

DIE BAUTECHNIK

13. Jahrgang

BERLIN, 1. November 1935

Heft 47

Alle Rechte vorbehalten.

Die Bauarbeiten zur Erweiterung des Rheinhafens Karlsruhe.

Von Stadtoberbaurat A. Wittinger und Stadtbaurat G. Glanzmann, Karlsruhe.

I. Vorarbeiten.

In Bautechn. 1926, Heft 21, S. 298 u. f., findet sich ein Überblick über die Entwicklung des städtischen Rheinhafens Karlsruhe und eine Erläuterung der Pläne für seine Erweiterung. Für den weiteren Ausbau des Hafens war damals beabsichtigt, auf dem Südufer des Stichkanals, durch den der Hafen mit dem Rhein in offener Verbindung steht, ein neues großes, dem allgemeinen Güterumschlag dienendes Becken (V) zu bauen und gleichzeitig den engen Verbindungskanal zum Rhein teilweise auf etwa die vierfache Breite zu erweitern. Gewisse Mängel dieses Entwurfs im Verein mit der seitherigen Entwicklung der deutschen Wirtschaft und des Verkehrs im Karlsruher Hafen ließen jedoch andere Gedanken in den Vordergrund treten, die schließlich zu einem wesentlich geänderten Erweiterungsplan führten, der inzwischen im Rahmen der großzügigen Maßnahmen der Reichsregierung zur Bekämpfung der Arbeitslosigkeit in seinen vorläufig dringlichsten Teilen verwirklicht werden konnte.

Der Umschlag im hiesigen Hafen erreichte 1934 mit rd. 2,63 Mill. t und 1933 mit rd. 2,5 Mill. t mehr als das Achtfache der Umschlagmenge, die dem ursprünglichen Hafenausbau vor 35 Jahren zugrunde lag. Auch der Umschlag des Jahres 1913 wurde hiermit um rd. 1 Mill. t überschritten. Die Zahl der ankommenden und abgehenden Schiffsgefäße nahm ähnlich zu und erreichte 1934 rd. 8000, während sie 20 Jahre vorher noch kaum die Hälfte betragen hatte. Alle im Hafen ladenden oder löschenden Schiffe haben den Stichkanal zweimal zu durchfahren, so daß dieser, ursprünglich für einen Verkehr von 0,3 Mill. t entworfen, für die reibungslose Bewältigung der etwa achtfachen Gütermenge naturgemäß nur unter den größten Schwierigkeiten noch genügen konnte. Die Stadtverwaltung entschloß sich daher, diesen grundlegenden Mangel der Karlsruher Hafenanlagen zuerst zu beseitigen.

Nach dem alten Entwurf für die Erweiterung des Hafens sollte der Stichkanal im Zusammenhang mit der Anlage eines neuen Hafenbeckens auf seinem Südufer nach Süden verbreitert werden. Dabei hätte man jedoch zwischen den Becken III und IV auf etwa 250 m Länge den Stichkanal unverbreitert als dauernden Engpaß belassen müssen, wenn man nicht umfangreiche und wertvolle Anlagen des Braunkohlensyndikats mit hohen Kosten beseitigen oder umbauen wollte. Da bei diesem Entwurf neben technischen Überlegungen auch Gründe gemeindepolitischer Art eine Rolle spielten, konnte man erst im Zusammenhang mit der Bearbeitung eines Gesamtbebauungsplans für Karlsruhe und Umgebung, der naturgemäß in erster Linie auch die Verkehrsanlagen in ihrer Gesamtheit einbezog, sich grundsätzlich dahin entschließen, den Stichkanal nach Norden zu verbreitern. Dies hatte technisch den Vorteil, daß hierbei keinerlei Anlagen die Verbreiterung auf die ganze Kanallänge behinderten und daß gleichzeitig das neue Nordufer des Stichkanals, das bisher fast ertragloses Wiesengelände war, als neue Umschlagfläche ausgebaut werden konnte. Man machte also dadurch den in erster Linie dem allgemeinen Schiffsverkehr dienenden Kanal

auch als Hafenbecken dem Umschlagverkehr nutzbar und deckte damit wenigstens vorläufig auch den seit einigen Jahren vorhandenen Bedarf an neuem Umschlagufer, der sonst durch den Bau eines besonderen Hafenbeckens hätte befriedigt werden müssen.

Auf dem Südufer des Stichkanals sollte nach dem neuen Plan nur noch ein „Ölbecken“ gebaut werden, während später etwa erforderliche weitere Hafenbecken auf dem Nordufer vorgesehen sind; diese laufen parallel mit dem Stichkanal und fügen sich den neu geschaffenen Umschlagplätzen an dessen Nordufer an (Abb. 1).

Das soeben erwähnte, dem Umschlag feuergefährlicher Öle vorbehaltene und entsprechend ausgestattete Becken liegt nach dem neuen Entwurf an der Stelle des früher auf dem Südufer vorgesehenen, dem

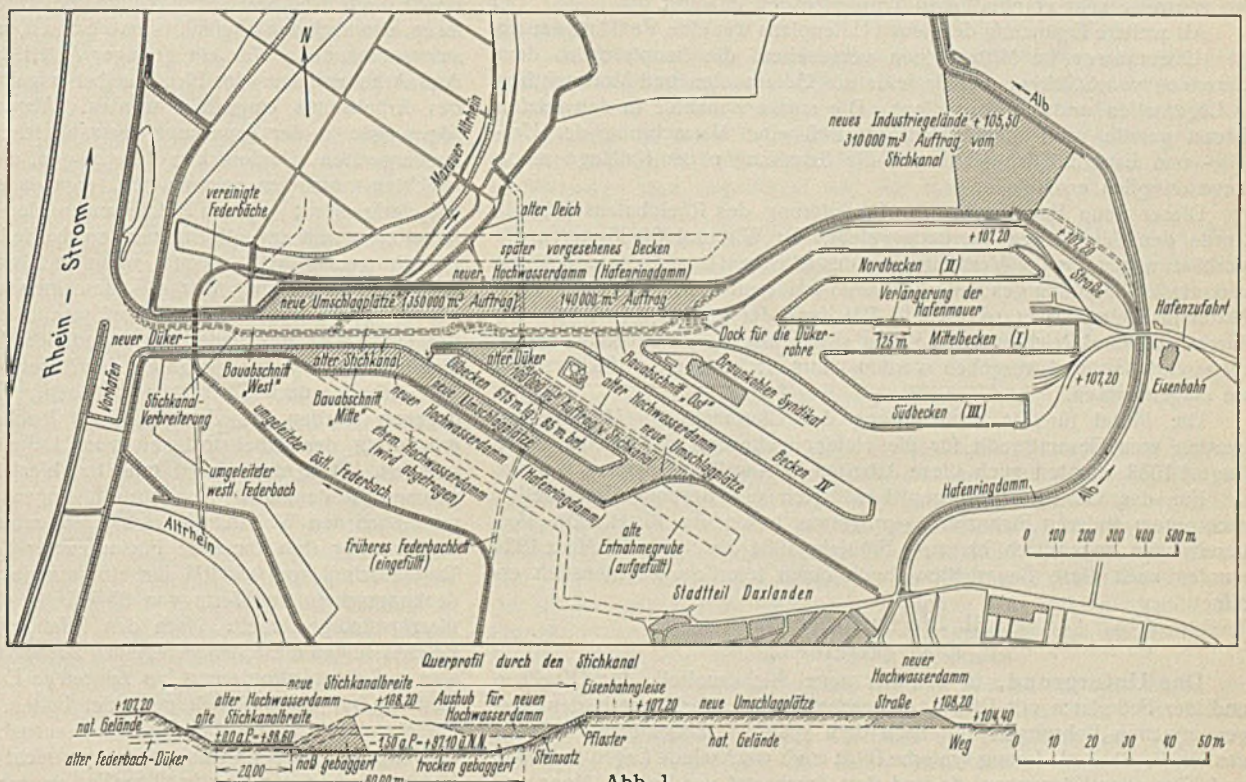


Abb. 1. Lageplan der Baustelle und Querprofil durch den Stichkanal.

allgemeinen Umschlag dienenden Beckens V¹⁾. Sein Ausbau war inzwischen dadurch dringlich geworden, daß sich bereits eine große Tankanlage der Shell-Gruppe im Hafen angesiedelt hatte. Die für Shell ankommenden Tankschiffe löschen bisher an der Abzweigung des 4. Beckens vom Stichkanal. Dieses ist im übrigen hauptsächlich mit Kohlen- und Holzumschlagbetrieben besetzt und ohne alle Sicherheitsvorkehrungen für Gefahrfälle. Natürlich machte die Aufsichtsbehörde bei der Genehmigung der Anlage seinerzeit gewisse Vorbehalte. Diese werden jetzt dadurch berücksichtigt, daß auch die bereits bestehende Tankanlage der Shell-Gruppe an das im Entwurf vorgesehene und inzwischen fertiggestellte Ölbecken zu liegen kommt.

Die Änderung des Plans für die Hafenerweiterung gestattete auch eine neue Lösung für die Umleitung des früher¹⁾ schon erwähnten östlichen Federbaches, der bisher das ganze Erweiterungsgebiet des Hafens in offenem Bett durchquert und in einem etwa 100 m langen Düker von 1,10 m l. W. unter dem Stichkanal hindurch nach dem Maxauer Altrhein fließt. Eine Verlängerung des Dükers um etwa 500 m, wie sie der Bau des Ölbeckens erfordert hätte, konnte nicht in Frage kommen, weil sie einen zu großen Gefällverlust und damit schwere Schädigungen des fruchtbaren, landwirtschaftlich intensiv bewirtschafteten

¹⁾ Bautechn. 1926, Heft 21.

