89 bis 1,0 0,92
45a bis d	noch nicht veröffentlicht	2,2	1,7 bis 2,0	31,8 bis 32,2	1,0
Umschnürte Stahlsäulen aus □C-Profilen 1 bis 5	Baug. 1931, H. 15 u. 16	3,0	2,5 bis 2,9	27,0 66,2 bis 66,7	0,94 0,87 bis 0,96

Die letzte Zeile der Zusammenstellung bezieht sich auf Versuche an zehn betonumschnürten Stahlsäulen aus □C-Profilen. Diese sind anlässlich des Hochhauses in der Herrengasse in Wien erprobt, dessen Traggerippe unter meiner Leitung berechnet und entworfen ist. Die im Berichte Dr. Empergers behandelten Versuchsäulen betreffen Stiefbewehrungen aus Winkeleisen; keine dieser Säulen hat die gleiche Gestaltung, wie die nach meinem Programm ausgeführten.

Prof. Dr.-Ing. R. Saliger.

Erwiderung.

Die vorstehende Zuschrift steht mit dem Inhalte meines Aufsatzes nur in einem sehr losen Zusammenhange. Ich glaube den Nachweis geführt zu haben, daß durch Einbetonierung die Knickempfindlichkeit einer Stahlsäule ganz beseitigt werden kann. Dies habe ich an Versuchen an Säulen gezeigt, bei denen man die Bewehrung aus dem Beton herausstehen ließ und bei denen daher die Stauchgrenze des vollen Stahlquerschnittes als Bruchlast zur Geltung kommt. Als Beispiel habe ich amerikanische Versuche angeführt, bei denen man sich dieses Zusammenhanges nicht bewußt gewesen ist. Da nun Herr Prof. Saliger ebenfalls Versuche an Eisenbetonsäulen mit herausstehenden Stahlstummeln vorgenommen hat, habe ich der Vollständigkeit wegen auch auf seine

¹⁾ Vgl. auch TIZ 1930, Nr. 71, 72 u. 74: Graf, „Auswahl und Abnahme von Sand und Kies zu Beton, insbesondere zu Eisenbeton“.

Versuche hingewiesen. Über seine darüber hinausgehenden Ziele habe ich nur gesagt: „Das ist recht interessant als Versuch, kann jedoch in der Praxis nicht gut nachgeahmt werden.“

Dieser kurze Satz ist die einzige Unterlage für die Zuschrift Herrn Saligers. Ich sehe mich daher veranlaßt, auf die bei jenen Versuchen befolgte Methode näher einzugehen. Die Versuchsanordnung mit den herausstehenden Bewehrungen hat zur Folge, daß die Belastung in zwei Stadien wirkt. Zunächst wird die Stauchgrenze in den Stahlstummeln erreicht. Der Stahl wird in den umschnürten Beton hineingestaucht, die Umschnürung wird vorgespannt, die Mitwirkung des Betons ist abhängig von der Haftspannung, und da er die Bewegungen des Stahles nicht mitmachen kann, treten bei der Entlastung Zugrisse auf. Diese Erscheinung hätte dem Experimentator als Warnung dienen sollen. So wenig er sich aber des Zusammenhanges dieser „ersten Risse“ in seinen Veröffentlichungen bewußt gewesen ist, so wenig hat er berücksichtigt, daß für den Gebrauch des Additionsgesetzes, wonach beim Bruch die volle Ausnutzung der Festigkeiten des Betons und des Stahles eintreten soll, die wichtigste Voraussetzung ist, daß die Stauchgrenze des Betons ($1/100$) bis zur Stauchgrenze des betreffenden Stahles erhöht wird. Nur so ist es möglich, den vorzeitigen Bruch des Betons zu vermeiden und die Zusammenarbeit beider Baustoffe sicherzustellen. Man muß sich darüber klar sein, daß, um die Stauchgrenze zu erreichen, bei St 37 (mit 2400 kg/cm^2 Stauchgrenze) eine Stauchung von mindestens $1,6/100$, bei dem von Herrn Saliger untersuchten St 90 (mit 7500 kg/cm^2 Stauchgrenze) aber eine Stauchung von etwa $5/100$ nötig ist. (Das letztere kann man aus den eigenen Mitteilungen des genannten Verfassers in B. u. E. 1930, S. 8 u. Abb. 7, entnehmen.) Um solche Stauchungen möglich zu machen, ist bei St 37 eine Umschnürung von 1 bis $1,5/100$, bei St 90 eine entsprechend größere Menge Verschnürung erforderlich, sofern man nicht durch Vorstauchung bzw. Vorbelastung der Längseisen nachhilft. Ich verweise z. B. auf seine Versuche in B. u. E. 1930, S. 310, bei denen zur Umschnürung Flacheisen aus gewöhnlichem Stahl, also mit 2400 kg/cm^2 Fließgrenze und $1/100$ Eisenmenge verwendet worden ist. Für die vorliegende Aufgabe ist diese Art der Umschnürung jedoch ganz unzureichend.

