

# DIE BAUTECHNIK

## Die Kanalüberführungen in der 2. Fahrt des Dortmund-Ems-Kanals bei Olfen i. W.

(Fortsetzung aus Heft 9.)

### Teil II. Widerlager und Pfeiler.

Von Regierungsbaurath Dr.-Ing. Hans Mügge, Nienburg a. d. Weser.

#### A. Allgemeines. Lagepläne und Zweckbestimmung.

In Teil I, C<sup>1)</sup> sind die vier Kanalüberführungen Klauke, Lippe, Olfen-Seim und Stever (Abb. 4 bis 7) als die wichtigsten Bauwerke der 2. Fahrt genannt worden. Im vorliegenden Teile II sollen die Grundbauten, d. h.

die Widerlager und Pfeiler dieser Kanalüberführungen, im einzelnen beschrieben werden. In Ergänzung der in Teil I, C bereits genannten Zweckbestimmung der Kanalüberführungen ist noch besonders darzulegen:

Bei der K.-Ü. Klauke wird gemäß Abb. 13 u. 14 ein Gemeinde-

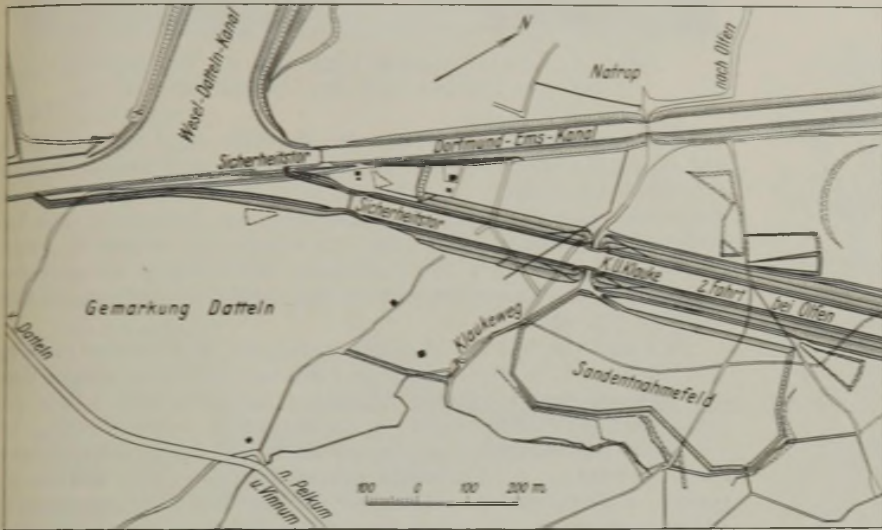


Abb. 13. Lageplan der Kanalüberführung Klauke mit Verlegung des Klaukeweges.

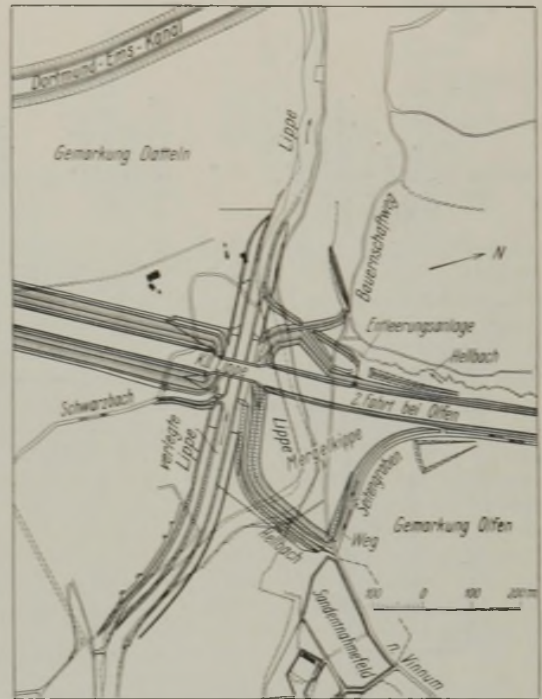


Abb. 15. Lageplan der Kanalüberführung Lippe mit Verlegung der Lippe und des Bauerschaftsweges.

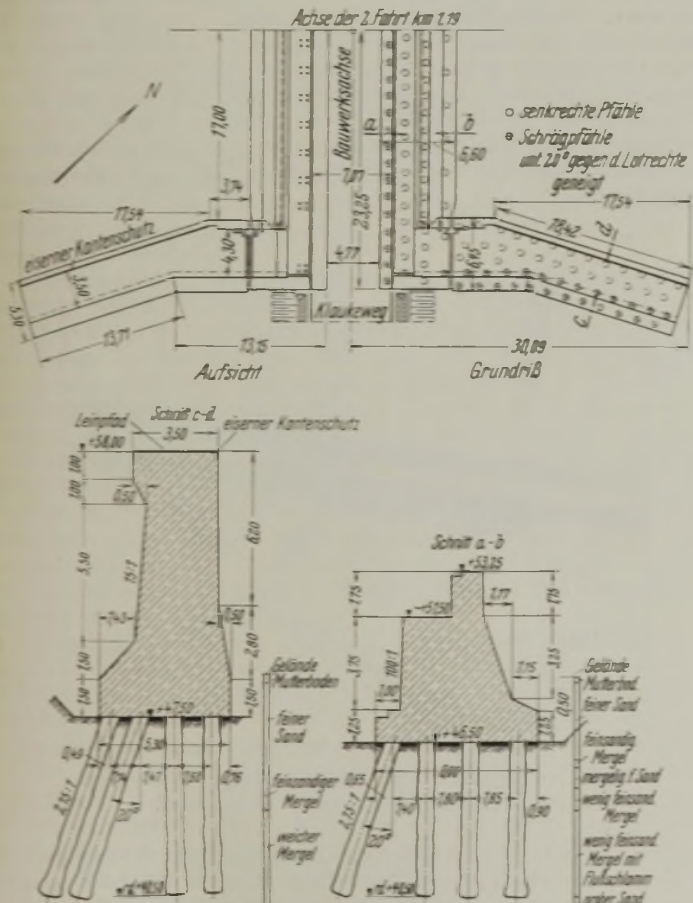
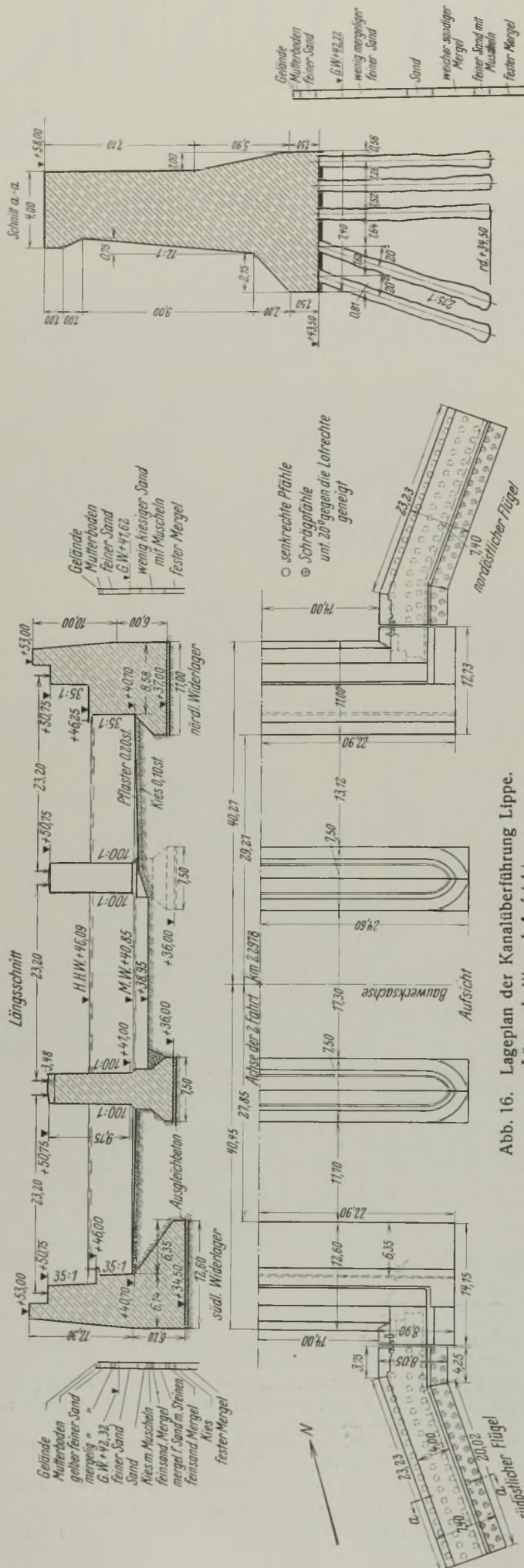


Abb. 14. Lageplan der Kanalüberführung Klauke. Grundriß und Schnitte.

feldweg von 5 m Breite auf etwa 250 m Länge nach Nordosten verlegt und mit rd. 7,10 m lichter Breite, von der 5,30 m auf die Fahrbahn, 1,30 m auf den einseitigen Fußweg und 0,50 m auf einen Schrammbord entfallen, unter der 2. Fahrt hindurchgeführt.

An der K.-Ü. Lippe wurde zur Erleichterung der Bauarbeiten und in Rücksicht auf eine rechtwinklige Kreuzung mit dem Flußlauf das Bauwerk etwas südlich des alten Flußlaufes in einer durch eine hochwasserfreie, eiserne Spundwand umschlossenen Baugrube errichtet, und der Flußlauf nach der Fertigstellung der Kanalüberführung auf eine Länge von rd. 900 m durch das Bauwerk umgeleitet. In Abb. 15 u. 16 ist der Lippe-durchstich im einzelnen dargestellt. Durch diesen wird eine ziemlich stark gekrümmte Flußstrecke in wünschenswerter Weise begradigt. Der Durchstich ist in seiner Hauptausdehnung gerade angelegt und mit schlanken Krümmungen an das alte Lippebett angeschlossen. Er ist mit einem Doppelquerschnitt für Kleinwasser (9,5 m<sup>3</sup>/sek) und Mittelwasser (rd. 30 m<sup>3</sup>/sek) sowie für Hochwasser (750 m<sup>3</sup>/sek) angelegt worden. Die Böschungen des Kleinwasserquerschnittes sind mit 20 cm hoher Hochofenschlacke auf 10 cm hoher Kiesunterlage befestigt. Die Vorländer und äußeren Böschungen des Hochwasserprofils sind mit Mutterboden bedeckt und angesät. An einigen Stellen, an denen stark wasserführende Bodenschichten angeschnitten waren, wurde im Kleinwasserprofil, ebenso wie in den Anschlußstrecken an die alte Lippe, ein Fuß aus großen Steinen geschüttet, gegen den sich die aufgehende Böschungsbefestigung stützt. Zum Schutze der Böschungsfüße des Hochwasserprofils wurden an einigen Stellen Entwässerungsrigolen aus Kies mit darüberliegender Steinschüttung

<sup>1)</sup> Bautechn. 1934, Heft 9, S. 99 ff.: Stecher, Die Kanalüberführungen in der 2. Fahrt des Dortmund-Ems-Kanals bei Olfen i. W., Teil I mit den Abb. 1 bis 12. — Hinter die Überschrift dieses Aufsatzes ist einzuschalten: Teil I, Allgemeines.



im Vorland angelegt. Im Bereich der eigentlichen Kanalüberführung und etwa 60 m lippeauf- und -abwärts ist gemäß Abb. 15 bis 17 der ganze Flußquerschnitt durch 20 cm hohes Bruchsteinpflaster auf 10 cm hoher Kiesunterbettung befestigt worden.



Abb. 17. Kanalüberführung Lippe nach der Fertigstellung mit dem östlichen Teile des Lippedurchstiches.

Der ursprünglich in der Nähe des Bauwerks die 2. Fahrt kreuzende und etwa 150 m westlich in die alte Lippe mündende Schwarzbach mußte auf etwa 100 m Länge an der Ostseite der 2. Fahrt entlang und über ein durch eine eiserne Spundwand geschütztes, aus Ziegelmauerwerk hergestelltes Absturzbauwerk in den Lippedurchstich eingeleitet werden (vgl. Abb. 15). Die Sohle und Böschungen des verlegten Schwarzbaches einschließlich der Einmündungsstrecke sind durch Steinschüttung auf Kiesunterlage befestigt.