Einzugsgebiets des Federbaches zur Folge gehabt hätte, das infolge des jetzt schon hoch stehenden Grundwassers gegen Abflußstörungen im Vorfluter sehr empfindlich ist. Nach dem alten, baulich teilweise schon vorbereiteten Entwurf¹⁾ sollte daher der Federbach in den Hafen geleitet werden, und zwar mit freiem Gefälle, solange die Rheinwasserstände dies zuließen, durch Zwischenschalten eines Pumpwerks, wenn der Rheinspiegel zu hoch stand. Der geänderte Entwurf gestattet, auf diese naturgemäß recht unerwünschte Lösung zu verzichten und statt dessen den Federbach wie bisher dem Altrhein zuzuleiten, indem man ihn an anderer Stelle unter dem verbreiterten Stichkanal neu unterdükert. Die neue Dükerstelle legte man so weit nach Westen, daß der weitere Ausbau des Hafens in keiner Weise mehr behindert wurde.

Mitbestimmend für diese Lage und den Ausbau des neuen Dükers war die Absicht der zuständigen Staatsstellen, die vor kurzem neu eingedeichte Rheiniederung, die rd. 50 km² umfaßt und sich vom Stichkanal etwa 20 km nach Süden ausdehnt, dadurch sehr viel besser zu entwässern und vor dem Rückstau des Rheinhochwassers zu schützen, daß ihr Vorfluter, der westliche Federbach, der jetzt 1,5 km südlich des Stichkanals beim „Rappenwört“ in den Rhein mündet, auf Vorschlag der Stadt ebenfalls durch den neuen Düker hindurchgeleitet wird und dadurch eine neue Mündung erhält, die etwa 9 km rheinabwärts liegt. Dadurch wurde eine vollkommene Eindeichung dieses Teils der Rheinniederung überhaupt erst technisch möglich; der Rückstau des Hochwassers im Einzugsgebiet des westlichen Federbaches wird um etwa 2 m gesenkt, und verschiedene Niederungsgemarkungen, darunter auch die Stadt Karlsruhe selbst, werden vor zeitweise sehr empfindlichen Wasserschäden bewahrt.

Als weitere Ergänzung des neuen Hafenplans war eine Verlängerung der Ufermauer im Mittelbecken vorgesehen, die hauptsächlich dem Umschlag von Stückgut und Getreide aus Güterbooten und Motorschiffen in Lagerhallen und Speicher dient. Die starke Zunahme in den letzten Jahren gerade auch dieses Verkehrs ließ eine Vermehrung der Umlade- und Lagermöglichkeiten und die Schaffung neuer Kailänge schon lange dringlich erscheinen.

Dieser neue Entwurf für die Erweiterung des Rheinhafens (Abb. 1) wurde den Bauarbeiten zugrunde gelegt. Im Winter 1932/33 waren die Vorbereitungen für die Verbreiterung des Stichkanals und die damit eng verknüpfte Umleitung des Federbaches so weit gediehen, die erforderlichen Mittel im Betrage von rd. 1,7 Mill. RM dank der großzügigen Förderung durch Oeffa und Reichsanstalt so weit sichergestellt, daß die Bauarbeiten ausgeschrieben und vergeben werden konnten; Ende März 1933 wurden sie aufgenommen.

Die Mittel für die Verlängerung der Ufermauer im Mittelbecken wurden vom Gesamtkredit für die Hafenerweiterung abgezweigt; Ende August 1933 konnten auch diese Arbeiten in Angriff genommen werden.

Für das Ölbecken dagegen bewilligten die Berliner Kreditstellen nach einem anderen Finanzierungsprogramm besondere Mittel. Die Vorbereitungen zogen sich bis zum Frühjahr 1934 hin. Am 21. März 1934 wurden auch diese Bauarbeiten durch einen feierlichen Spatenstich eröffnet.

II. Die Bauarbeiten.

1. Allgemeines.

Der Untergrund, in den der neue Stichkanalteil, das Ölbecken und der Federbach mit Düker, eingeschnitten ist, ergibt nach den vorgenommenen Bohrungen und nach dem späteren tatsächlichen Befunde das für die Rheinniederung typische Bild: stark wechselnde Lagen von Sand und Kies aller Körnungen, da und dort durchsetzt von Letten, Moor und Torf, letztere die Zeugen ehemaliger, durch reichen Pflanzenwuchs belebter Arme des Rheins, der ja bis zur Korrektur durch Tulla in der Niederung sich immer wieder neue Betten grub, während die alten langsam ver-

offenbar zum Fällen angeschnitten, aber anscheinend während der Bearbeitung enturzelt und abgetrieben. Östlich dieser ehemaligen Rinne tritt grober Kies mit Sand vermischt als mächtige Bank bis nahe an die Oberfläche; auch sie ist größtenteils von einer allerdings nur dünnen Decke Letten und Flugsand überlagert. Für die Baggerarbeiten, namentlich unter Wasser, war naturgemäß der Kies willkommener als Flugsand, Letten und Moor, die sich im Wasser zu Schlamm verwandeln. Für die Wasserhaltung dagegen bildete er eine merkbare Erschwernis. Die Sohle des neuen Stichkanalteils fällt annähernd mit der Oberfläche der diluvialen Kiessande zusammen; der Düker, dessen Unterkante auf — 4,0 a. P. liegt, durchfährt im allgemeinen diesen Kies; auch die aufsteigenden Enden brachten nur in ihrem oberen Teil feinere Sande und wenig leittige Schichten.

Das Ölbecken liegt ganz in Sand und Kies; andere Erdarten finden sich hier nicht, wenigstens nicht in nennenswertem Ausmaß.

Die Rheinwasserstände und das Wetter waren während der Bauzeit, März 1933 bis Januar 1935, im allgemeinen günstig. Der Rhein überstieg nur im Juni/Juli 1933 einmal während einiger Tage die Höhe 6,0 a. P.; ein ausgesprochenes Hochwasser führte er nie; lange Zeit lag sein Spiegel sogar unter normalem NW. Das Wetter war überwiegend trocken und in beiden Sommern ausnehmend warm. Der Winter 1933/34 brachte aber auch eine sehr früh einsetzende, ungewöhnlich lange und starke Frostzeit von 77 Tagen, die naturgemäß die Einstellung der gesamten Bauarbeiten auf längere Zeit zur Folge hatte.

Dem Charakter der Arbeiten entsprechend war den Unternehmern weitestgehende Verwendung von Erwerbslosen vorgeschrieben; sie waren beim Arbeitsamt anzufordern und wurden allen Arten von Erwerbslosen, also auch den Wohlfahrtserwerbslosen, in einem bestimmten Hundertsatz entnommen. Nur ein geringer Anteil der Gesamtbelegschaft durfte dem Arbeiterstamm der Firma selbst angehören bzw. ohne Vermittlung des Arbeitsamts eingestellt werden. Abgesehen von zeitweisen Verzögerungen in der Zuweisung der zahlreichen, für den starken Park von Sondergeräten erforderlichen Besatzungen, die zudem für mehrere Tagesschichten vorhanden sein mußten, ergaben sich keine unüberwindbaren Schwierigkeiten; auch die Leistungen der allen Berufen angehörigen Arbeiter waren im allgemeinen so befriedigend, daß zu berechtigten Klagen wenig Anlaß bestand, wenn auch wohl zugegeben werden muß, daß dabei der Zwang, den die Maschinen auf Arbeitsleistung und -geschwindigkeit ausüben, von Einfluß war. Bei der Stichkanalverbreiterung, der Umleitung des Federbaches und der Verlängerung der Ufermauer, die alle nach dem „Restprogramm 1932“ gefördert wurden, war Entlohnung aller Arbeiter nach Tarif vorgeschrieben. Für den Bau des Ölbeckens dagegen wurden die Zuschüsse des Reichs gemäß „Gesetz zur Verminderung der Arbeitslosigkeit vom 1. Juni 1933 (Reinhardtprogramm)“ gewährt. Dementsprechend erhielten hier die vom Arbeitsamt im Benehmen mit dem städt. Wohlfahrtsamt zugewiesenen Erwerbslosen — ausschließlich den Wohlfahrtserwerbslosen entnommen — keinen Tariflohn, sondern nur ihre laufende Fürsorgeunterstützung, ergänzt durch einen Tageszuschuß von 0,50 RM für eine warme Mahlzeit und einen Bedarfsdeckungsschein im Werte von 25 RM für 4 Wochen wirklich geleistete vierzigstündige Arbeit. Nach den Erfahrungen an anderen Stellen des Reichs schien diese Arbeitsregelung zunächst sehr gewagt. Nachdem sich aber auf eine Aufforderung hin zahlreiche Erwerbslose freiwillig zur Einstellung bei dieser Arbeit gemeldet hatten, konnte man alle Bedenken zurückstellen. Es ergaben sich denn auch bei ihrer Abwicklung keinerlei Reibungen. Die Leistungen waren nicht geringer als bei anderen Notstandsarbeiten mit tarifmäßiger Entlohnung. Man kann also die hiesigen Erfahrungen mit dieser Regelung als durchaus günstig bezeichnen, wobei die gute Vorbereitung psychologisch eine wesentliche Rolle gespielt haben mag. Dem sich um die Arbeit bewerbenden Unternehmer war für das