Die Längseisen waren 1200 mm lang. Zur Erreichung der Stauchgrenze bedurfte es einer Zusammendrückung von 6 mm , oder beiderseits 3 mm . Da die Längseisen beiderseits um 10 mm aus dem Beton herausragten, verbleiben nach Erreichung der Stauchgrenze immer noch 7 mm , die in den umschnürten Beton hineingestaucht worden sind, wobei die Haftfestigkeit zwischen Beton und Stahl überwunden wurde und die erwähnten Zugrisse im Betonkörper aufgetreten sind. Wir sehen, daß durch diesen Vorgang ein ganz neuer Säulentypus geschaffen wurde, und daß erst nach vollständigem Hineinstreichen der Stahlstummeln ein richtiger Versuch mit einer Eisenbetonsäule sich entwickelt hat.

Mit diesem neuen Säulentypus hat Prof. Saliger in Verbindung mit Dr. Bauer verschiedene Reihen von Säulenversuchen ausgeführt und vorgeschlagen, daß auch der Österr. Eisenbetonausschuß sich dieser Art der Auflagerung bedienen solle, bei der die Betonsäulen mit vorgestauchten Längseisen und vorgespannter Umschnürung einer Bruchprobe unterzogen werden. Auf meine Anregung hin ist dieser Vorschlag unberücksichtigt geblieben. Prof. Saliger hat damals Parallelversuche angekündigt, und verweist auf diese auch in seiner Zuschrift mit der Behauptung, daß ein Unterschied in der Tragkraft nicht vorhanden sei. Selbst wenn man bereit wäre, dies zuzugeben, so muß man sich doch fragen, wozu dann diese versuchstechnisch so schwierige Anordnung dienen soll. Leider geht aber den Versuchen von Prof. Saliger jede Beweiskraft nach dieser Richtung hin ab. Sie sind ganz kontrollos vorgenommen worden. Durch gelegentliche Besichtigungen der Probekörper habe ich die Überzeugung gewonnen, daß man nicht behaupten darf, bei dieser Anordnung müßten „alle Bedenken darüber, daß die Rissebildung vorzeitig aufträte, entfallen“, und „ein Unterschied in der Tragkraft sei nicht vorhanden“. Zu dem Kunstfehler, der bei der Auflagerung begangen wurde, ist noch der Umstand hinzuzurechnen, daß die Stauchung unter der Bruchlast nicht ermittelt wurde. Ein weiterer Irrtum Prof. Saligers besteht darin, daß diese Säulen in der Praxis Anwendung finden könnten. Ich habe in meinem Aufsatz auf ein Beispiel hingewiesen, wo die Last unmittelbar auf Eisen übertragen wurde. Es ist mir indessen nicht bekannt, daß man auf einem Bau vorgestauchte Bewehrungseisen verwendet hätte. Ganz undurchführbar aber ist es, wenn man verlangt, daß die Bewehrungseisen nicht nur bis zur Stauchgrenze vorgestaucht werden, sondern daß sie in diesem gestauchten Zustande unter dieser Belastung verbleiben, wie es der hier eingehaltene Belastungsvorgang erfordert. Wenn man eine derartige Säule so belastet, daß die Stahlstummeln in den Beton hinein verschwinden, so wird sie bei der Entlastung sich naturgemäß ausdehnen und der Beton gezwungen sein, bei der Neubelastung sich um $5/100$ neuerdings zusammenzudrücken, wozu er mit der vorgesehenen Umschnürung ohne den Spielraum der Zugrisse gar nicht imstande ist. Es handelt sich also m. E. um einen praktisch unbrauchbaren Vorschlag. Dr. Fritz Emperger.

II.

1. Es ist unrichtig, daß der österreichische Eisenbetonausschuß meine Vorschläge hinsichtlich der Versuchsdurchführung abgelehnt habe. In der Tat wurden die Versuche so durchgeführt, wie sie geplant waren, mit den Änderungen, die der Leiter der Versuchsanstalt, Prof. Rinagl, gewünscht hat.

2. Es ist ferner unrichtig, daß die Versuche kontrollos vorgenommen seien. Die Versuche sind in der amtlichen Prüfanstalt der Technischen

Hochschule Wien ausgeführt, ihr Ergebnis ist in amtlichen Versuchsberichten niedergelegt. Richtig ist hingegen, daß Herrn Dr. Emperger ein Einfluß auf die Versuchsdurchführung weder zugestanden hat noch zusteht.

3. Unrichtig ist auch, daß die Bruchstauchung niemals ermittelt worden sei. Tatsächlich sind bei den meisten Säulen die Bruchstauchungen gemessen worden.