Wie aus Abb. 5, 15 u. 16 weiter hervorgeht, wird an dem südlichen Widerlager eine 2 m breite, durch ein einfaches Geländer eingefasste Viehtrift und auf dem nördlichen Widerlager mit Hilfe einer 1,10 m ausgekragten Eisenbetonplatte ein im Lichten 4,50 m breiter Fahrweg mit 4 m lichter Durchfahrthöhe gleichzeitig unter dem Kanal hindurchgeführt. Zur Verminderung der Stützweite des eisernen Überbaues und zur Ersparnis an Beton ist das Widerlager in Weghöhe als Eisenbetonplatte 1,10 m ausgekragt. Dieser sogenannte Bauerschaftsweg wird, soweit er sich an der durch eine eiserne Spundwand hergestellten Einfassung des Lippeufers und unter dem Bauwerk hinzieht, durch ein 1,60 m hohes geschlossenes, eisernes Schutzgeländer eingefast. Der Weg mußte zu diesem Zwecke im Bogen mit einer Neigung 1:45 fallend nach Süden verlegt und auf der anderen Kanalseite mit derselben Neigung wieder ansteigend in den alten Weg nach Vinnum eingeleitet werden. Östlich und westlich der Kanalüberführung sind hinreichend lange und breite Ausweichstellen angelegt, von denen aus der unter der Kanalüberführung und beiderseits davon nahezu geradlinig angelegte Wegteil gut übersehen werden kann.

Abb. 16. Lageplan der Kanalüberführung Lippe. Längsschnitt und Aufsicht.

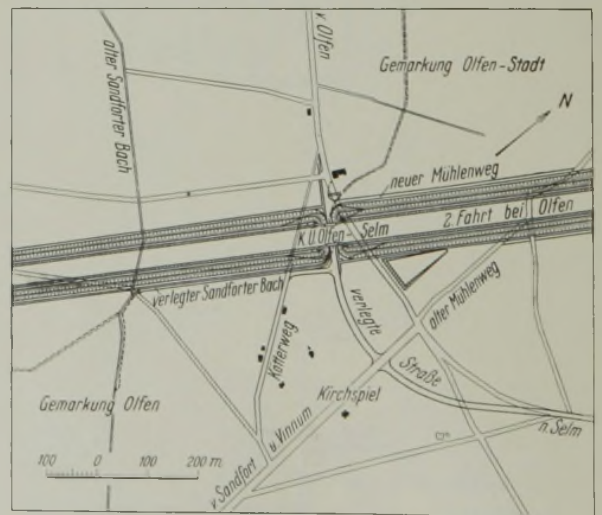


Abb. 18. Lageplan der Kanalüberführung Olfen-Selm mit Verlegung der Straße Olfen-Selm.

Die K.-Ü. Olfen-Selm dient zur Überführung der 2. Fahrt über die von Olfen nach Selm führende Kreisstraße. Wie aus Abb. 18 hervorgeht, kreuzt die 2. Fahrt diese Straße unter einem ziemlich spitzen Winkel. Für eine Ausführung des Bauwerks ohne Störung des Straßenverkehrs und in rechtwinkliger Lage zur Straße war es erforderlich, die Straße

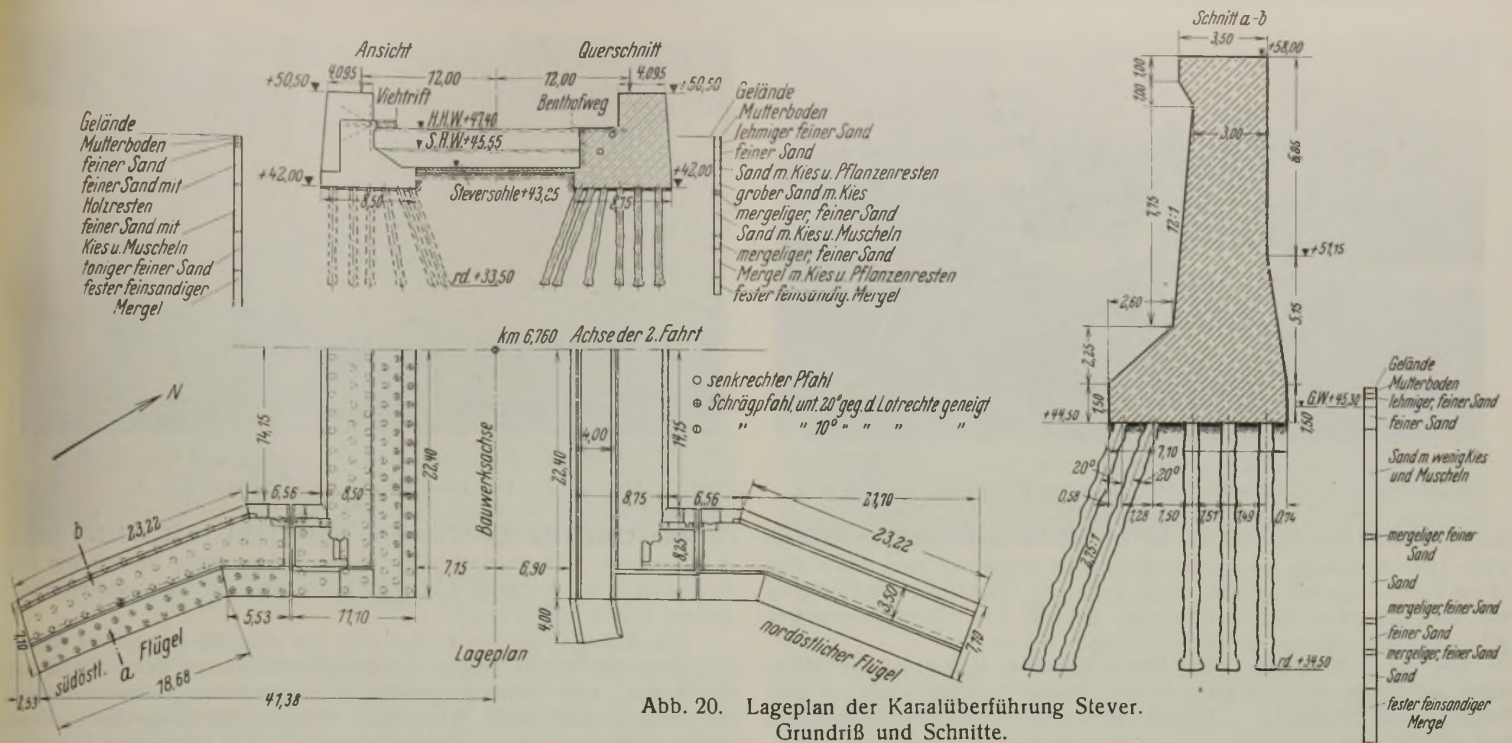


Abb. 20. Lageplan der Kanalüberführung Stever. Grundriß und Schnitt.

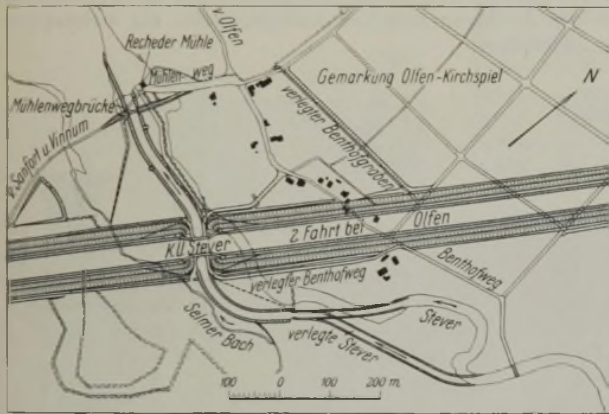


Abb. 19. Lageplan der Kanalüberführung Stever mit Verlegung der Stever, des Selmer Baches und des Benthofweges.

Olfen—Selm in schlankem Bogen auf rd. 800 m Länge nach Süden zu verlegen und vorhandene Nebenwege an die neue Straße wieder anzuschließen. Der die 2. Fahrt ebenfalls kreuzende sogenannte Recheder Mühlenweg erhält unmittelbar westlich der 2. Fahrt eine neue Verbindung mit der neuen Kreisstraße.

Der etwa 400 m südlich der Kanalüberführung die 2. Fahrt kreuzende sogenannte Sandforter Bach wird in seinem Oberlauf an der Ostseite der 2. Fahrt entlang und mittels eines Eisenbetondükers von rechteckigem Querschnitt mitten unter der Straße Olfen—Selm unter der 2. Fahrt hindurchgeführt und in den gleichzeitig mit den Bauarbeiten für die 2. Fahrt im Verkoppelungswege neu angelegten Unterlauf des Baches geleitet. Auf diese Weise ist ein besonderes Durchlaßbauwerk, das im Zuge des alten Bachlaufes unter dem hohen Kanaldamme erforderlich geworden wäre, weggefallen. Durch die Vereinigung des Dükers mit der Verlegung der Straße Olfen—Selm hat der Düker eine Lage erhalten, in der er von dem Kanaldamm völlig getrennt und durch Einsteigeschächte jederzeit leicht zugänglich ist, während er im anderen Falle beim Auftreten von Bergbewegungen eine stete Gefahr für den Bestand des auf hohem Damme liegenden Kanals bedeutet hätte.

Das vierte wichtige Bauwerk ist die K.-Ü. Stever, mittels deren der Kanal über die Stever hinweggeführt wird. Ähnlich wie bei der Lippe wurde das Bauwerk im Schutze einer hochwasserfreien Umschließungswand errichtet (vgl. Abb. 19 u. 20) und die Stever nach Beendigung der Bauarbeiten in einem besonderen Durchstich gemäß Abb. 19 hindurchgeleitet. In Rücksicht auf die erforderliche rechtwinklige Lage des Bauwerks innerhalb der 2. Fahrt ließ sich eine ziemlich scharfe Krümmung des Steverdurchstiches nicht vermeiden. Zur sicheren Abführung des Steverhochwassers einerseits und zur hochwasserfreien Führung des am Nordufer der Stever auf dem nördlichen Widerlager mit unterführten sogenannten Benthofweges andererseits mußte angestrebt werden, den Stau der Recheder Mühle von rd. 1,20 m Höhe, der auch für die spätere Regulierung der weiter aufwärts gelegenen Steverstrecke von besonderer

Bedeutung ist, zu beseitigen und etwa 200 m flußaufwärts der Kanalüberführung als sogenannten Kulturstau zu verlegen. Dieser wird als einfaches Schützenwehr mit eisernen Griefständen und zugehöriger Windwerksanlage ausgeführt. Gleichzeitig damit wird der bisher ins Unterwasser der Recheder Mühle mündende sogenannte Selmer Bach verkürzt, der nunmehr in das erheblich flußaufwärts verlegte Unterwasser dicht unterhalb des neuen Kulturstaues mündet (vgl. Abb. 19).

Der Steverdurchstich wird mit trapezförmigem Querschnitt und unter 1:2 geneigten Böschungen, die mit Steinschüttung auf Kies befestigt werden, angelegt. Im Bereiche der Kanalüberführung werden Böschungen und Sohle, wie an der Kanalüberführung Lippe, mit Bruchsteinpflaster auf Kiesunterlage befestigt. Die beiden Steverufer werden im Anschluß an das Bauwerk beiderseits mit Leitwerken aus Larsen-Spundbohlen mit Verankerung versehen. Am südlichen Ufer wird außerdem noch eine 2 m breite, durch ein Gelände gesicherte Viehtrift mit unterführt. Nach Fertigstellung wird der alte Steverlauf vom Beginn des Durchstiches bis zur Recheder Mühle zugefüllt und in Kulturland verwandelt. Bei Beseitigung des Staues der Recheder Mühle und Senkung des Wasserspiegels in dem neuen, unmittelbar südlich des alten gelegenen Steverlaufes um 1,20 m mußte besonders darauf Bedacht genommen werden, daß das nördlich an die Stever angrenzende, westlich der 2. Fahrt gelegene Gelände durch Wasserentziehung keinen Schaden erleidet. In diesem Gelände sind daher Bewässerungsleitungen vorgesehen, die von einer vom Oberwasser des Kulturstaues abzweigenden und durch das nördliche Widerlager der Kanalüberführung hindurchführenden, 30 cm weiten Wasserleitung gespeist werden können (vgl. Abb. 19).

#### B. Die Grundbauten.

Hauptabmessungen und Beton. Die Grundbauten der vier Kanalüberführungen sind sämtlich nach den gleichen Grundsätzen angelegt worden. Nach den Längenschnitten (Teil I, Abb. 4 bis 7<sup>2)</sup> und

<sup>2)</sup> Vgl. Bautechn. 1934, Heft 9, S. 99 ff.



Abb. 22. Kanalüberführung Lippe. Kurz vor der Vollendung.



Abb. 23. Kanalüberführung Stever. Betonierung des südwestlichen Flügels im Pump-Torkretverfahren.