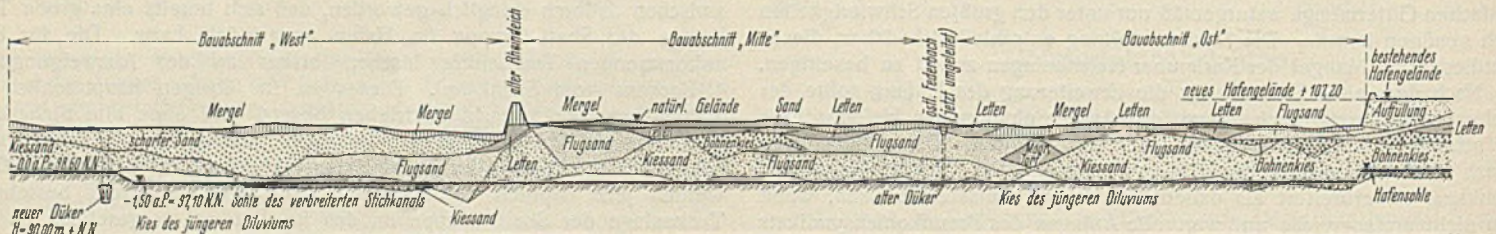


Abb. 2. Untergrundverhältnisse im Zuge des neuen Stichkanalufers.

landeten oder bei einem neuen Hochwasser durch Sand und Kies verschüttet wurden. Die westliche Hälfte des geologischen Profils in der neuen Uferlinie des Stichkanals (Abb. 2) zeigt deutlich den breiten und tiefen Querschnitt eines alten Strombetts, jetzt gefüllt mit Sand. Ein kleineres Bett liegt im Zuge des Federbaches. Es ist größtenteils mit Letten bedeckt, der auf einer Schicht feinen Sandes und einem schmalen, aber kräftigen Lager Moor und Torf liegt. In letzterem fanden sich zahlreiche Baumstämme bis zu den größten Abmessungen. Zwei davon waren durch Werkzeuge bearbeitet, der eine muldenförmig ausgehöhlt, der andere

Angebot vorgeschrieben, die Erwerbslosenarbeit in seine Preise mit 0,60 RM/Std. einzurechnen. Bei der ihm zustehenden Vergütung wurden die wirklich geleisteten Arbeitsstunden mit diesem Betrag abgezogen. Dadurch war auch der Unternehmer an dem möglichst sparsamen Einsatz von Erwerbslosen interessiert.

2. Die Verbreiterung des Stichkanals

wurde der Firma H. Vatter, Mannheim, übertragen. Im Einverständnis mit der Stadtverwaltung Karlsruhe überließ sie einen Teil der Arbeiten,

in der Hauptsache die Herstellung von rd. 40000 m² Ufersicherung, den Karlsruher Baufirmen J. Krapp und W. Müller.

Die Hauptarbeit war die Bewegung von rd. 900000 m³ Erdmassen. Davon dienten rd. 490000 m³ oder 55% der Gesamtmasse zur Herstellung der neuen Umschlagplätze entlang dem Nordufer des verbreiterten Stichkanals einschließlich dem neuen Hochwasserdamm. Der Rest wurde verwendet zur Tellauffüllung der am Ölbecken auf dem Südufer des Stichkanals geplanten Umschlagplätze (rd. 100000 m³) und zur Schaffung neuen Industriegeländes an der Alb, östlich der bestehenden Hafenanlagen

der Ausschreibung der Arbeiten, weil die von den Reichsstellen zunächst geforderte überaus kurze Vollendungsfrist von vornherein eine so hohe Tagesleistung bedingte, wie sie durch die zur Verfügung stehenden Naßgeräte allein niemals auch nur annähernd zu erreichen war; und weil dadurch die Zahl der zu beschäftigenden Erwerbslosen, die ja im Kampfe der Stadt Karlsruhe gegen die Arbeitslosigkeit ausschlaggebend war und für die Beurteilung der Förderungswürdigkeit durch die Reichsstellen eine wesentliche Rolle spielte, erheblich erhöht werden konnte. Andererseits bot die Trockenbaggerung unverkennbare technische Vorteile dadurch,

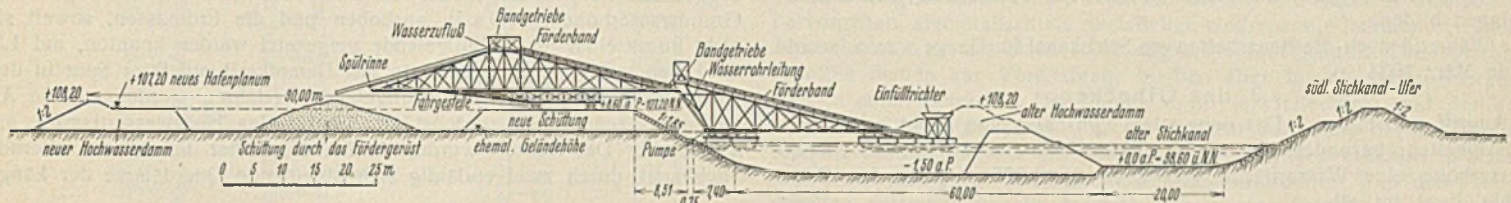


Abb. 3. Fördergerüst mit Spüleinrichtung am Nordufer des Stichkanals.

(rd. 310000 m³). Dieses Industriegelände besitzt kein unmittelbares Umschlagufer. Da es gegen den Hafen durch den Hafenringdamm vor Hochwasser geschützt ist und nur die Wasserstände der Alb zu berücksichtigen waren, konnte die Oberfläche der Anschüttung hier 1,70 m tiefer als das Hafenplanum gelegt werden. Die neue Industriefläche im Ausmaße von rd. 25 ha bildet einen Teil des Geländevorrats, der für etwaige Nachfrage greifbar zur Verfügung der Stadt steht und stehen muß. Ein etwa 60 m breiter Streifen dieses Geländes entlang der Zufahrtstraße zum Nordbecken wird demnächst ebenfalls auf Höhe des Hafenplanums aufgefüllt und als Industriegelände verwendet werden.

Vor Beginn der eigentlichen Erdarbeiten zur Verbreiterung des Stichkanals war der Hochwasserdamm entlang dem bestehenden, abzutragenden Nordufer, der das Hintergelände gegen Überschwemmung vom Hafen her schützte, durch einen neuen Damm zu ersetzen, der sich hinter dem vorgesehenen neuen Umschlaglande in den bestehenden Hafeningdamm wieder einzufügen hatte. Natürlich durfte der bestehende Damm nicht verletzt und damit geschwächt werden, bevor der neue den Hochwasserschutz voll übernehmen konnte. Die hierfür erforderlichen rd. 140000 m³ Erdmassen sollten soweit wie möglich dem Erweiterungsgelände zwischen dem alten Damm und dem neuen Stichkanalufer entnommen werden, wobei Doppelarbeit möglichst vermieden werden sollte. Diese Vorschriften waren grundlegend für die Einteilung der Arbeiten durch den Unternehmer und die gesamte Baufolge. Man teilte die ganze rd. 2 km lange Baustelle in drei Abschnitte „West“, „Mitte“ und „Ost“, deren Grenzen durch einen vorhandenen, auf den Stichkanal stoßenden alten Rheindeich und durch das möglichst lang zu erhaltende Bett des Federbaches gegeben waren (Abb. 1). Es war so möglich, im Abschnitt „West“ den neuen Hochwasserdamm mit Massen, die man auf die geschilderte Art auf der ganzen Baustrecke gewinnen konnte, vollständig herzustellen und dadurch in diesem Abschnitt in der Verfügung über die gesamten Abtragmassen vollständig frei zu werden. Mit diesen konnte dann der Hochwasserdamm auf der restlichen Länge von rd. 1 km fertiggestellt und der Abtrag der gesamten Erdmassen einschließlich des alten Hochwasserdamms freigegeben werden.

Von den rd. 900000 m³ Gesamtmasse wurden 590000 m³ durch Trockenbagger, 310000 m³ durch Naßbagger gewonnen. Erstere wurden hauptsächlich zur Beseitigung der Erdmassen zwischen altem und neuem Kanalufer eingesetzt. Im Schutze eines vorläufig stehenbleibenden Erdkörpers, der als Fangedamm das offene Rheinwasser des Stichkanals von der Baugrube abzuhalten hatte, wurde in jedem Bauabschnitt das Grundwasser möglichst bis auf die neue Kanalsohle — 1,5 a. P., d. h. etwa 4 m unter den niedrigsten schiffbaren Wasserstand und 1,5 m unter die Sohle des bestehenden Kanals, abgesenkt und die trockengelegte Erde mit 2-m³-Löffelbaggern so weit abgetragen, als die Standfestigkeit des Schutzdamms gegen den Stichkanal dies äußerst zuließ. Als Ergänzung waren zwei bis drei Raupengreifer beigegeben, die im westlichen Teile des Damms einen Lehmern einzubauen, die neue Böschung zu verebnen und sonstige Nebenarbeiten zu leisten hatten. Die gelösten Massen wurden, soweit nicht durch Greifbagger einfaches Umsetzen in das anschließende Gelände möglich war, in 3,5- und 4,0-m³-Loren durch Dampflokomotiven auf 90 er Spur in das Auffüllgelände am Stichkanal und an der Alb abgefahren. Letzteres erforderte eine größte Förderweite von etwa 3 km.

Der Trockenbaggerbetrieb begegnete keinen besonderen Schwierigkeiten, erforderte aber einen erheblichen Einsatz von Pumpen, der naturgemäß von dem Wasserstande des Rheins und den angeschnittenen Bodenarten wesentlich abhing; im Bauabschnitt „Ost“ war der Wasserdrang in dem hochliegenden Kies besonders stark und forderte auch bei günstigen Rheinwasserständen einen ausnehmend hohen Einsatz von Pumpen.