4. Unrichtig sind endlich die Behauptungen über die vorstehenden Eisen der Säulen und alle daran geknüpften Folgerungen. Tatsache ist, daß Säulen nach der Bauart Dr. Bauer in der gleichen Ausführung, wie sie geprüft worden sind, bei Industriebauten wiederholt ausgeführt wurden und werden. Prof. Saliger, Wien.

II. Erwiderung.

Es ist außer Frage, daß auch beim Leiter der Versuchsanstalt der Technischen Hochschule, Herrn Prof. Dr. Rinagl, der Wunsch bestand, bei den weiteren Säulenversuchen des Österreichischen Eisenbetonausschusses eine Anordnung zu vermeiden, die bei den vorangegangenen privaten Versuchen des Herrn Prof. Saliger unter der zulässigen Last Zugrisse in der Säulenmitte erzeugt haben.¹⁾

Prof. Saliger hat aber diese für Versuch und Ausführung gleich unbrauchbare Anordnung mit den zu weit herausstehenden Längseisen, gegen die ich bereits im zuständigen Unterausschuß Stellung genommen hatte, neuerdings dem Vollausschuß zur Genehmigung vorgelegt und mußte dort erst die Erklärung abgeben, daß sie unterbleibt. Die Versuche wurden also nicht so ausgeführt, wie er sie geplant hat.

Er hat zwar daraufhin Parallelversuche zum Nachweise der Richtigkeit seiner Vorschläge angekündigt; ich habe mich jedoch davon überzeugen können, daß diese Parallelversuche seiner Ankündigung nicht entsprechen. Außerdem unterblieb auf Ersuchen des Prof. Saliger die übliche Einladung der Mitglieder des Ausschusses zu ihren eigenen Versuchen. Es fehlt also jede Kontrolle für seine Behauptungen.

Auch alles sonst in der zweiten Äußerung Saligers Vorgebracht ist m. E. ohne innere Berechtigung von ihm als eine „Richtigstellung“ bezeichnet worden.

Wir schließen hiermit die Aussprache.

Die Schriftleitung.

Patentschau.

Verfahren zur Herstellung von Ortpfählen aus Beton oder dgl. unter Verwendung eines durch eine Kappe verschließbaren Schüttröhres. (Kl. 84c, Nr. 521440 vom 3. 3. 1929 von Siemens-Bauunion G. m. b. H., Komm.-Ges. in Berlin-Siemensstadt.) In den das untere Ende des Bohrröhres abdichtenden, noch flüssigen Betonpfropfen wird ein Doppelkegel eingeführt, dessen untere Kegelfläche den Beton zum Klumpfuß austreibt und dessen obere Kegelspitze zum Lösen der Verschlusskappe des Schüttröhres dient. Nach dem Niederbringen des Bohrröhres *a* wird der Betonpfropfen *b* für den Pfahlfuß eingebracht und hierauf die Eisenbewehrung *c* mit dem Doppelkegel *d* eingeführt. Dieser sinkt in

den noch flüssigen Betonbrei des Pfropfens *b* und drückt hierbei den Betonbrei unter Bildung des Klumpfußes *e* in die am unteren Ende des Bohrröhres befindlichen Bodenschichten. Nachdem das Bohrrohr *a* am unteren Ende, das Grundwasser abdämmend, geschlossen ist, wird das Schüttrohr *f* in das Bohrrohr eingebracht. Das oberhalb des Betonpfropfens befindliche Wasser *g* wird durch das Schüttrohr nach oben verdrängt. Das Schüttrohr trägt unten einen lösbaren Verschluss aus einer über das Rohrende gezogenen Blechkappe *h*, die das Schüttröhrende gegen das Wasser abdichtet. Der untere Rand des Schüttröhres ist scharfkantig, so daß die Blechkappe an der Kante *i* beim Aufsetzen auf die Kegelspitze bzw. auf die Masse des Pfropfens *b* aufgeschnitten wird. So wird der Boden *k* der Kappe vom Schüttröhrende gelöst, und der Betonbrei drückt den Kappenboden in die Masse des Pfropfens *b*. Hierauf wird das Bohrrohr *a* allmählich nach oben gezogen, das Schüttrohr *f* langsam nachgezogen, so daß allmählich der mit Bewehrung *c* versehene Betonpfahl entsteht. Die Kappe *h* besteht aus dünnem Blech, so daß bei Erreichung eines gewissen Druckes sich der Boden vom Schüttrohr löst.

¹⁾ B. u. E. 1930, S. 7 u. 310, sowie 1931, S. 124.

INHALT: Die Krapphofscluse bei Bergedorf. — Die Bauten des Rheinkraftwerks Ryburg-Schwörstadt. (Fortsetzung.) — Erfahrungen bei Ausführung einer geschweißten Fachwerkbücke. — Belastungsannahmen und Erleichterungen beim Nachrechnen von Straßenbrücken. — Friedrich Engebert. — Vermischtes: Neugliederung der Verwaltung des Hamburger Hafens. — Sand und Kies für Beton. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Patentschau.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.

Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.