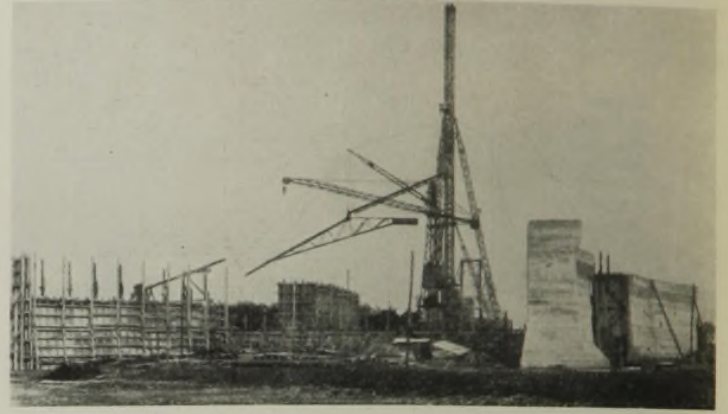


Abb. 24. Lageplan der Kanalüberführung Klauke. Betonieren der Grundbauten.

den Grundrissen in den Abb. 13 bis 16 und 18 bis 20 erhält jedes Bauwerk zwei Widerlager und jedes Widerlager wiederum zwei durch eine 15 cm breite Fuge von diesem völlig getrennte Flügel, die den Übergang zur anschließenden Kanaldammstrecke bilden. Die Hauptabmessungen gehen aus den obengenannten Abbildungen hervor.

Bei der K.-Ü. Lippe als größtem Bauwerk waren für die Hochwasserabführung, im Gegensatz zu den übrigen Bauwerken mit nur einer Öffnung, drei Öffnungen und daher auch zwei Strompfeiler erforderlich (vgl. Abb. 15 bis 17 u. 22).

In Abb. 14, 16 u. 20 sind zur besonderen Erläuterung die K.-Ü. Klauke bzw. das nahezu gleiche und daher nicht besonders abgebildete Bauwerk Olfen-Selm, die K.-Ü. Lippe und die K.-Ü. Stever in ihren Einzelheiten in verschiedenen Schnitten im großen Maßstabe dargestellt. Die Hauptabmessungen der Grundbauten der Kanalüberführungen in m sind folgende:

	Klauke	Lippe	Olfen-Selm	Stever
Länge der Widerlager in Widerlagersohlenhöhe gemessen . . . . .	46,50	45,80	47,10	44,80
Breite der Widerlagersohlen . . . . .	6,60	12,60 (südl.) 11,00 (nördl.)	5,65	8,50 (südl.) 8,75 (nördl.)
Höhe der Widerlager bis zur Auflagerplattform . . . . .	5,20	16,25 (südl.) 13,75 (nördl.)	5,35	9,00
Höhe der Widerlager bis zum Leinpfad . . . . .	11,50	23,50 (südl.) 21,00 (nördl.)	11,75	16,00
Länge der Flügel . . . . .	21,20	rd. 25,50	21,00	25,60
Breite der Flügelsohlen . . . . .	5,30	8,80 (südwestl.) 7,40	5,90	7,10
Breite der Flügel in Leinpfadhöhe . . . . .	3,50	4,00	3,50	3,50
Höhe der Flügel bis zum Leinpfad . . . . .	10,50	17,5 (südwestl.) 14,5	11,50	13,50

Die Oberkante der Widerlager und Flügel liegt auf NN + 58,00, d. h. so hoch, daß sie nach einer späteren Absenkung infolge von Bergbewegungen um 1 m noch 0,50 m über dem späteren angespannten Wasserspiegel (NN + 56,50) liegen.

Die Auflagerplattform ist bei dem das einseitig bewegliche Auflager tragenden Widerlager infolge der Längsverschiebung bei Schrägstellung um 5 bzw. 11 cm breiter vorgesehen als auf der Seite des festen Auflagers. Im übrigen sind beide Widerlager völlig gleich ausgebildet. Gemäß DIN E 1075, Entwurf 1 — Berechnungsgrundlagen für massive Brücken — ist unter den Auflagern zwischen Auflagerquader ein mehrlagiger Rund-eisenrost angeordnet.

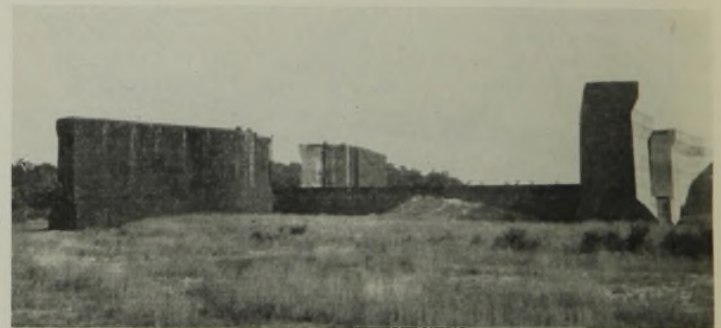


Abb. 25. Lageplan der Kanalüberführung Klauke. Nach Fertigstellung der Grundbauten.

Die Betonarbeiten an den verschiedenen Bauwerken sind dargestellt in den

- Abb. 24 u. 25 (K.-Ü. Klauke),
- Abb. 26 u. 27 (K.-Ü. Olfen-Selm),
- Abb. 22 u. 28 bis 30 (K.-Ü. Lippe),
- Abb. 23 u. 31 (K.-Ü. Stever).

Sämtliche Grundbauten sind aus dem Beton im Mischungsverhältnis von 1 RT Zement: 0,3 bis 0,4 RT Traß, 3 RT Sand und 4,5 RT Kies her-

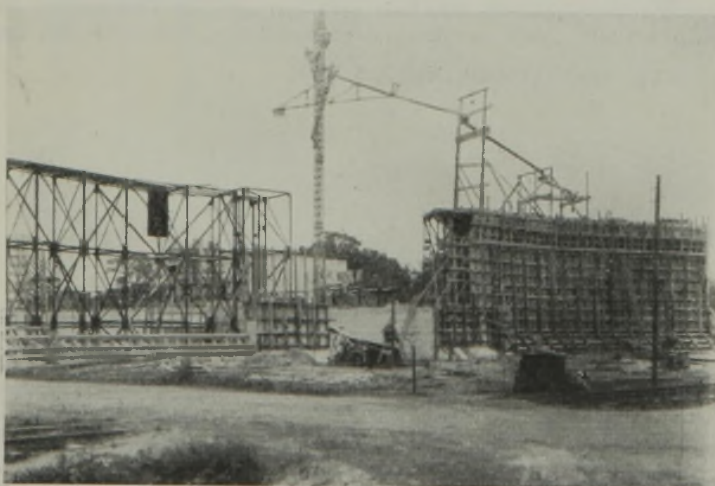


Abb. 26. Kanalüberführung Olfen-Selm. Betonieren der Grundbauten. Links ist die Eisenfachwerk-Bewehrung eines Flügels im Anschluß an das nördliche Widerlager zu erkennen.

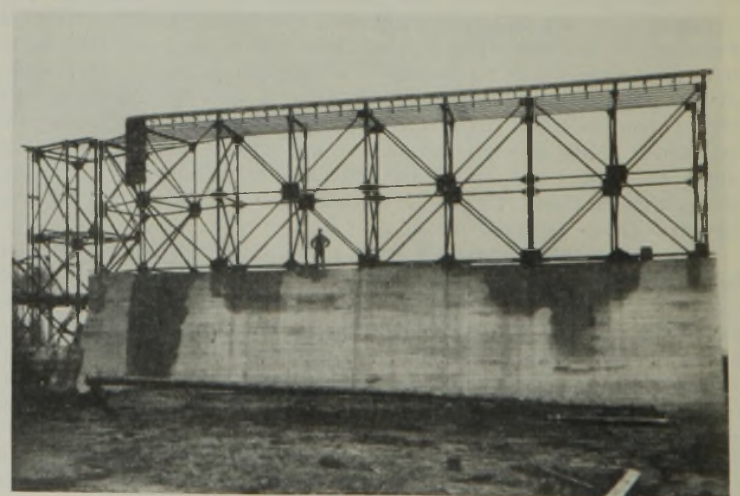


Abb. 27. Kanalüberführung Olfen-Selm. Oberer Teil der Eisenfachwerk-Bewehrung mit Kantenschutz des südöstlichen Flügels.

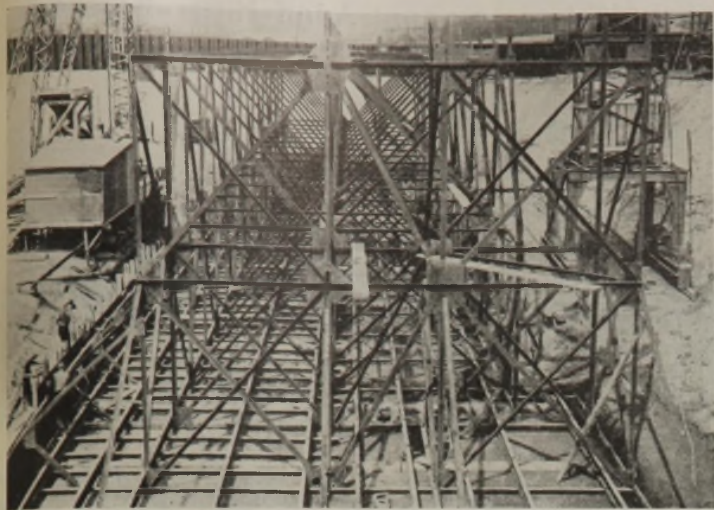


Abb. 28. Kanalüberführung Lippe.  
Eisenfachwerk-Bewehrung der Widerlager.

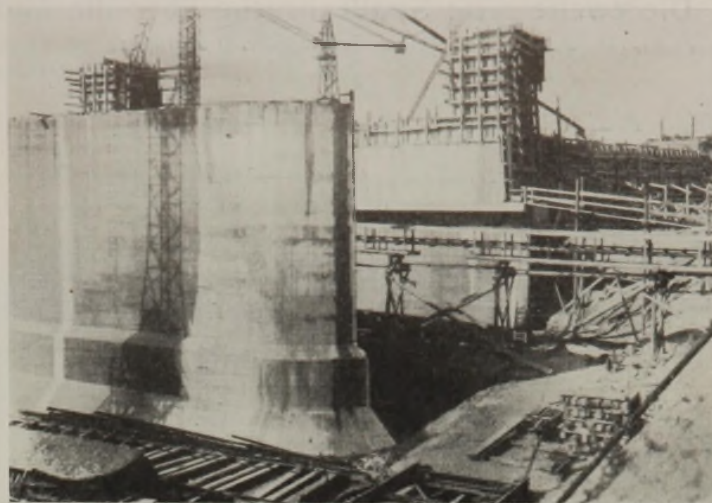


Abb. 30. Kanalüberführung Lippe.  
Betonieren der Grundbauten.

gestellt. Es wurden nur Zuschlagstoffe vom Rhein verwendet, und zwar in einer Korngröße von 0 bis 5 mm als Sand und von über 5 bis 30 mm als Kies. Einige Eisenbetonteile wurden im Mischungsverhältnis 1 RT Zement : 0,3 RT Traß : 2 RT Sand : 3 RT Kies hergestellt. Dem Fortgang

des Betonierens entsprechend wurden außer den für die Baustellen vorgeschriebenen Zementproben (Koch- und Abbindeprobe) die Normproben durchgeführt und die vorgeschriebenen Probewürfel untersucht.

Um die Eigenschaften des fertigen Betons genau kennenzulernen, wurden nach Beendigung der Betonarbeiten aus den Bauwerken an verschiedenen Stellen Würfel in einer Größe von etwa 0,5 m Kantenlänge vorsichtig ausgestemmt, sorgfältig verpackt und zur Untersuchung durch das Materialprüfungsamt nach Berlin geschickt.

Es folgen die hier-

Dichtigkeit: Aus einem größeren Block wurden mehrere Platten von 20 cm Seitenlänge und 10 cm Dicke herausgeschnitten und diese einem Wasserdruck von 0,1 at 24 Stunden ausgesetzt. Danach wurde der Wasserdruck stufenweise in Abständen von je 24 Stunden auf 0,2, 0,3, 0,5, 1, 2,

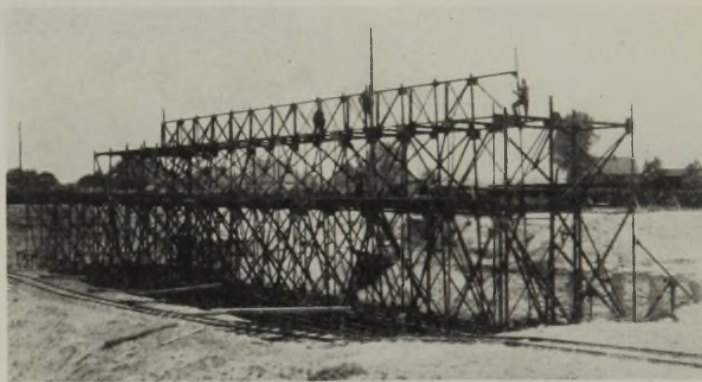


Abb. 31. Kanalüberführung Stever.  
Eisenfachwerk-Bewehrung des nördlichen Widerlagers.