Trotz dieser gewiß nicht angenehmen und kostspieligen Beigabe entschloß man sich zu dieser Bevorzugung der Trockenbagger schon in

daß die Absenkung des Grundwassers eine höhere Leistung zuließ, und dies namentlich da, wo Flugsand, Moor und gar Baumstämme die Leistung des Naßgerätes viel mehr behindert hätten; und daß es weiterhin möglich war, den Fuß der Ufersicherung als Steinsatz im Trockenem billiger und technisch einwandfreier herzustellen als eine Steinschüttung unter Wasser. Der Ablauf der Arbeiten erwies die Berechtigung der geschilderten Erwägungen.

Nach vollkommener Ausräumung jedes Bauabschnitts und nach planmäßiger Fertigstellung der neuen Uferbefestigung wurde der Pumpbetrieb eingestellt. Es dauerte hierauf mehrere Tage, bis der Außen- und Innenwasserspiegel in jedem Bauabschnitt ausgeglichen war. Erst dann konnte der als Fangedamm zwischen Stichkanal und Baugrube dienende Erdkörper durchbrochen und abgetragen und die Naßbaggerung aufgenommen werden.

Auch hierbei wurden die über Wasser emporragenden Teile zunächst möglichst weitgehend durch Raupengreifer und Rollbahn, also ebenfalls trocken entfernt. Dies hatte vor allem auch den Vorteil, daß die lehmige Dammerde nicht ins Wasser abrutschte und dort sich in Schlamm verwandelte, der mit Naßbagger nur sehr viel schwerer zu behandeln gewesen wäre. Nur die trocken nicht zu erreichenden Erdmassen wurden durch Naßgeräte, zu denen auch Schwimgreifer zählten, beseitigt und im allgemeinen in Schuten verladen.

Diese wurden an beiden Ufern des Stichkanals entladen, am Südufer, im Gebiete des Ölbeckens, durch eine einfache, ortsfeste Bandanlage und mehrere Greifer, am Nordufer in der Hauptsache durch eine bewegliche große Bandanlage, mit der fast die ganze Uferlänge bestrichen werden konnte. Die südliche Anlage wurde von Hand unmittelbar aus den Schuten beschickt; die zugeführten Erdmassen erhielten oben einen Wasserzusatz, der sie auf eine gewisse Entfernung fortspülte. Im übrigen wurden aber hier die Hauptmassen durch Greifer in Silo gehoben und mit Dampfkraft in das Gelände am späteren Ölbecken abgefahren.

Das Entladegerüst am Nordufer (Abb. 3) bestand aus zwei Teilen, die unabhängig voneinander sich bewegen konnten. Der untere Teil stützte sich auf einige Kähne; er trug ein Band mit Beladetrichter. Der obere Teil stand auf Rollwagen, für deren Gleise vorher durch Greifer ein Geländestreifen entlang dem neuen Ufer auf endgültige Höhe aufgefüllt worden war. Dieser Teil trug ein zweites Band, das die Erde vom ersten Band abnahm und sie oben an eine Rinne abgab, in der sie durch einen kräftigen Wasserstrom in das Gelände zwischen neuem Ufer und neuem Hochwasserdamm hinausgespült wurde. Das Spülwasser floß nach dem neuen Federbach und nach dem Stichkanal ab. Beschickt wurde diese Anlage durch zwei bis drei Greifer. Die Leistung der ganzen Anlage entsprach nicht den Erwartungen. Die überaus steile Lage der Bänder machte sie besonders ungeeignet für die Beförderung breiiger Erdmassen, wie sie, teilweise unvermeidlich, trotzdem anfielen; die Vielzahl der empfindlichen Teile, anscheinend da und dort auch weniger geeignete und böswillige Bedienung, hatte unverhältnismäßig häufige Unterbrechungen zur Folge. Mit Einsatz aller Mittel gelang es aber trotzdem, die ursprünglich ins Auge gefaßte, nur auf Verlangen der Reichsstellen stark verkürzte Bauzeit einzuhalten; dies hatte auch die Zustimmung der Oeffa und der Reichsanstalt gefunden.

Das neue, 1:1,85 geböschte Kanalufer wurde auf die ganze Höhe befestigt; zwischen +1,0 und +4,0 a. P. durch einen sogenannten Steinsatz, d. h. lose aufeinander gesetzte lagerhafte Steine, Quarzite aus dem nahen Albta. Dies war natürlich nur im Trockenem möglich. An Stellen, wo Wasserhaltung technisch nicht anging, z. B. da, wo die Abschnittsdämme auf das Ufer stießen, wurde ein Steinwurf unter Wasser eingebracht, indem man vom Kahn aus Steine auf die Böschung warf, bis die Schüttung den Wasserspiegel erreichte. Auf +4,0 a. P. ist eine 0,75 m breite Berme eingefügt, über der bis auf Planum das Ufer durch Sandsteinpflaster auf

Grobkiesunterlage gesichert ist. Das ganze neue Umschlagufer ist mit Treppen und den notwendigen Anmährrichtungen ausgestattet. Diese Arbeiten fügten sich dem übrigen Baubetrieb so ein, daß gegenseitige Störungen möglichst vermieden wurden.

Seit Ende August 1934 sind nunmehr diese Hauptarbeiten beendet. Ein leistungsfähiger, in seiner Sohle 80 m breiter Kanal verbindet jetzt den Karlsruher Hafen mit dem Rhein. Er bietet gleichzeitig ein etwa 1800 m langes Umschlagufer mit etwa 90 ha neuen Industrie- und Lagerplätzen, die der Erschließung durch Straße und Gleise keine technischen Schwierigkeiten bieten, da diese einfach die Fortsetzung vorhandener Anlagen bilden.

Während noch die Bauarbeiten am Stichkanal im Gange waren, wurde Ende März 1934

3. das Ölbecken

in Angriff genommen. Das neue, dem Umschlag von leicht brennbaren Flüssigkeiten, besonders Treibölen, vorbehaltene Becken hat auf Niederwasserhöhe eine Wasserfläche von etwa 85×675 m (Abb. 4). Seine

Sohle liegt im allgemeinen ebenfalls auf $-1,5$ a. P. Maxau. Sein Bau erforderte die Bewegung von rd. 400 000 m³ Erde, die fast ausschließlich dem Becken zu entnehmen und zur Auffüllung des anstoßenden Geländes zu verwenden waren; 23 000 m² der 1 : 1,85

geneigten Böschungen waren durch Sandsteine zu sichern. An der Beckenmündung liegt die Sohle wie im alten Teile des Stichkanals auf 0,0 a. P. Das Becken ist hier durch einen Erdsporn entlang dem Stichkanal auf 20 m verschmälert und mit einer Vorkehrung versehen, die es gestattet, sie in Gefahrfällen in Wasserspiegellhöhe abzusperren. In der Umgebung des Ölbeckens waren gleichzeitig mit der Herstellung des Beckens einige größere, teilweise unmittelbar an das Becken anschließende Gruben, die vor Jahren zur Gewinnung von Ziegellehm und zum Bau eines Hochwasserdammes im Gelände angelegt worden waren, wieder aufzufüllen, um die Bildung von flachen Druckwasserseen zu verhindern und sie wieder in kulturfähiges Ackerland zurückzuverwandeln. Die hierzu erforderlichen Erdmassen von etwa 30 000 m³ wurden diesem Hochwasserdamm entnommen, da er durch die grundlegende Änderung des Erweiterungsplans für den Hafen überflüssig geworden ist.

Die Bauarbeiten waren im ganzen an eine Gruppe von Unternehmungen vergeben, die unter Führung der Karlsruher Arbeitsgemeinschaft Siegrist-Stumpf stand. Diese selbst übernahm die Trockenbaggerung und überließ im Einverständnis mit der Stadtverwaltung die Naßbaggerung der Firma Gebr. Minthe & Co. in Mainz-Karlsruhe, die Ufersicherung und das Abschlußbauwerk den Karlsruher Bauunternehmungen J. Krapp und W. Müller.

Die Einteilung der Arbeiten war grundsätzlich die gleiche wie am Stichkanal. Zuerst mußte auch hier der neue Hochwasserdamm als Teil-

stück des Hafeningdamms hergestellt werden, um das Hintergelände gegen Überschwemmung vom neuen Becken her zu schützen. Erst nachdem dieser wenigstens angenähert vollendet war, durfte der bestehende Hochwasserdamm am Stichkanal durchbrochen werden, um die Beckeneinfahrt herzustellen.

Auch beim Aushub des Ölbeckens suchte man durch künstliche Senkung des Grundwassers die trocken zu gewinnenden Erdmassen zu vergrößern und dadurch gleichzeitig die trockene Gründung der Ufersicherung zu ermöglichen. Als Trockenbaggergerät wurden drei Ziehkübelbagger auf Raupen eingesetzt, die das Becken bis auf die abgesenkte Grundwasserhöhe $+1,0$ a. P. aushoben und die Erdmassen, soweit sie nicht unmittelbar ins Auffüllgelände umgesetzt werden konnten, auf 1,5-m³-Loren verladen, in denen sie mit Dampfkraft auf 60er Spur in den Hochwasserdamm und ins Auffüllgelände verfahren wurden. Diese Arbeiten vollzogen sich zunächst im Schutze des Hochwasserdammes am Stichkanal. Das Becken wurde, ähnlich wie früher der zu verbreiternde Stichkanal, durch zwei vorläufig stehenbleibende Querdämme der Länge

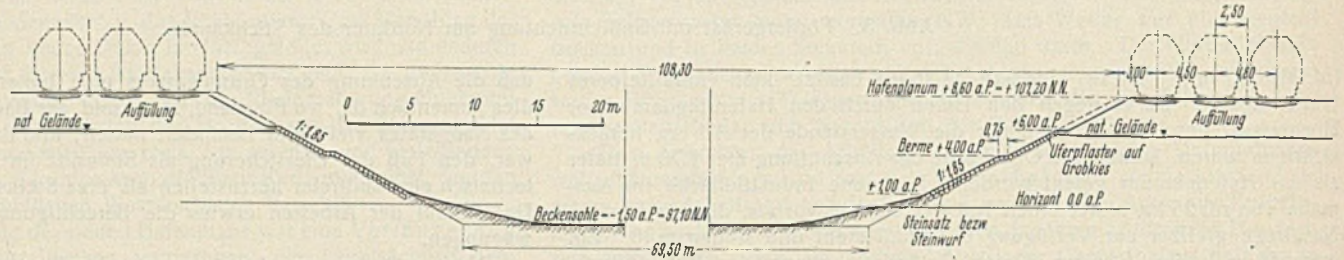


Abb. 4. Querprofil des Ölbeckens.

nach in drei Abschnitte geteilt, die nacheinander ausgehoben wurden. Hierauf gruben die Ziehkübel entlang den Ufern breite Rinnen, in denen das Wasser abgepumpt wurde, um die Ufersicherung ansetzen zu können. Erst dann wurden die restlichen Erdmassen des Bauabschnitts entfernt.