4, 6, 8, 10, 15 bis 20 at gesteigert. Vom Wasser beanspruchte Fläche = 200 cm<sup>2</sup>.

Ergebnisse:

Bauwerk	Dichtigkeit in at bei einem Alter der Proben von 12 Monaten		
	Anzahl der Proben	at	Eindringungstiefe des Wassers
Klauke . . . . .	1	15	Auf der Gegenseite trat Wasser aus 1 cm 9 cm
	2	20	
	2	20	
Lippe . . . . .	Alter der Proben 4 Monate		
	1	4	An einer Stelle trat auf der Gegenseite Wasser aus
	5	20	
Olfen-Selm . . . . .	Alter der Proben 9 Monate		
	6	10	Auf der Gegenseite trat Wasser aus
Stever . . . . .	Im Bau		

(Schluß folgt.)



Abb. 29. Kanalüberführung Lippe.  
Eisenfachwerk-Bewehrung der Strompfeiler.

bei erzielten wichtigsten Ergebnisse:

Druckfestigkeit.

Bauwerk	Mittlere Druckfestigkeit in kg/cm <sup>2</sup> bei einem Alter der Proben von				
	4 Monaten	6 Monaten	9 Monaten	12 Monaten	18 Monaten
Klauke . . . . .	—	—	—	261	309
	—	—	—	249	276
Lippe . . . . .	188	195	—	175	221
	198	174	—	219	—
	—	153	—	220	—
Olfen-Selm . . . . .	—	—	212	—	—
	—	—	257	—	—
	—	—	232	—	—
Stever . . . . .	Im Bau				



man nicht damit rechnen wollte, daß durch die Verbiegung des Bogens in diesen Wänden Risse auftreten. Um die Wände nun ganz frei von Nebenspannungen zu halten, wurden sie nicht nur durch senkrechte

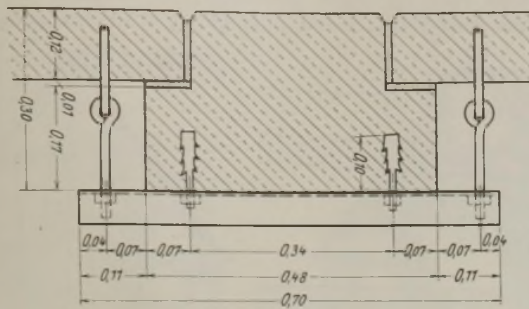


Abb. 37. Die Trennfugen zwischen den Tragsäulen und den Außenwänden und deren Verankerung.

Fugen von den Außensäulen, sondern auch durch waagerechte Fugen von der Bogenkonstruktion ganz abgetrennt. Die Außenwände sind an den Außenträgern der Fahrbahn befestigt und hängen daran wie Vor-

einer Zwischensäule, wo zu beiden Seiten der Säulen senkrechte Fugen angeordnet sind. Die Befestigung der Wände geschieht durch einbetonierte Anker, die durch  $\square$ -Eisen gehalten werden, die an der Hinterseite der Säulen angebracht sind.

Um in diese senkrechten und waagerechten Fugen ein System zu bringen, wurden außer den durchgehenden Fugen noch waagerechte Scheinfugen geschaffen durch Einlegen von Dreikantleisten beim Betonieren. Diese Fugen haben aber nicht nur einen architektonischen, sondern auch einen praktischen Zweck. Es ist bekanntlich nicht einfach, bei dünnen hohen Wänden einen ganz gleichmäßigen Beton zu erzielen; durch einen ungleichmäßigen und fleckigen Beton hätte aber die Außenansicht der Brücke in ihrer Wirkung gelitten. Die Betonierungsfugen wurden deshalb immer mit diesen Scheinfugen zusammengelegt. Es konnten jetzt wohl noch Farbunterschiede zwischen den einzelnen waagerechten Streifen auftreten, aber diese fallen dann lange nicht so sehr auf wie die Arbeitsfugen einer durchgehenden Wand.

g) Die Ausbildung von Einzelheiten und der Fahrbahn.

Da die Fahrbahn der Brücke auf zwei voneinander getrennten Bogen aufgesetzt ist, deren senkrechte Bewegungen, besonders bei einseitiger Verkehrslast, nicht übereinstimmen, mußte die Verbindung zwischen beiden Fahrbahnen so gestaltet werden, daß diese Bewegungen ohne

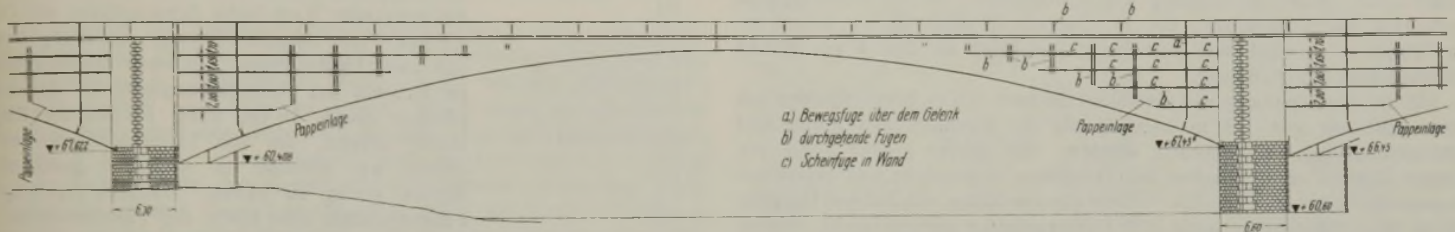


Abb. 38. Die Darstellung der Fugen in den Außenwänden.

hänge. Mit Rücksicht auf den Winddruck und auf den Windsog mußten sie naturgemäß durch Anker an den Säulen befestigt werden, die aber so konstruiert sind, daß keine Zwängungsspannungen in die Wände kommen

Zwängungen vor sich gehen können. Die Verbindung wurde deshalb, wie aus den Querschnittzeichnungen hervorgeht, durch eine frei aufliegende Platte von 16 cm Dicke bei 1,04 m lichter Weite hergestellt.

Die Trennfugen über dem Scheitelgelenk des Mittelbogens sind in Abb. 39 dargestellt. Die Gelenke werden überdeckt durch 6 cm hohe

Abb. 39. Die Ausbildung der Trennfugen im Scheitel der Gewölbe.

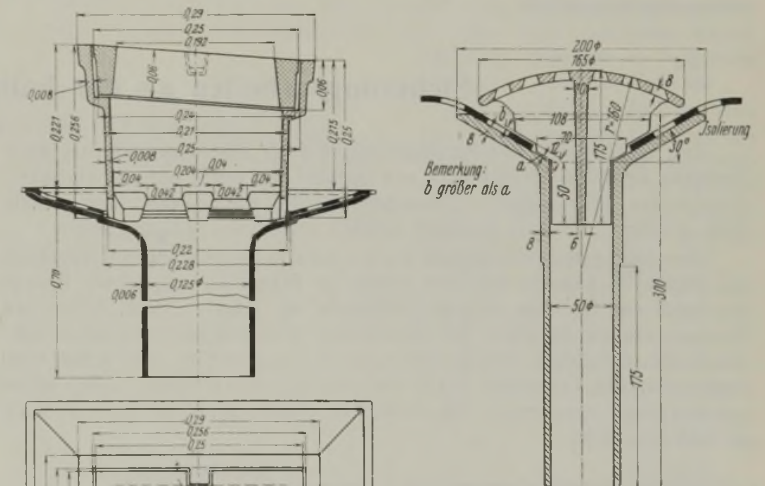
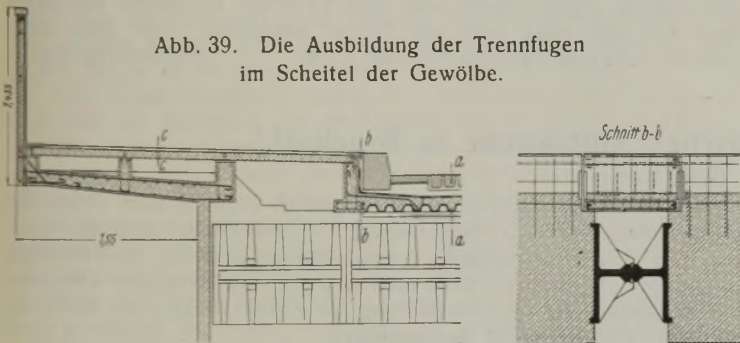


Abb. 42.

Die Ausbildung der Isolierentwässerung.

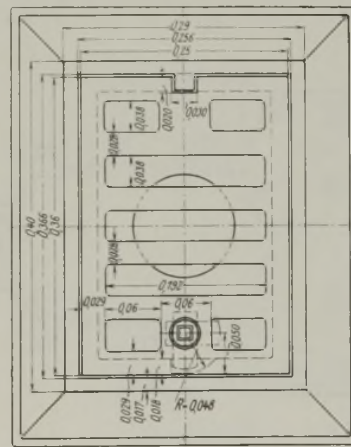
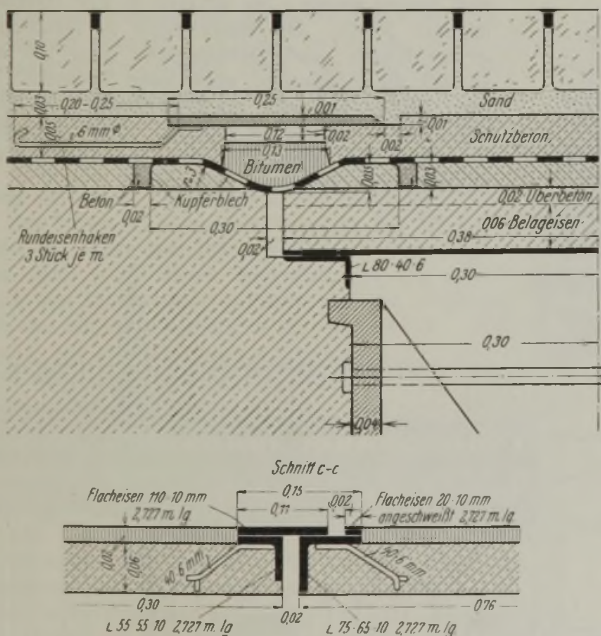


Abb. 40. Die Ausbildung der Straßensinkkasten.

Belageisen, die durch Ausbetonierung und zusätzliche Rundeisenbewehrung verstärkt sind. Der Schnitt a-a zeigt die Bewegungsfuge der Fahrbahn. Sie ist abgedeckt mit gebogenem Kupferblech, auf das die Isolierung aufgeklebt ist. Damit die Bewegungsmöglichkeit dauernd gesichert ist, ist darüber ein mit Eisenblech abgedeckter Hohlraum angeordnet, der bis

können. In Abb. 36 ist die Befestigung der Außenwand an der Säule der Bockkonstruktion dargestellt. Hier liegt die 12 cm dicke Wand vor der Säule. Abb. 37 dagegen zeigt die Ausbildung der Verankerung an

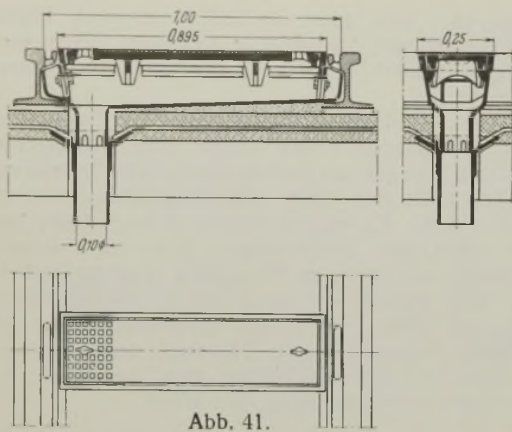


Abb. 41.

Die Ausbildung der Schienenentwässerungskasten.

zur Hälfte mit Bitumen ausgefüllt ist. Der Schnitt *b-b* zeigt die Ausbildung der Fuge an den Fußwegen. Da die Verkehrslasten hier sehr gering sind, konnte die Gelenkfuge durch eine Auskrägung überdeckt werden. Um diese Auskrägung zu ermöglichen, ist die Fußwegplatte durch eine Rippe verstärkt, die in Querschnitt Abb. 39 zu sehen ist. Der Schnitt *c-c* zeigt die Ausbildung der Fuge an den 6 cm dicken Abdeckplatten der Fußwege.

Infolge der Trennung des Gewölbes in zwei 6,6 m breite Streifen mit einem Abstände von 1,90 m konnten die zu überführenden Rohre und Leitungen bequem untergebracht werden. Die beiden großen Rohre mit 600 mm Durchm. sind zwischen den Gewölben angeordnet und lagern auf eisernen Querträgern I 16. Die beiden kleinen Rohre mit 300 mm Durchm. sind in den Hohlräumen unter den Fußwegplatten untergebracht, ebenso auch die verschiedenen Schwach- und Starkstromkabel.

Die Straßensinkkasten für die Oberflächenentwässerung der Fahrbahn sind in Abständen von etwa 40 m angeordnet. Sie dienen zugleich auch, wie Abb. 40 zeigt, der Isolierungsentwässerung. Da die Fahrbahndecke in Brückenmitte infolge des Schienenkoffers wesentlich stärker ausgebildet ist als an den Rändern, mußte die Isolierung auch in der Mitte entwässert werden. Für die Schienen selbst wurde eine besondere Entwässerung vorgesehen.

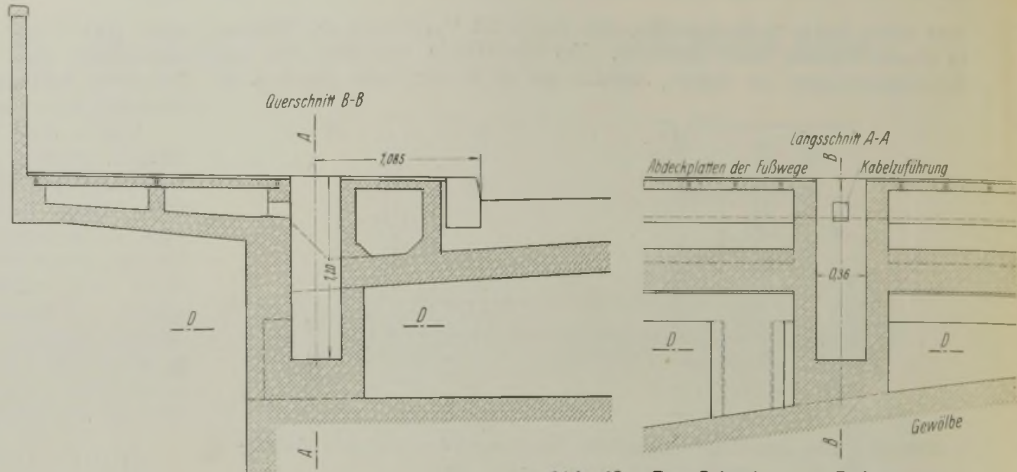


Abb. 43. Die Schächte zur Befestigung der Beleuchtungsmaste.

Die Fahrbahndecke ist sehr schwer ausgebildet; sie besteht aus 10 cm Kleinpflaster auf 3 cm Sand, darunter eine 5 cm hohe Schutzschicht mit Drahteinlage. Die darunterliegende Isolierung besteht aus zwei Lagen Pappe mit einer Bleifolieeinlage. Im Bereich der Schnellbahngleise ist das Kleinpflaster durch 16 cm hohe Mansfelder Kupfersteine ersetzt, um die Unterhaltungskosten an diesen am meisten in Anspruch genommenen Stellen gering zu halten. Dadurch ergab sich in Fahrbahnmitte eine Höhe der Fahrbahndecke von 33 cm.

In Abständen von etwa 35 m sind auf beiden Seiten Beleuchtungsmaste angeordnet, die Ausbildung der Schächte zur Verankerung dieser Maste zeigt Abb. 43; bei einer Mastdicke von 33 cm haben die Schächte einen Durchmesser von 36 cm, der Spielraum, der sich dadurch ergab, wurde nach dem Versetzen der Maste mit feinem Sand und nur ganz oben mit Mörtel ausgefüllt. Die Tiefe dieser Schächte schwankt zwischen 0,9 und 1,2 m. (Fortsetzung folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

### Sicherungsarbeiten an der katholischen Stiftskirche in Bruchsal.

Von Prof. Dr.-Ing. H. Dörr, Karlsruhe.

Die Liebfrauen- oder Ritterstiftskirche steht am Marktplatz der alten Residenz Bruchsal der Bischöfe von Speyer und blickt auf ein ehrfurchtgebietendes Alter zurück. Urkundlich ist die Kirche zum ersten Male 1268 erwähnt. In ihrer heutigen Gestalt wurde sie 1447 begonnen.

Der dreißigjährige Krieg hat ihr keinen erheblichen Schaden zugefügt. Im März 1676 brannte bei dem durch die Franzosen angelegten Brande der Stadt das Dach der Kirche vollständig ab; Orgel, Uhren, Altäre und Fenster wurden zerstört, die Steinbogen zerschlagen. Im Jahre 1683 wurde sie, notdürftig wiederhergestellt, neu eingeweiht, aber schon 1689 beschossen die Franzosen Stadt und Kirche; die schönen Chorgewölbe brachen ganz zusammen, die Notdächer gingen samt der ganzen Stadt in Flammen auf.

Marktplatz zu. Dort war die Wand — und ist es heute noch — so schief gestellt, daß über dem Haupteingang die Abweichung unter der Traufe gegen das Lot 27 cm beträgt. An der Südwestwand war die Verdrehung gleichfalls zu beobachten, wenn auch in geringerem Ausmaße. Die staatl. Bauverwaltung, der die Unterhaltung der Kirche obliegt, sah sich daher veranlaßt, eine Sicherung durchzuführen.

Man erkannte zunächst, daß die Dachbinder (Abb. 3) in sich nicht steif genug waren. Sie wirkten in der Hauptsache als liegende Stühle. Die Balkenköpfe in Traufhöhe waren in der Kriegs- und Nachkriegszeit zum Teil angefault, so daß die Fußpunkte ausweichen konnten. Den Bindern fehlte, bei sonst kräftiger Bauart, der Zuggurt in Traufhöhe. Zugstangen konnten nicht angeordnet werden, weil das Mittelschiff mit den oberen 4 m seiner Höhe in den Dachraum hineingreift.

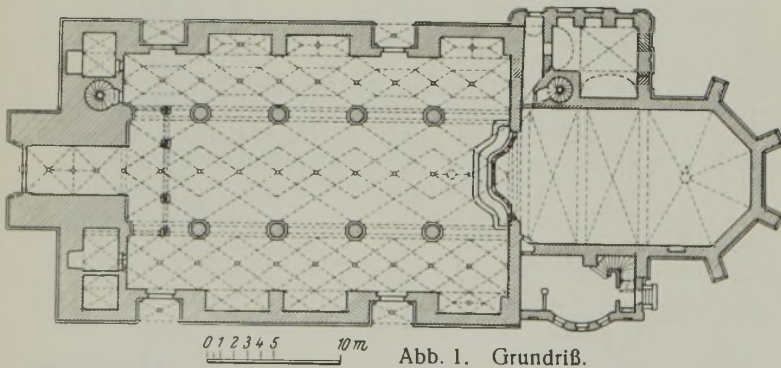


Abb. 1. Grundriß.

Nach dem Frieden von Ryswyk (1697) zogen fremde Siedler ein und begannen den Wiederaufbau, auch an der Kirche und ihrem Chor. Abb. 1, 2 u. 3 zeigen Grundriß, Längsschnitt und Querschnitt der Kirche in ihrer heutigen Gestalt.

Schon seit vielen Jahren hat man am Dach und an den Längsmauern Bewegungen bemerkt. Offenbar übte das schwere Dach auf die Außenmauern der Längsseiten Schübe aus, denen jene nicht gewachsen waren. Besonders auffällig war die Verschiebung an der Nordostseite, nach dem

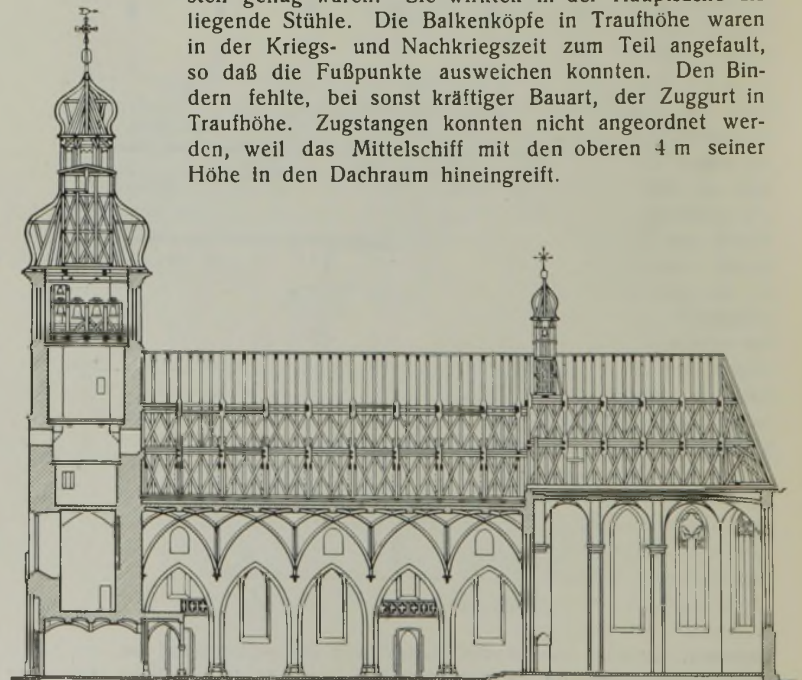


Abb. 2. Längsschnitt.



Hierzu kommen die beträchtlichen Windkräfte auf das Dach, dessen Schräge zwischen First und Traufe 19 m mißt. Hauptsächlich wird es dem Einfluß des Windes zuschreiben sein, daß die nordöstliche Längswand die bedenklichste Schrägstellung zeigt; ihr sind auch die Mittelschiffpfeiler an jener Seite gefolgt und stehen schief, nach außen hängend.

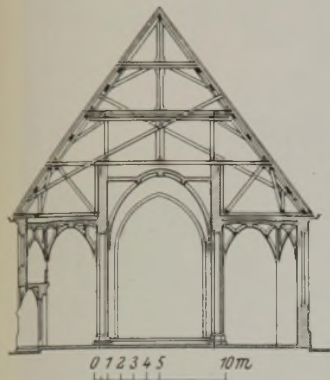


Abb. 3.  
Querschnitt vor der Verstärkung.

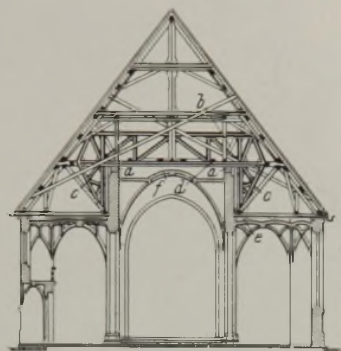


Abb. 4.  
Querschnitt nach der Verstärkung.

Die Arbeiten der Bauverwaltung begannen damit, daß zunächst die Wetterschäden am Dach beseitigt wurden. Gleichzeitig schuf man über den Längsmauern des Mittelschiffs, dort, wo die unterste durchlaufende Balkenlage aufliegt, ein besseres Lager, indem man das Bruchsteinmauerwerk durch zwei der Länge nach durchlaufende Eisenbetonschwellen (a in Abb. 4) ersetzte. In den Bindern, deren Abstand etwa 3,5 m beträgt und deren Teilung nicht den Hauptpfeilern entspricht, stützte man ferner die Enden des unteren Doppelzangenpaares durch die Streben b (Abb. 4) unmittelbar auf die Hauptschiffmauern ab, d. h. man versuchte, den Dachstuhl zu einem stehenden zu machen. Gleichzeitig wurde in der lotrechten Ebene jedes Paares der Hauptzwischenpfeiler über den beiden Querschiffen je eine Eisenbetonrippe eingebaut (c, Abb. 4); die Rippen sind als Aussteifung der Seitenschiffgewölbe gedacht. Die dünnen Natursteinrippen über dem Seitenschiff hatten sich dort, wo die Bewegungen am stärksten waren, von den Gewölbekappen losgelöst und drohten herunterzufallen. Man ordnete deshalb über diesen gefährdeten Bogen Eisenbetonrippen an und hängte an sie jeden einzelnen Werkstein der Rippen auf.

Nach diesen Vorarbeiten mußte aber noch dafür gesorgt werden, daß in Zukunft die Bewegung des Mauerwerks und der Pfeiler aufhörte.

Beim Bauamt in Bruchsal war zu diesem Zweck ein Plan ausgearbeitet worden, der vorsah, in jeder durch die vier Hauptsäulenpaare bestimmten Querachse das Gemäuer durch je ein Rundisen zusammenzubinden. Dieses Rundisen sollte in die Außenwand eingelassen, einbetoniert und im Fundament verankert werden, sollte oben von Traufe zu Traufe geführt sein mit zwei Knickpunkten über den Langschiffmauern.

Bevor man diese „Bereifung“ in Angriff nahm, erhielt ich den Auftrag, mich gutachtlich zu diesem Vorschlag zu äußern und nötigenfalls eine brauchbare Lösung anzugeben, die mit möglichst geringem Aufwande durchzuführen war.