Die Naßbaggerung begann mit dem Durchbruch vom Stichkanal her, nachdem im ersten Bauabschnitt die Trockenbaggerung beendet und nach Abstellung der Pumpen der Spiegelausgleich mit dem Stichkanal eingetreten war. Ähnlich war der Vorgang bei Inangriffnahme der anderen Bauabschnitte.

Die Wasserhaltung erforderte bei dem starken Andrang von Grundwasser in dem hoch anstehenden Kies einen teilweise noch größeren Einsatz von Pumpen als am Stichkanal, obwohl im Ölbecken das Grundwasser nur auf $+1,0$ a. P. — gegen $-1,5$ a. P. am Stichkanal — abgesenkt werden mußte, um eben noch den Fuß der Ufersicherung ansetzen zu können. Die Pumpen schütteten im ersten Abschnitt in den Stichkanal aus, während für den 2. und 3. Bauabschnitt das alte Federbett zur Verfügung stand, das die Grenze beider Abschnitte bildete.

Die Ufersicherung weicht von der des Stichkanals nur dadurch ab, daß die ebenfalls 1 : 1,85 geneigte Böschung nicht auf die volle Höhe gepflastert wurde, sondern nur auf $+6,0$ a. P. Die Quarzitsandsteine stammten ebenfalls aus dem Albtal und wurden in Lastwagen und Eisenbahnwagen angeliefert. Auch die Ausstattung mit Treppen und Anmährrichtungen gleicht der des Stichkanals. (Fortsetzung folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Die Mangfallbrücke der Reichsautobahn München—Landesgrenze.

Von Reichsbahnrat Georg Aurnhammer, Nürnberg.

(Schluß aus Heft 46.)

Der eigentliche Widerlagerklotz besteht aus Stampfbeton, hat aber in der Sohle und oben zwischen den Auflagern eine kräftige Sicherheitsbewehrung erhalten. Der rd. 20 m breite Klotz ist ohne Trennfuge betoniert. Im Bauzustande mußte er für den später geschilderten Montagevorgang tiefe Aussparungen unter den Lagern erhalten. Diese wurden später mit stark bewehrtem Eisenbeton, der als Auflagerquader den Lagerdruck zu verteilen hat, geschlossen.

Da der Straßendamm mit natürlicher Böschung endigt, sind zwischen Hauptträgerende und Vorderkante Dammkrone rd. 15 m zu überbrücken. Das geschieht durch eine Eisenbeton-Plattenbalkenkonstruktion in der dargestellten Anordnung. Die Konstruktion ist von außen nicht sichtbar, sondern durch Seitenwände, die gleichzeitig als Nebenträger dienen, abgeschlossen. Haupt- und Nebenträger sind durchlaufende Balken auf drei Stützen. Die Platte mit acht Feldern von je $4,74/6,80$ m Stützweite ist kreuzweise bewehrt. Sie hat eine Dicke von 25 cm und eine Bewehrung von 3 R.-E. 12 mm + 3 R.-E. 14 mm in der Längsrichtung und von 8 bis 10 R.-E. 14 mm in der Querrichtung erhalten. Für ihre Berechnung wurde folgende Belastungsannahme getroffen, die bei der ObK München zur Berechnung kreuzbewehrter Fahrbahnplatten allgemein angewandt wird: Die Last des Walzenvorderrades wird sowohl in der X- wie in der Y-Richtung auf die Breite verteilt, die durch DIN 1075 als

Breite des mittragenden Streifens zugestanden ist. Dabei ergibt sich eine Flächenlast, mit der zum Ausgleich gegen die etwas zu günstige Verteilung das ganze Plattenfeld vollgestellt wird.

Die Säulen, auf denen die Hauptträger ruhen, haben am linken Widerlager Einzelfundamente. Am rechten dagegen sind zur Vermeidung ungleicher Setzungen die Fundamente der schwerstbelasteten mittleren Säulenreihe mit dem Widerlagersockel zusammengeschlossen.

Die ganze Tragkonstruktion der Widerlagerkammer ist fugenlos hergestellt. Dagegen ist sie vom Widerlagerklotz durch eine Fuge mit elastischer Dichtung getrennt.

b) Die Pfeiler. Bei den hohen Pfeilern war die Beachtung der ästhetischen Wirkung von größter Wichtigkeit. Daher wurden von der ObK, ehe sie die Pfeilerform festlegte, sorgfältige Modellstudien angestellt, um eine technisch wie schönheitlich gleichermaßen befriedigende Lösung zu finden. Jeder Pfeiler zeigt zwei Türme, die oben durch einen massiven Querriegel verbunden sind (Abb. 18). Beide Türme stehen auf gemeinsamem Fundament. Die Pfeiler sind, soweit sie sichtbar bleiben, einander gleich. In der Fundamentform, besonders aber in der Ausführung der Gründung unterscheiden sie sich wesentlich. Die Ausführung beeinflusste mehrfach die Ausbildung, weshalb sie auch gleichzeitig mit dieser beschrieben werden muß.

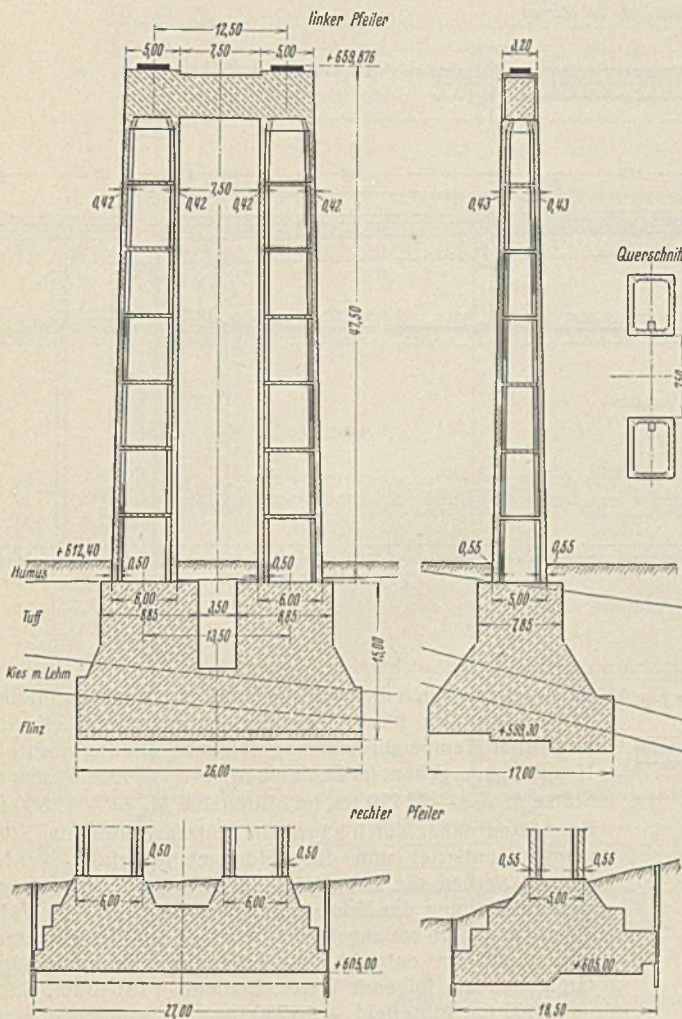


Abb. 18. Pfeiler.

Am linken Pfeiler fand sich die aus Abb. 18 ersichtliche wechselnde Bodenschichtung. Die Tuffschicht war wegen ihrer Unregelmäßigkeit und der im Tuff oft eingeschlossenen großen Hohlräume als Baugrund zu unsicher. Der darunterliegende Kieskell erwies sich als gleichfalls wenig geeignet. Daher entschloß man sich, mit der Gründung bis auf den Flnz, d. i. bis auf 15 m unter Gelände zu gehen. Die Pfeilerschäfte sind zwischen Bezirkstraße und Wasserrohrleitung förmlich eingeklemmt. Das Pfeilerfundament ragt unter diese Bauwerke vor. Eine Verlegung der Rohrleitung vor Inangriffnahme der Gründung kam nicht in Frage, da die Baulermeine nicht gestatteten, den Zeitpunkt, zu dem diese Verlegung möglich war, abzuwarten. Daher wurden am Ort und mit dem Querschnitt der Pfeilerschäfte durch den Tuff zwei senkrechte Schächte gebrochen und von diesen aus der Fundamentaushub in bergmännischem Vortrieb bewerkstelligt. Der Kieskell, in dem wegen der benachbarten Bauwerke keine Lockerungen eintreten durften, machte viel sorgfältige Zimmerung erforderlich. Vom Flußbett her zudringendes Wasser konnte ohne besondere Schwierigkeiten abgepumpt werden, erschwerte aber doch die Arbeit erheblich. Der Aushub wurde in Streifen von etwa 2,50 m Breite vorgenommen, die vor Inangriffnahme des nächsten Streifens ausbetoniert wurden. Kräftige Verzahnungen sorgen für ein Zusammenwirken des Fundamentkörpers als massives Ganzes. Der Flnz der Gründungsschicht ist als hart zu bezeichnen. Er erhält Kantenpressungen (einschl. Erdüberlagerung) bis zu 4,9 kg/cm² und Eckpressungen bis 5,2 kg/cm², also zusätzliche Pressungen von 2,2 bzw. 2,5 kg/cm². Bei deren Feststellung wurde ein Mittel aus den Werten gebildet, die sich einerseits bei Untersuchung der Bodenfüge als Sohle einer Standplatte, andererseits aus der Berechnung des Fundaments als eines eingespannten Mastfußes ergeben.