Das Zusammenbinden mit den Rundisen wäre nicht ganz einfach in der Ausführung gewesen. Es hätte außerdem als ein schlaffes Band in dem beweglichen Traggebilde kaum eine Wirkung bringen können. Ich machte daher einen Gegenvorschlag, nach dem im Sommer 1933 die im folgenden beschriebene Sicherung durchgeführt worden ist.

Vor Beginn der baulichen Eingriffe wurden zunächst die Fundamente und der Baugrund untersucht. Der Baugrund besteht unter Schutt und Auffüllung aus einem zähen Letten von genügender Tragfähigkeit.

Um den Schub des Hauptgewölbes von den Pfeilern und den Wänden wegzunehmen, wurde über jedem Pfeilerpaar eine Zange als Stahlfachwerk eingebaut (Abb. 4, c); dieses Fachwerk hat die gleiche Aufgabe, wie eine durch den Kirchenraum geführte einfache Zugstange zwischen den Kämpfern des Mittelschiffgewölbes sie erfüllt hätte. Einfache Zugstangen durften aber aus architektonischen Gründen nicht eingebaut werden.

Damit die Zangen den Schub gleich nach ihrem Einbau aufnehmen, mußten sie in Spannung gesetzt werden. Der Gewölbeschub wurde daher so genau als möglich errechnet und die dazugehörige Anstrengung des Untergrundes des Zangenriegels ermittelt. Am unteren Endknoten jedes Zangenarmes an der Südwestseite wurde eine Spannvorrichtung eingebaut. Sie besteht aus zwei Platten und je vier Stellschrauben. Die innere Platte wurde fest in das Mauerwerk hinter dem Gewölbekämpfer eingesetzt, die andere, mit dem untersten Zangenknoten vernietet, trägt die vier Spannschrauben. Nach dem Einbau wurde an jedem Untergurt der Zange ein Dehnungsmesser angesetzt, und die Spannschrauben wurden so lange angezogen, bis die der errechneten Spannung zukommende Dehnung ganz oder wenigstens zum größeren Teil erreicht war.

In den Knotenblechen der tiefsten Zangenknoten sind Schlitzlöcher vorgesehen, in die man späterhin Anker für die Außenwände einsetzen

könnte, falls diese Maßnahme noch nötig sein sollte, d. h. wenn wider Erwarten die Seitenmauern mit ihren Pfeilern den geringen Schub der Seitengewölbe nicht tragen können.

Zur Aufnahme der Windkräfte wurde ein waagrecht liegendes Holzfachwerk auf die Balkenlage über dem Mittelschiff gelegt (Abb. 4, d u. 7).

Seine Auflager hat dieses Fachwerk erhalten einerseits im massiven Mauerwerk des Turms, andererseits in der Scheidewand zwischen Kirche und Chor.

An der Turmseite (Nordwesten) war die Verankerung einfach durchzuführen. Die Chormauer auf der anderen Seite aber war nicht ohne weiteres als Widerlager für die beträchtlichen Auflagerdrücke aus den Windkräften zu gebrauchen. Bei der Untersuchung fanden sich im Bogen über der Choröffnung starke Risse (Abb. 5). Sie waren offenbar durch Ausweichen der Mauerteile nach außen entstanden und klafften zum Teil mehrere Zentimeter. An diesem Chorbogen war früher schon einmal geflickt worden, wie man aus Abb. 5 ersieht: Die Quader des unteren Bogens waren mit dem des Entlastungsbogens durch Flacheisenschlaudern zusammengehängt. Die beiden Hälften der Abschlußmauer gegen den Chor hatten durch die früheren Brände stark gelitten, sie bestehen aus je zwei nicht im Verband aufgeführten Teilen, die durch lotrechte Fugen getrennt sind. Die Chormauer mußte also ausgebessert werden.

Zuerst war das Einpressen von Zementmörtel mit Druckluftkompressor geplant. Da aber die Ausführungskosten sehr hoch geworden wären, entschloß man sich zu folgender Lösung:

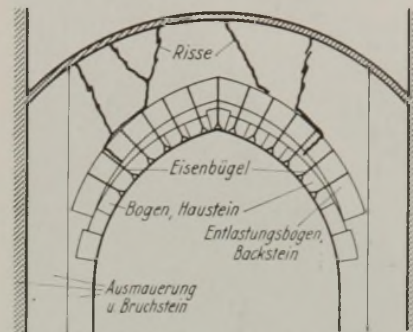
An der Wand wurde auf beiden Seiten der Putz entfernt, die Risse wurden sorgfältig mit Stahlkeilen ausgekittet und so das Gewölbe verspannt. Hierauf wurden alle Risse mit breiigem Zementmörtel von Hand ausgepreßt.

Um der Mauer Zusammenhalt zu geben und die Auflagerdrücke des Holzfachwerkes im Bruchsteingemäuer zu verteilen, wurde die Mauer oben im Dachraum durch eine Eisenbetonzange zusammengefaßt (Abb. 6). In diese Zange wurden als Auflager für das Holzfachwerk I-Stahlstücke eingesetzt, genau wie an der Turmseite.

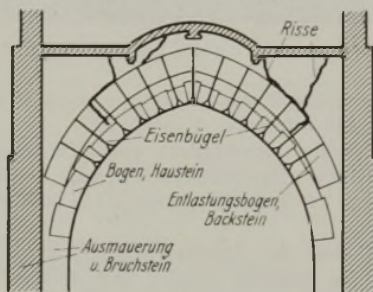
Die Gurte des Holzfachwerkes sind über dem Mittelschiff so weit als möglich auseinandergelegt worden, damit die Durchbiegung bei Belastung klein wurde. Die Streben sind aus Paßstücken zusammengesetzt und an Ort und Stelle verschraubt, wie aus Abb. 7 ersichtlich. Es mußte dabei auf die vorhandenen Hängesäulen Rücksicht genommen werden. Als Verbindungsmittel für das Fachwerk sind „Bulldogs“ verwendet worden.

Nachdem so die Sicherung des Tragwerkes durchgeführt war, sah man sich noch genötigt, auch im Mittelschiff die Werksteinrippen der Netzgewölbe, die sich von den Kappen losgelöst hatten, aufzuhängen, ebenso wie es für das Seitenschiff geschehen war. Abb. 8 u. 9 lassen den gefährlichen Zustand deutlich erkennen.

Die vier Zangen aus Stahlfachwerk — 7950 kg Stahl — verursachten einen Aufwand von 3300 RM oder 416 RM/t, die Eisenbetonzange in der Chorwand kostete samt der Verfestigung des Mauerwerks 3056 RM, für das Holzfachwerk — 9,5 m<sup>3</sup> — wurden 1400 RM, d. s. rd. 148 RM/m<sup>3</sup>,



Chorbogen gegen Turm gesehen.



Chorbogen gegen Altar gesehen.

Abb. 5.

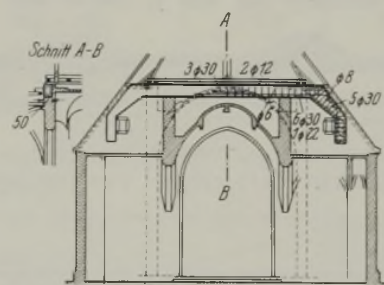


Abb. 6.  
Chorwand mit Eisenbetonzange.

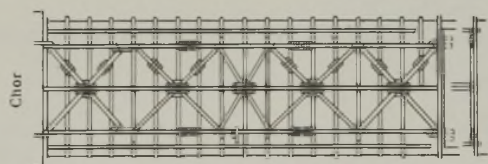


Abb. 7. Waagrecht liegendes Holzfachwerk über dem Mittelschiff.

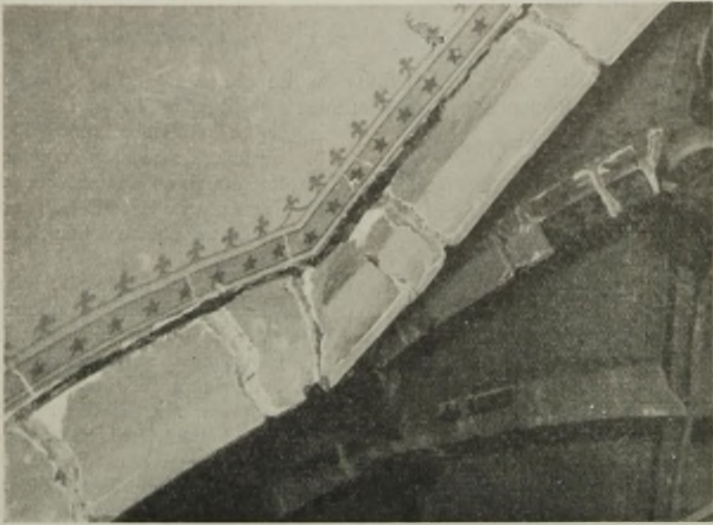


Abb. 8. Risse zwischen Rippen und Gewölbekappen.

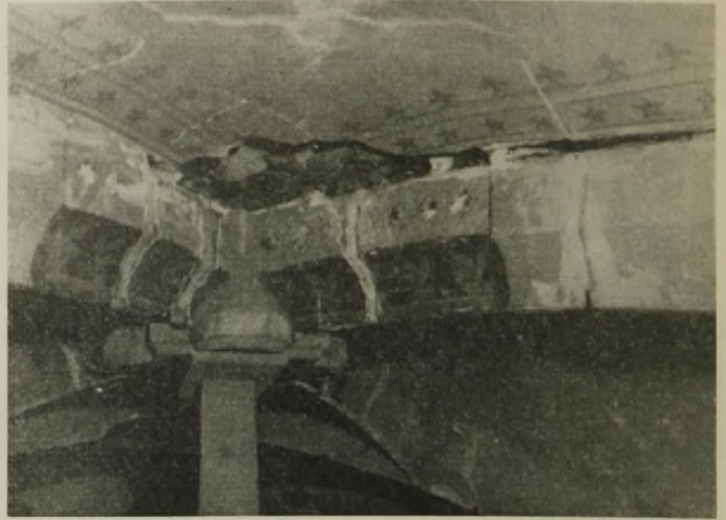


Abb. 9.

bezahlt. Am teuersten war die Aufhängung der Gewölbesteine, weil diese Arbeit hohe Gerüste nötig machte. Sie erforderte 4644 RM.

Die Arbeiten wurden unter meiner Oberaufsicht vom Vorstände des Bezirksbauamtes Bruchsal, Baurat Hermann Wieland, durchgeführt, dem jetzigen Baureferenten im badischen Finanz- und Wirtschaftsministerium.

Die Fachwerkzangen aus Stahl samt der Spannvorrichtung hat die Firma Vereinigte Eisenbahnsignalwerke Bruchsal erstellt, den hölzernen Fachwerkträger Zimmermeister F. Kuch in Bruchsal. Der Einbau der

Eisenbetonzange und die Verfestigungsarbeiten an der Chormauer und den Gewölberippen war der Bauunternehmung Gustav Stumpf, Bruchsal, übertragen.

Das Kircheninnere hat eine ungenügende Tagesbelichtung. Der Zustand ist jetzt dadurch schon verbessert, daß man die Innenflächen mit heller Farbe behandelt hat. Geplant ist eine Vergrößerung der Fensterflächen, sobald wieder Mittel zur Weiterarbeit zur Verfügung stehen.

Die Sicherungsarbeiten haben, soweit man bis jetzt zu urteilen vermag, zu einem vollen Erfolge geführt.

Alle Rechte vorbehalten.

### Bau des 12 km langen Brückenzuges zwischen San Francisco und Oakland.<sup>1)</sup>

Der bereits erschienene Bericht<sup>2)</sup> über diesen 75-Millionen-Dollar-Bau kann nunmehr weiter ergänzt werden.

Zunächst seien noch einige bemerkenswerte Angaben über die zahlreichen Vorentwürfe nachgetragen. Bei dem westlichen Brückenzug sind vor allem drei verschiedene Tragwerke untersucht worden, eine Fachwerk-Gerberträgerkonstruktion, bestehend aus vier je 549 m weit

Spannweite in den beiden Mittelöffnungen (Abb. 1c) besteht. Die Fachwerkbrücke wurde wegen der größeren Kosten und auch aus schönheitlichen Gesichtspunkten aufgegeben; gegen eine Hängebrücke mit nur einer Mittelöffnung sprachen vor allem Gründungsschwierigkeiten, da eine Baugrube von 182 x 76 m Grundfläche im Hafengebiet von San Francisco den Verkehr sehr gestört hätte; die zur Ausführung kommende doppelte Hängebrücke ergab eine Verminderung der Gesamtkosten um etwa 3 Mill. \$.

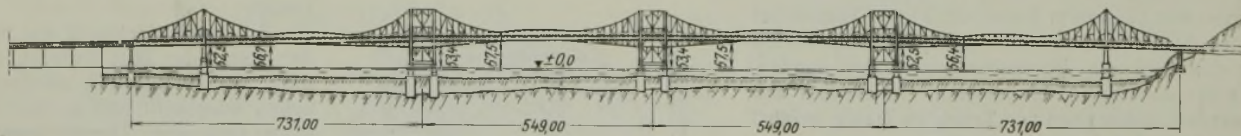


Abb. 1a. Fachwerk-Gerberträger. Vier Öffnungen von je 549 m Spannweite.

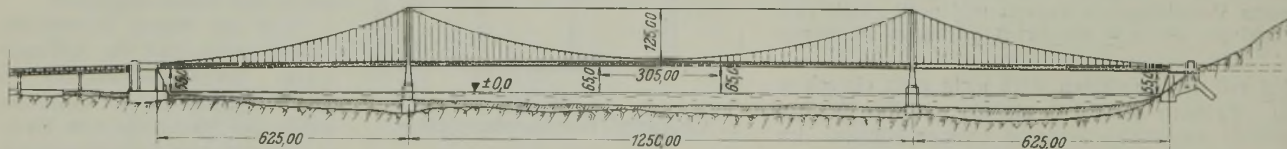


Abb. 1b. Kabelhängebrücke mit einer Mittelöffnung von 1250 m und zwei Seitenöffnungen von je 625 m Spannweite.

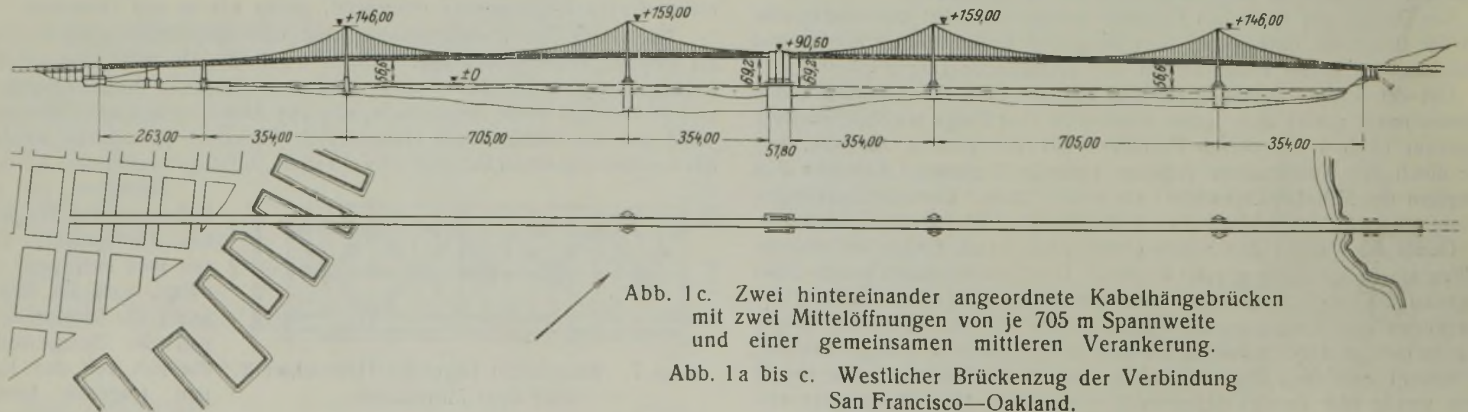


Abb. 1c. Zwei hintereinander angeordnete Kabelhängebrücken mit zwei Mittelöffnungen von je 705 m Spannweite und einer gemeinsamen mittleren Verankerung.

Abb. 1a bis c. Westlicher Brückenzug der Verbindung San Francisco—Oakland.

gespannten Öffnungen (Abb. 1a), eine Kabelhängebrücke mit einer einzigen, 1250 m weit gespannten Mittelöffnung (Abb. 1b) und zwei je 625 m breiten Seitenöffnungen sowie die zur Ausführung bestimmte Konstruktion, die aus zwei hintereinanderliegenden Kabelhängebrücken von je 705 m

gewählt (Abb. 2). Infolge der ungünstigen Untergrundverhältnisse, besonders wegen des Steilabfalls auf der Westseite, konnten die bei einer Hängebrücke auftretenden waagerechten Kräfte nicht aufgenommen werden. In Abb. 3 ist der endgültig gewählte, zweigeschossige Querschnitt auf den beiden hintereinander liegenden Kabelhängebrücken dargestellt. Während die obere, 17,68 m breite Fahrbahn für sechs Reihen leichtere Fahrzeuge (Personenkraftwagen) bestimmt ist, sind unten sechs Reihen

1) Nach Eng. News-Rec. 1934 vom 22. März.  
2) Bautechn. 1933, Heft 24, S. 314.

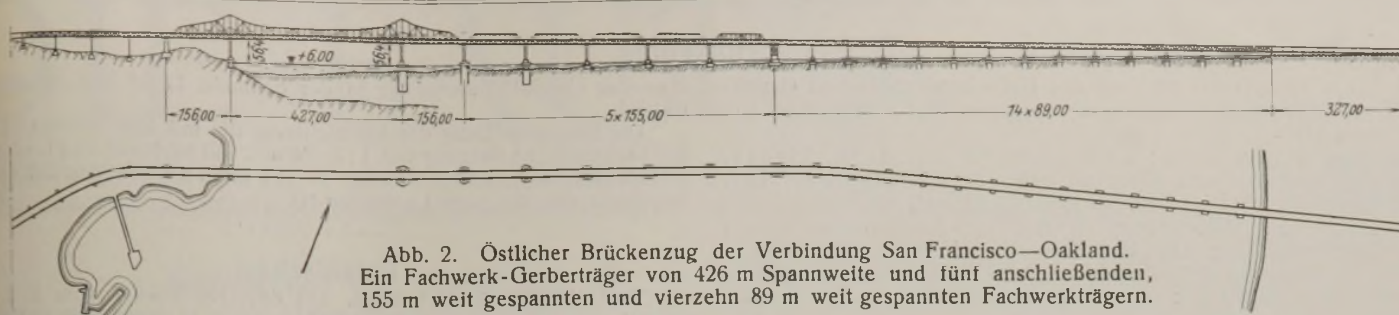


Abb. 2. Östlicher Brückenzug der Verbindung San Francisco—Oakland. Ein Fachwerk-Gerberträger von 426 m Spannweite und fünf anschließenden, 155 m weit gespannten und vierzehn 89 m weit gespannten Fachwerkträgern.

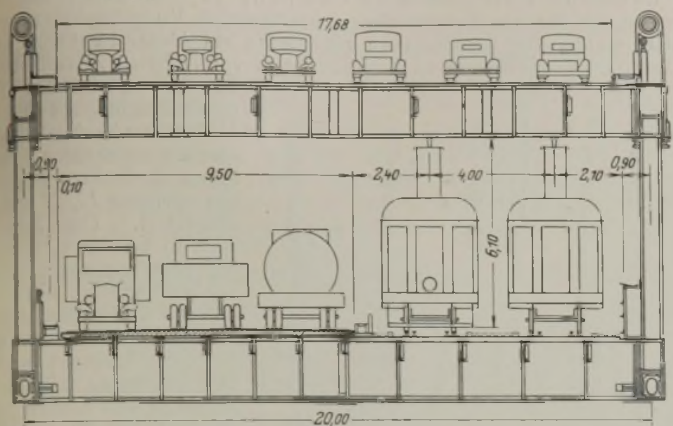


Abb. 3. Brückenquerschnitt.

Fahrbahn in der Mitte der Hängebrücken des westlichen Brückenzuges. Oberes Geschoß für sechs Reihen Personenkraftwagen, unteres Geschoß für drei Reihen Lastkraftwagen und zweigleisige Stadtschnellbahn.

für schwere Fahrzeuge (Lastkraftwagen), davon zwei einseitig liegende Gleise für die Vorortbahnen vorgesehen. Die Leistungsfähigkeit des gewählten Querschnitts beträgt 25 Mill. Fahrzeuge und 50 Mill. Vorortbahnfahrpassagiere jährlich.

Die Gründungsarbeiten der großen Mittelpfeiler der Hängebrücken auf der Westseite sind inzwischen weiter fortgeschritten. Die eingeschwommenen Senkkasten sind durch Stahlrohre von 4,50 m Durchm. unterteilt (Abb. 4<sup>3)</sup>). Während des Absenkens waren die Rohre oben



Abb. 4. Senkkasten des am weitesten östlich gelegenen Turmpfeilers der Hängebrücken nach dem Einschwimmen und Absenken bis auf den guten Baugrund.



Abb. 5. Senkkasten des großen Mittelpfeilers auf der Westseite. Ausbaggern des Bodens nach Entfernen der kuppelförmigen Stahldeckel mit Hilfe von Greifern.

<sup>3)</sup> Abb. 4 u. 5 sowie die zugehörigen Angaben im Text verdanken wir Mitteilungen des Herrn Reg.-Baumeister Dipl.-Ing. Rabe VDI, Berkeley (Cal.).

durch kuppelförmige Stahldeckel luftdicht verschlossen. Durch Abblasen von Luft aus den einzelnen Rohren und Belasten der zwischen den Rohren befindlichen Hohlräume mit Beton konnte ein gleichmäßiges Absenken bis auf den guten Baugrund erreicht werden. Nach dem Aufsetzen wurden die einzelnen Halbkugeln entfernt und der Boden mit Greifern aus den einzelnen Rohren von oben herausgebaggert (Abb. 5<sup>3)</sup>).

Die Belastungsannahmen für die statische Berechnung sind folgende: Für das Obergeschoß ist ein 9-t-Kraftwagen als Einzelbelastung und ein 5,5-t-Kraftwagen auf allen Fahrbahnstreifen gleichzeitig zugrunde gelegt; für das untere Geschoß sind 27 t schwere Lastkraftwagen bzw. 63 t schwere Straßenbahnzüge vorgesehen. Bei Belastung gleichzeitig aller Fahrbahnstreifen ist eine Verminderung der Achslasten um 15% zugelassen. Für kurze Spannweiten muß mit einer Stoßzahl  $\varphi = 1,33$ , die mit wachsenden Spannweiten verringert werden darf, gerechnet werden. Die Hauptträger erhalten eine Verkehrslast von 10,4 t je lfdm Brücke und eine zusätzliche Einzellast von rd. 68 t für Momente und rd. 117 t für Querkräfte. Für Windkräfte sind 150 kg/m<sup>2</sup> auf die lotrechten Flächen und 7,5 t je lfdm Verkehrsband anzunehmen; dieselben Kräfte können gleichfalls unter 45° zur Brückenachse geneigt angreifen. Als Beschleunigungskräfte sind 10% der Erdbeschleunigung mit Rücksicht auf die Erdbebengefahr einzusetzen.

Die Werkstoffeigenschaften und zulässigen Beanspruchungen gehen aus folgender Zusammenstellung hervor:

Werkstoff	Zugfestigkeit in kg/cm <sup>2</sup>	Elastizitäts- grenze in kg/cm <sup>2</sup>	Zulässige Beanspruchung	
			Zug in kg/cm <sup>2</sup>	Druck in kg/cm <sup>2</sup>
Gewöhnlicher Baustahl . . .	4 340	2 590	1540	1540—0,49 l/r
Siliziumstahl . . .	5 600	3 150	1960	1960—0,63 l/r
Nickelstahl . . .	5 950	3 850	3780	2380—7,7 l/r
Gehärteter Augenstahl . . .	5 600	3 500	2380	
Kabeldrahtstahl . . .	15 400	10 500	5740	

Die Baukosten setzen sich wie folgt zusammen:

	Kraftfahrzeuge \$	Straßenbahn \$
Konstruktion . . . . .	48 600 000	4 800 000
Grunderwerb . . . . .	3 600 000	4 800 000
Verwaltung . . . . .	3 200 000	600 000
Ausrüstung . . . . .	—	4 500 000
Versicherung . . . . .	500 000	—
Verzinsung . . . . .	6 000 000	1 000 000
<b>Zusammen</b>	<b>61 900 000</b>	<b>15 700 000</b>

Gesamtkosten: 77 600 000 \$.

Die Verkehrszählungen und -schätzungen beginnen mit dem Jahre 1920 und enden 1950. Einige Zahlen der umfangreichen Untersuchungen seien hier wiedergegeben:

	Fahrgäste			
	Fahrzeuge	Kraftwagen	Straßenbahn	Insgesamt
1920	773 294	2 609 982	39 653 420	42 263 412
1930	4 631 414	10 588 020	34 406 614	44 994 634
1940	9 060 000	18 120 000	36 150 000	54 270 000
1950	12 620 000	25 240 000	40 000 000	65 240 000

Bei einer Gebühr von 75 ct je Fahrzeug und 20 ct je Straßenbahnfahrpassagier ergibt sich unter der Annahme, daß 75% des gesamten Fahrzeugverkehrs über die Brücke gehen, eine Einnahme im ersten Jahre nach Fertigstellung der Brücke

bei 6 000 000 Fahrzeugen je 75 ct . . . . . 4 500 000 \$  
und 35 640 000 Straßenbahnfahrpassagieren je 20 ct . . . . . 712 800 \$  
von insgesamt 5 212 800 \$.