Der rechte Pfeiler konnte mit einer mittleren Sohllentiefe von rund 8,50 m unter Gelände gleichfalls auf Flnz — jedoch von geringerer Härte — gegründet werden. Es wurden hier Kantenpressungen von 3,5 kg/cm², also zusätzliche Pressungen von 2,0 kg/cm² zugelassen, woraus sich eine Fundamentfläche von 18,50/27,00 m ergab. Um dieses Fundament trotz seiner Lage unmittelbar am Hangfuß sicher einbringen zu können, waren gleichfalls besondere Vorsichtsmaßnahmen erforderlich. Die Baugrube wurde allseits mit stählernen Spundwänden (Profil Krupp III) umgeben, die so tief als möglich gerammt wurden. Es bestätigte sich die alte Erfahrung, daß im Flnz nur eine Eindringungstiefe von wenigen Metern zu erreichen ist. Es gelang nicht, die hangseitige Spundwand

bis auf die gewünschte Tiefe zu schlagen. Daher mußte, um nicht beim Aushub Spundwandunterkante freizulegen, eine weitere Fundamentstufe geschaffen werden (s. Abb. 18!). Im übrigen geschah nach dem Abtrag einer obersten Schicht Aushub und Betonierung in Streifen senkrecht zum Hang, so daß immer nur ein Streifen offen stand, wodurch die Gefahr eines Nachrutschens des Hanges auf ein Mindestmaß vermindert wurde. Die Spundwand soll weiterhin verhindern, daß aus dem Hang auf der Flnzschicht fließendes Wasser seinen Weg über die Pfeilersohle nimmt und dort eine Schmierschicht erzeugt.

Die aufgehenden Pfeiler, deren Gliederung und Ausmaße aus Abb. 18 hervorgehen, sind statisch als zweistielige eingespannte Rahmen berechnet. Jeder Rahmenstiel hat einen rechteckigen Hohlquerschnitt. Die Zwischenschotten dienen zur Versteifung, bleiben aber für die Rahmenwirkung statisch außer Betracht. Der Riegel, d. h. die Pfeilerköpfe und der Verbindungsbalken, sind massiv. Es ist dies zur Verteilung der Lagerkräfte, ferner zur Aufnahme der aus Winddruck entstehenden erheblichen Schubkräfte und der Zug- und Schubbewehrung erforderlich. In den Pfeilerschäften entstehen nur in der Nähe der oberen Ecken und der unteren Einspannung Zugkräfte aus Momenten. Im übrigen überwiegen die Normalkräfte. Daher haben die Pfeilerwände nur eine Sicherheitsbewehrung — außen und innen ein Geflecht aus R.-E. 14 mm Durchm. mit 30 cm Abstand — erhalten, während im obersten und in den zwei untersten Stockwerken die Ecken stark bewehrt werden mußten. Die größten inneren Kräfte treten im Einspannquerschnitt auf. Die ungünstigsten Werte liefert größter Winddruck auf die unbelastete Brücke bei gleichzeitiger Wirkung der vollen Rollenreibung der Auflager. Die dabei im Einspannquerschnitt auftretenden Reaktionen sind nachfolgend zusammengestellt:

Querschnitt	Moment aus Wind = M_y tm	Moment aus Reibung = M_x tm	Normalkraft N t	Horizontalschub H t
windseitiger Stiel . .	- 3520	± 2130	+ 2232	- 129
windabgewandter Stiel	+ 3350	± 2130	+ 3130	+ 141

Die Betondruckspannungen in den Pfeilern erreichen bei ungünstigster Belastung 63 kg/cm², so daß nach DIN 1075 § 14 1b eine Würfel Festigkeit $W_{B28} = 190$ kg/cm² nachgewiesen werden mußte. Tatsächlich erreicht wurden bei einem Mischungsverhältnis von 280 kg Zement/m³ Festigkeiten zwischen 219 und 349 kg/cm².

Das Pfeilerinnere ist zugänglich gemacht. Die Zwischendecken sind jedoch nicht für größere Lasten berechnet.

c) Die Bauausführung. Der größte Teil der Arbeits- und Lagerplätze und der sonstigen Baustelleneinrichtung für den Tiefbau mußte naturgemäß im Tale angelegt werden. Geräte, Holz, Rundisen usw. wurden auf der Bezirkstraße angefahren. Außerdem wurde vom Bahnhof Darching ein Baugleis 90er Spur nach dem linken Widerlager hin verlegt. Von da aus führten zwei Rutschen ins Tal, eine blechbeschlagnete Kiesrutsche, die in einem kleinen Silo bei der Betonmischmaschine endete, und eine zweite etwas kleinere Rinne, in der auf Schlitten Zementsäcke und ähnliches unmittelbar in den Zementschuppen gleiten konnten. Über das Flußbett wurde in Höhe der Bezirkstraße eine hölzerne Förderbrücke geschaffen. Von der am westlichen Hangfuß gelegenen Mischanlage aus führte auf einem Gerüst ein Baugleis waagrecht bis über die Bezirkstraße hinweg, rd. 5 m über

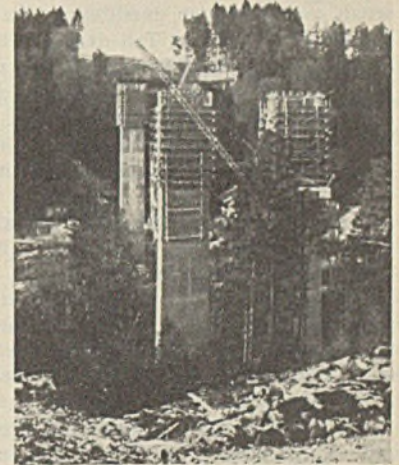


Abb. 19. Bau der Pfeiler mittels Versetzschalung.



Abb. 20. Betonierung der Riegel.

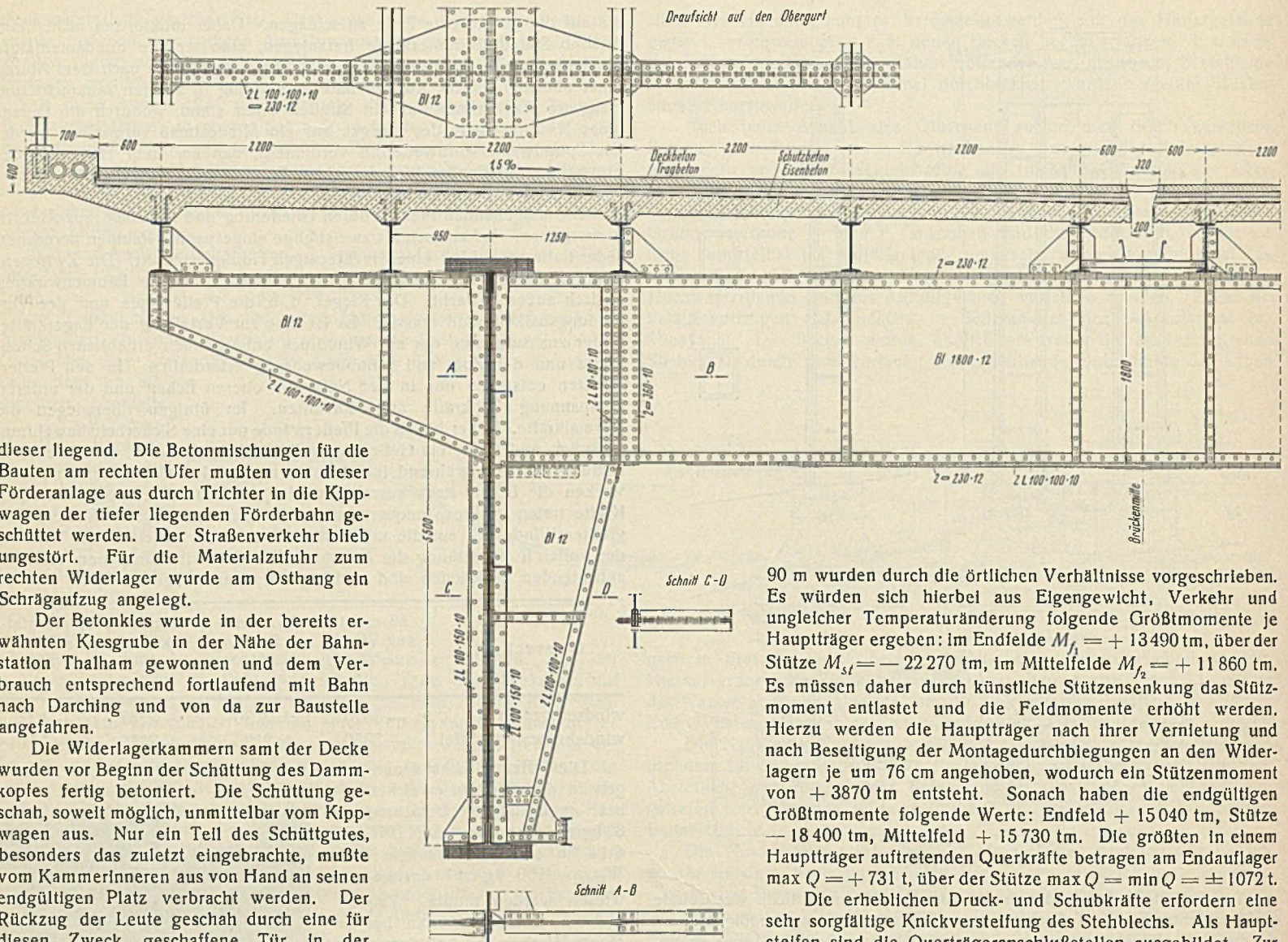


Abb. 21. Normaler Querschnitt des Überbaues.

dieser liegend. Die Betonmischungen für die Bauten am rechten Ufer mußten von dieser Förderanlage aus durch Trichter in die Kippwagen der tiefer liegenden Förderbahn geschüttet werden. Der Straßenverkehr blieb ungestört. Für die Materialzufuhr zum rechten Widerlager wurde am Osthang ein Schrägaufzug angelegt.

Der Betonkies wurde in der bereits erwähnten Kiesgrube in der Nähe der Bahnstation Thalham gewonnen und dem Verbrauch entsprechend fortlaufend mit Bahn nach Darching und von da zur Baustelle angefahren.

Die Widerlagerkammern samt der Decke wurden vor Beginn der Schüttung des Dammkopfes fertig betoniert. Die Schüttung geschah, soweit möglich, unmittelbar vom Kippwagen aus. Nur ein Teil des Schüttgutes, besonders das zuletzt eingebrachte, mußte vom Kammerinneren aus von Hand an seinen endgültigen Platz verbracht werden. Der Rückzug der Leute geschah durch eine für diesen Zweck geschaffene Tür in der Seitenwand.

Für die Betonierung der Pfeiler wurden hohe Turmdrehkrane verwendet. Für die Außenflächen hat die ausführende Arbeitsgemeinschaft eine Versetzschalung aus einzelnen Holztafeln konstruiert (Abb. 19). Nach Erhärten des Betons konnten jeweils die untersten Tafeln abgenommen und oben wieder angesetzt werden. Die innere Schalung mußte mit Rücksicht auf die Zwischendecken ortsfest sein. Durch Abstandsteine, durch die Schraubenbolzen gesteckt waren, wurde die genaue Einhaltung der Wanddicken garantiert. In die Zwischenschotten sind I 12 einbetoniert, die quer zur Brückenachse liegen und im Bauzustande mit kurzen Stützen in den Raum zwischen den beiden Schäften hinausragten, so daß darauf Podeste aufgelagert werden konnten (Abb. 20). Die Deckenschalung wurde an die I-Träger angehängt. Diese waren dabei in der Mitte durch einen Montageträger unterstützt. Das Lehrgerüst für die schweren Riegel wurde auf eigenen Eisenbetonkonsolen aufgelegt, die später, ebenso wie die vorgenannten I-Träger-Stützen, entfernt wurden.

Mit den Bauarbeiten war am 23. April 1934 begonnen worden. Die Gründungsarbeiten nahmen 5 Monate in Anspruch. Die Betonierung der aufgehenden Pfeiler konnte am 22. September begonnen und knapp 2 Monate später rechtzeitig vor Frosteintritt beendet werden.

3. Der Überbau.

a) Konstruktion. Den Querschnitt des Überbaues zeigt im einzelnen Abb. 21. Die Hauptträger sind Parallelträger, die im Endzustande bei unbelasteter Brücke Parabelform mit 16 cm Überhöhung haben. Für die Hauptträger hat sich eine wirtschaftliche Stehblechhöhe von 5,50 m errechnet. Das Stehblech ist 20 mm dick. Die Gurte sind durch $L 200 \cdot 200 \cdot 20$ angeschlossen und sind 850 mm breit, wobei sich für die Feldmitten und Stützen eine gesamte Lamellendicke von 140 mm = 7 Platten zu 20 mm Dicke für jeden Gurt ergab. Nur im Stützquerschnitt sind außerdem auf wenige Meter Länge auch senkrechte Lamellen angeordnet.

Die hierfür erforderliche gute Angleichung der Größtmomente im Außen- und Mittelfelde wie über der Stütze konnte nicht auf natürlichem Wege durch günstige Wahl des Stützweitenverhältnisses erreicht werden. Denn die Lage der Pfeiler und damit die Stützweiten von 90, 108 und

90 m wurden durch die örtlichen Verhältnisse vorgeschrieben. Es würden sich hierbei aus Eigengewicht, Verkehr und ungleicher Temperaturänderung folgende Größtmomente je Hauptträger ergeben: im Endfelde $M_1 = + 13490$ tm, über der Stütze $M_{st} = - 22270$ tm, im Mittelfelde $M_2 = + 11860$ tm. Es müssen daher durch künstliche Stützensenkung das Stützmoment entlastet und die Feldmomente erhöht werden. Hierzu werden die Hauptträger nach ihrer Verletung und nach Beseitigung der Montagedurchbiegungen an den Widerlagern je um 76 cm angehoben, wodurch ein Stützmoment von + 3870 tm entsteht. Sonach haben die endgültigen Größtmomente folgende Werte: Endfeld + 15040 tm, Stütze - 18400 tm, Mittelfeld + 15730 tm. Die größten in einem Hauptträger auftretenden Querkkräfte betragen am Endauflager $max Q = + 731$ t, über der Stütze $max Q = min Q = \pm 1072$ t.

Die erheblichen Druck- und Schubkräfte erfordern eine sehr sorgfältige Knickversteifung des Stehblechs. Als Hauptsteifen sind die Querträgeranschlusstellen ausgebildet. Zur Erzielung einer mindestens zweifachen Fallsicherheit der dazwischenliegenden Blechtafeln wurde das in Abb. 22 angeordnete Netz von Zwischensteifen angeordnet. Die senkrechten Steifen, $2L 90 \cdot 250 \cdot 10$, sind zu beiden Seiten des Stehblechs angebracht, dagegen die waagerechten Steifen, Z 18, und die zusätzlichen Senkrechten an der Stütze aus ästhetischen Gründen nur auf der Innenseite.



Abb. 22. Netz der Stehblechsteifen.

Die Hauptträger mußten einen durchlaufenden Längsstoß in halber Stehblechhöhe erhalten. Die senkrechten Stehblechstöße haben 12 m Abstand. Sie fallen sämtlich als Montagestöbe mit den Gurtsstöben zusammen. Diese sind natürlich je nach Lamellenzahl etwas verschieden. Ihre grundsätzliche Anordnung zeigt Abb. 23.

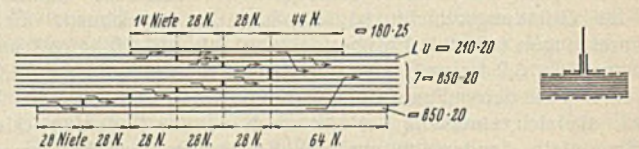


Abb. 23. Gurtsstoß, schematisch.

Die üblichen Vorkehrungen für ein Anheben der Brücke sehen das Ansetzen der Pressen an den Hauptträgern beiderseits der Lager vor. An den Endlagern erhielten hierzu die Hauptträger sporenförmige Verlängerungen. Diese sind in Abb. 24 zu sehen, die das Hauptträgerende von Querträger 0-2 darstellt.

Der Hauptträgerabstand mißt 12,5 m. Die Querträger, deren Abstand 6 m beträgt, haben Rahmenform mit Konsolen, die je 3,25 m über die Hauptträger ausragen. Sie haben eine Stehblechhöhe von 1,8 m bei 12 mm Blechdicke. Konstruktiv erforderte der Konsolanschluß besonderes Augenmerk. Das Stehblech der Konsole endet, wie das des mittleren Quer-