Der Zinsendienst, der im ersten Jahre 4 100 000 \$ erfordert, ist nach diesen Annahmen mithin gesichert. Über weitere Fortschritte dieses bedeutenden Baues soll laufend weiter berichtet werden. R. Bhd.

## Vermischtes.

Die 12. o. Hauptversammlung der Hafentechnischen Gesellschaft, Hamburg, findet vom 6. bis 9. September in Frankfurt/Main und Aschaffenburg statt.

Vorträge werden gehalten: am 6. September Stadtrat Dr. Lignau, Vorstand des Verkehrs- und Wirtschaftsamtes der Stadt Frankfurt/Main, „Die Häfen des Rhein-Mainischen Wirtschaftsgebietes“;

am 7. September Hafenbaudirektor Hacker, Bremen, „Erfahrungen mit Stahl-Rammpfählen“; Dipl.-Ing. Benrath, Hamburg, „Erfahrungen mit eisernen Pfählen und Spundwänden bei Kaimauerverstärkungen im Kuhwärder Hafen, Hamburg“; Oberbaurat Wundram, „Neue Kranformen, Ausrüstungen und Leistungen“.

Besichtigungen der Hafenanlagen Frankfurt/Main und der Anlagen Griesheim (Aufbaustellen der Reichsautobahnbrücke) und Eddersheim, sowie am 8. September ein Ausflug nach Aschaffenburg zur Besichtigung von in Ausführung begriffenen Bauwerken der Rhein-Main-Donau-AG. Für den 9. September sind Besichtigungen von Bauwerken am Rhein-Neckar-Kanal in der Umgebung von Heidelberg sowie ein Vortrag über die Geschichte des Heidelberger Schlosses im Vorraum „Zum großen Faß“ vorgesehen. Am 10. September können Bauten der Rhein-Main-Donau-AG auf der Strecke Heidelberg—Würzburg oder solche der Neckar-AG von Eberbach bis Münster bei Cannstatt besichtigt werden.

**Verstärkung einer Talsperre durch Erdschüttung.** Oberhalb von Hollywood, so daß sie von dort sichtbar ist, liegt die Mullholland-Talsperre. Als im Jahre 1928 die St. Francis-Talsperre einstürzte, bekamen die Bewohner von Hollywood Angst, ein ähnlicher Unfall könne bei ihrer Talsperre, die sie täglich vor Augen haben, auch vorkommen, und die öffentliche Meinung hat es durchgesetzt, daß die Tragfähigkeit der Sperrmauer erhöht würde, obgleich Sachverständige sich dahin ausgesprochen hatten, daß die Mauer durchaus standfest sei und keine Gefahr eines Einsturzes vorliege. Zu dieser Verstärkung der Sperrmauer hat man ein eigenartiges Verfahren angewendet: man hat ungefähr 230 000 m<sup>3</sup> erdige und Felsmassen auf der Luftseite der Mauer angeschüttet.

Die aus den Jahren 1924/25 herrührende Staumauer besteht aus Beton. Sie erhebt sich auf 64 m über ihre Grundfläche. Ihre wasserseitige Fläche ist nach einem Halbmesser von 168 m gekrümmt, doch ist bei der Berechnung die Gewölbewirkung unberücksichtigt geblieben. Auf der Mauer verläuft eine 284,5 m lange, 6,1 m breite Straße. Da die obere Breite der Mauer nur 4,9 m beträgt, ruht die Straße mit 1,2 m ihrer Breite auf ausgekragten Gewölbten. Auf der Wasserseite hat die Mauer einen Anlauf von 1:27, auf der Luftseite von 2:3. Die Gründungssohle ist so verbreitert, daß eine Beanspruchung des Baugrundes von 130 t/m<sup>2</sup> nicht überschritten wird und daß bei voller Füllung der Sperre die Mittelkraft im inneren Drittel verläuft. Rein statisch ist also die Standfestigkeit der Mauer durchaus gewährleistet. Hinter ihr sind ungefähr 9 Mill. m<sup>3</sup> Wasser gespeichert, und die Verwaltung sieht es als unerlässlich an, eine solche Menge an dieser Stelle bereit zu halten, so daß eine Verlegung des Staubeckens an eine andere Stelle, die die öffentliche Meinung auch anstrebt, nicht in Frage kam. Während eine gerichtliche Klage mit dem Ziel der Beseitigung der Sperrmauer schwebte, berief die Verwaltung mehrere Sachverständige, sowohl Ingenieure wie Geologen, die sich mit einer Ausnahme dahin aussprachen, daß keine Gefahr des Einsturzes der Mauer bestehe; sollte sie durch ein Erdbeben zerstört werden, so müsse das von solcher Gewalt sein, daß Hollywood dadurch auch ohne den Einsturz der Mauer dem Untergang geweiht wäre. Trotzdem mußte die Stadtverwaltung dem Drängen der öffentlichen Meinung nachgeben und den bereits vorliegenden Plan, die Standfestigkeit der Mauer durch eine Anschüttung auf der Luftseite zu erhöhen, ausführen, was nach einem Bericht in Eng. News-Rec. 1934 vom 3. Juni in der Zeit von Mai 1933 bis April 1934 mit einem Kostenaufwande von 250 000 Dollar geschehen ist.

Auf der Luftseite wurde die Staumauer zunächst bis auf ihre Grundsohle, die aus festem Fels besteht, freigelegt, um hier die nötigen Entwässerungsrohre, in Beton eingehüllt, einbauen zu können. Die Außenfläche der Mauer wurde abgetrept, so daß die Last der Anschüttung voll auf sie zur Wirkung kommt. Die nötigen Massen wurden auf städtischem Gelände etwa 350 m oberhalb der Mauer am Hang gewonnen. Dazu dienten Löffelbagger, und Lastkraftwagen beförderten die Massen zur Verwendungsstelle. Hier wurden sie, von beiden Enden der Mauer beginnend, von oben her schichtenweise ausgeschüttet, bis die beiden Hälften des so hergestellten Damms in der Mitte zusammenstießen. Bei zunehmender Höhe der Schüttung mußten am Rande der einzelnen Schichten befestigte Fahrflächen hergestellt werden, damit die Massen auf die nächst untere Schicht unmittelbar ausgeschüttet werden konnten, also nicht noch einmal bewegt zu werden brauchten. Im unteren Teile, etwa bis auf 30 m Höhe, wurden die Massen eingeschlämmt. Am Hang mußten die Massen durch Sprengen gelöst werden, beim Freilegen der Mauer waren aber Sprengungen verboten. Die Massen bestehen zu ungefähr 60% aus Sandsteinbrocken, zu etwa 40% aus Schotter und Erde. Die größte Höhe der Schüttung ist etwa 50 m; hier wurde der Schüttung ein Sackmaß von etwa 25 cm gegeben, was die tatsächlich geschüttete Menge um 2% gegenüber der rechnerisch ermittelten Menge erhöhte.

Schon im Jahre 1932 hatte man die Sperrmauer dadurch entlastet, daß man einen neuen Überfall 9,5 m unter dem ursprünglichen Überfall anlegte. Dieser neue Überfall lag in der Mitte der Sperrmauer. Bei den 1933 vorgenommenen Arbeiten wurde er geschlossen und durch einen Überfall an einem Ende der Mauer ersetzt. Hier führt ein Schacht in einen Tunnel von 1,5 m Durchm. Bei einer Wassertiefe von 60 cm

über der Überfallkante sollen in der Sekunde 11 m<sup>3</sup> Wasser abgeführt werden.

Die Böschungsfäche der Ausschüttung, die mit fünf Bermen in einer durchschnittlichen Neigung von 1:3 verläuft, soll bepflanzt und landschaftsgärtnermäßig ausgestaltet werden, so daß die Talsperre den Blicken der Bewohner von Hollywood entzogen ist. Wkk.

## Patentschau.

**Vortreibrohr für Ortpfähle.** (Kl. 84c, Nr. 576 497 vom 5. 2. 1931 von Raymond Concrete Pile Company in New York.) Um das Zertrümmern der aus Betonschüssen bestehenden Vortreibrohre zu vermeiden, werden die Betonschüsse gegenseitig auf Abstand gehalten, um während des Einrammens das Eindringen von Erdrück zu verhindern, an den Stoßstellen mit einem Beschlag aus dünnem Metall überdeckt. Auf dem zusammenziehbaren konischen Rammkern 10 sind Betonschüsse 12, 14 und 16 aufgesetzt. Die Schüsse sind so bemessen, daß sie auf dem Rammkern schon stramm festsitzen, bevor sie mit den Enden gegeneinanderstoßen. Zwischen den einzelnen Schüssen verbleiben Abstände, z. B. bei 18 zwischen den Schüssen 12, 14 und bei 20 zwischen den Schüssen 14 und 16. Jeder Schuß ist zum Überdecken dieser Abstände mit einem glattwandigen Beschlag 22 oder gewellten Beschlag 24 aus dünnem

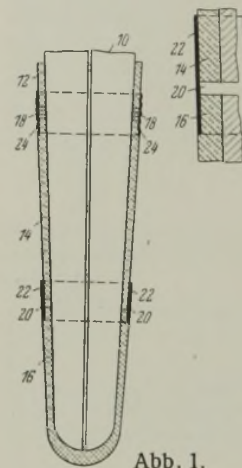


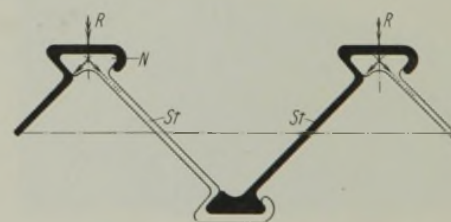
Abb. 1.

Abb. 2.

Metall versehen. Während des Einrammens können sich die Abstände zwischen den einzelnen Schüssen in verschieden großen Ausmaßen vergrößern.

Nachdem das Vortreibrohr eingerammt und der Rammkern herausgezogen ist, wird Beton 26 eingefüllt, der nach dem Festwerden mit dem Vortreibrohr ein festes Ganzes bildet.

**Spundwandisen.** (Kl. 84c, Nr. 580 574 vom 16. 8. 1930 von Dipl.-Ing. Hermann Schiffler in Aachen.) Zur Vermeidung der in den Schlössern auftretenden ungünstigen Beanspruchungen durch Verbiegungen des Einzelprofils um die Verbindungslinie der Schloßmittelpunkte werden die Profileisen so ausgebildet, daß ihre Stege in den von Klauen und Wulst gebildeten Schlössern zusammentreffen und daß die eine Hauptachse jedes Einzelprofils in der Mittelebene des Steges verläuft, so daß sich bei benachbarten Spundwandisen diese Hauptachsen innerhalb des Schlosses schneiden. Zerlegt man die auf eine Spundwand wirkende Belastung R, die als Einzellasten in den äußeren Schlössern der Profile an



der belasteten Wandebene angreift, nach den Verbindungslinien der äußeren und inneren Schlösser zusammengestülpter Profile, dann wirken die Kraftkomponenten in den Hauptebenen der Einzelprofile, also in den Stegen, so daß das Einzelprofil nur auf Biegung in dieser Hauptachse, dagegen nicht senkrecht zur Mittelebene beansprucht wird.

## Personalmeldungen.

**Baden.** Ernann: Regierungsbaurat Emil Reiser in Konstanz zum Oberregierungsbaurat.

Planmäßig angestellt: die Regierungsbaumeister Wilhelm Sindlinger in Konstanz und Karl Lais in Karlsruhe als Regierungsbaurat.

**Preußen.** Der Regierungs- u. Baurat (W) Dr.-Ing. Pfeiffer bei der Regierung in Schleswig ist zum Oberregierungs- u. -baurat ernannt worden. Der Regierungsbaumeister (M) Franz Ziemann ist unter Aufnahme in den Staatsdienst der Wasserbaudirektion in Königsberg zur dienstlichen Verwendung überwiesen worden.

**INHALT:** Die Kanalüberführungen in der 2. Fahrt des Dortmund-Ems-Kanals bei Olfen I. W. (Fortsetzung.) — Die zweite feste Straßenbrücke über die Mosel bei Koblenz, genannt Adolf-Hitler-Brücke. (Fortsetzung.) — Sicherungsarbeiten an der katholischen Stiltkirche in Bruchsal. — Bau des 12 km langen Brückenzuges zwischen San Francisco und Oakland. — Vermischtes: 12. o. Hauptversammlung der Hafentechnischen Gesellschaft, Hamburg. — Verstärkung einer Talsperre durch Erdschüttung. — Patentschau. — Personalmeldungen.