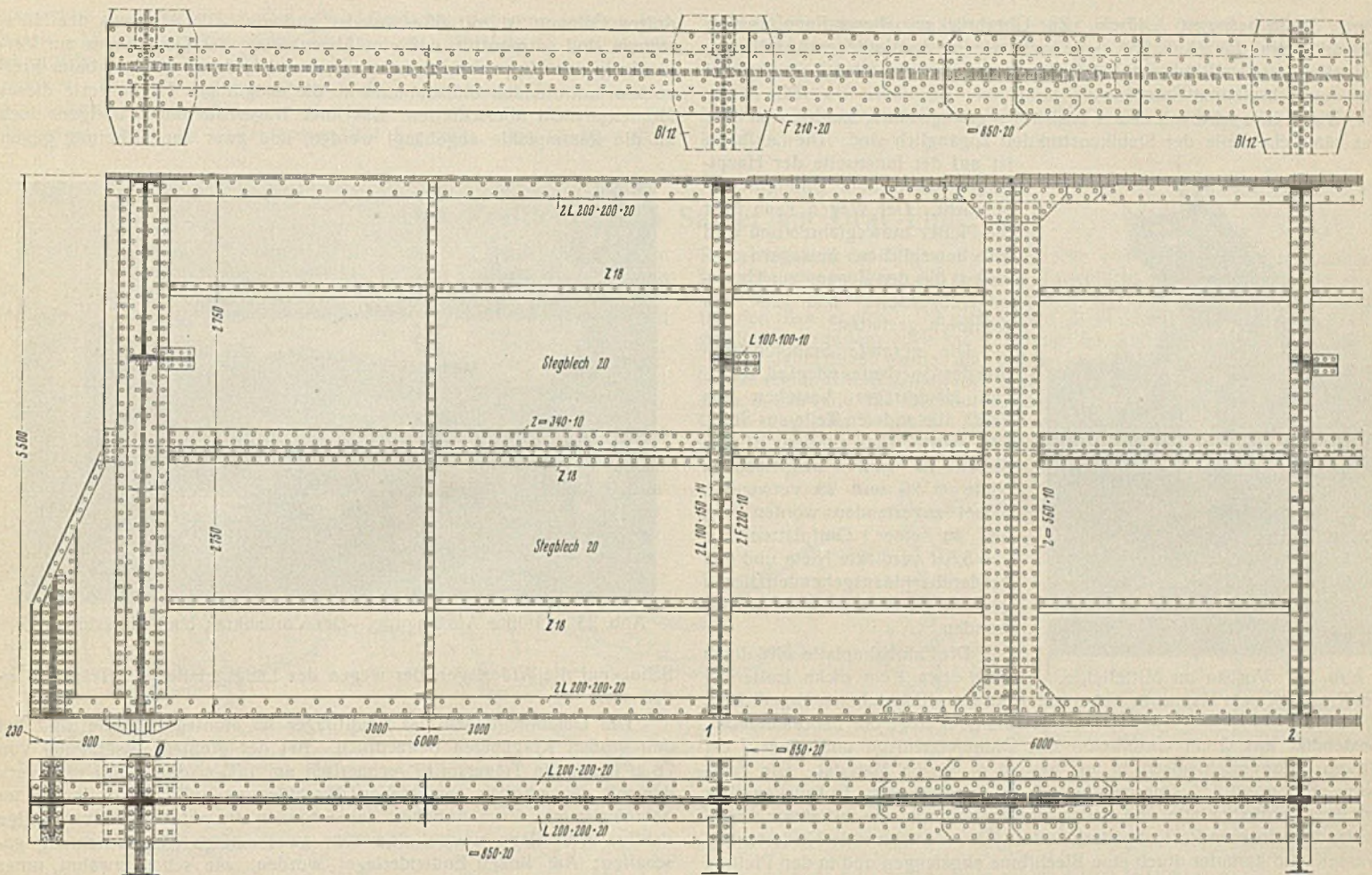


Abb. 24. Hauptträger zwischen Querträger 0 u. 2. Ansicht von innen.

trägerteils, vor dem Hauptträgerstegblech. Eine für Momentenübertragung brauchbare Stoßmöglichkeit besteht nicht, da natürlich der Hauptträgersteg nicht durchschnitten und andersorts in einem Winkelanschluß die Nietverbindung nicht auf Kopfzug beansprucht werden darf. Daher muß für den Konsolanschluß die ganze Zugkraft durch eine Gurtlasche aufgenommen werden, während die Druckkraft im Untergurt durch Kontakt übertragen wird. Die Querträger haben neben der Übertragung der Fahrbahnlasten auch die Aufgabe, für genügende Seitensteifigkeit der Untergurte der Hauptträger zu sorgen, wofür ihre Stiele bemessen sind. Besonders stark mußten die Querträger über den Pfeilern und Endlagern ausgebildet werden, da sie die Windkräfte vom Überbau in die Lager überzuleiten haben.

Sämtliche Lager sind zur Vermeidung von Einspannmomenten durch Windkräfte als Punktkipplager ausgebildet. Die größten senkrechten Lagerdrücke eines Hauptträgers zeigt folgende Übersicht:

	Lagerdruck aus			
	Eigen-gewicht	künstlicher Stützensenkung	Verkehrs-last	Gesamt-last
Endlager	490 t	43 t	267 t	800 t
Lager über Pfeiler	1590 t	— 43 t	673 t	2220 t

Auf den Querträgern liegen in je 2,2 m Abstand zehn Fahrbahn-längsträger I 50, auf denen die in Brückenquerrichtung bewehrte Eisenbeton-Fahrbahnplatte ruht. Bei dieser Anordnung wurde vor allem darauf Wert gelegt, daß der Hauptträgerobergurt frei und zugänglich bleibt. Die Längsträger laufen je über eine ganze Brückenöffnung durch. Nur über den Pfeilern sind sie getrennt. Mit den Querträgern sind sie durch Fußbleche und seitliche Stützbleche starr verbunden. Längsträger und Fahrbahnplatte werden durch Rundeisenhaken, die auf den Längsträgeroberflansch aufgeschweißt sind, verbunden.

Die Fahrbahnplatte ist als durchlaufende Platte auf elastischen Stützen gerechnet. Um sie möglichst leicht machen zu können, wurden die Längsträger reichlich bemessen und damit ihre Durchbiegungen vermindert. Es ergab sich eine Plattendicke von 20 cm mit einer durchschnittlichen Bewehrung $f_e = 17 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Die Fahrbahnplatte bietet zweifellos eine erhebliche Seitenversteifung. Außerdem ist in Höhe des Querträgeruntergurts ein K-förmiger Windverband angeordnet.

Da die Brücke über alle drei Öffnungen durchläuft und am linken Ende ihr festes Auflager hat, entsteht nur am rechten Endwiderlager eine Bewegungsfuge. Die größten rechnerischen Bewegungen an

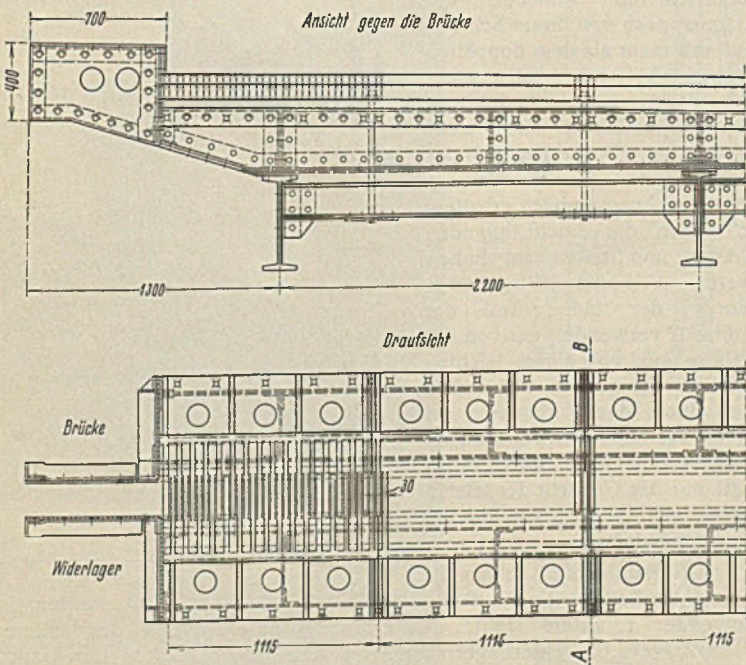


Abb. 25 a. Fingerkonstruktion für die Bewegungsfuge.

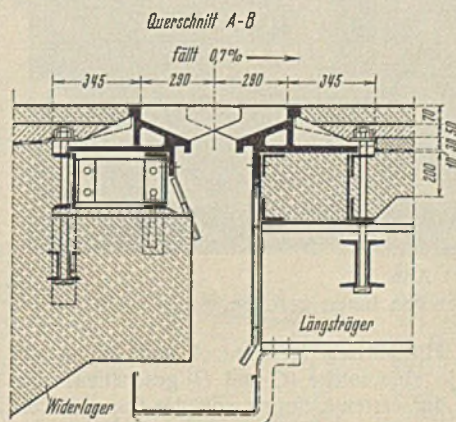


Abb. 25 b. Fingerkonstruktion für die Bewegungsfuge.

dieser Stelle betragen ± 17 cm. Zur Überbrückung dieser Fuge ist eine Fingerkonstruktion (Abb. 25) eingebaut, wie sie in ähnlicher Ausführung bei allen großen Reichsautobahnbrücken angewendet wird. Sie besteht aus austauschbaren Stücken.

Die Brücke wird mit einem Besichtigungswagen ausgestattet, von dem aus sämtliche Teile der Stahlkonstruktion zugänglich sind. Die Laufbahn ist auf der Innenseite der Hauptträger neben dem Untergurt angebracht. Der Wagen kann über die Pfeiler hinwegfahren und wird mit beweglichen Auslegern versehen, die den Zugang zur Hauptträgeraußenseite und zu den Konsolen gestatten.



Abb. 26. Vorbau im Mittelfelde. Am Kranhaken ein Hauptträgeroberteil.

Die gesamte Stahlkonstruktion des Überbaues wiegt rd. 2800 t. Die Hauptträger bestehen aus St 52, alle anderen Teile aus St 37. Die ganze Konstruktion ist genietet. Es wurden hauptsächlich Niete $\phi 26$ und 29 verwendet, wobei zugestanden worden war, bis zu einer Gurtplattendicke $\lambda = 5,5 d$ verdickte Niete und erst bei darüber hinausgehenden Dicken gedrehte, konische Bolzen zu verwenden.

Die Fahrbahnplatte wird durch eine etwa 1 cm dicke Isolierung mit 3 cm Schutzbeton abgedeckt. Darüber liegt die Fahrbahndecke, bestehend aus 5 cm Unterbeton mit Drahtnetzeinlage und einer 7 cm dicken Betonverschleißschicht aus besonders hartem Material. Die Fahrbahn wird mit 1,5 % Quergefälle nach innen entwässert. In Brückenachse erhalten Fahrbahnplatte und -belag eine breite Fuge, die mit einem durchlaufenden eisernen Rost abgedeckt wird. Das einströmende Niederschlagswasser wird darunter durch eine Blechrinne abgefangen und in den Pfeilern und an den Widerlagern in Fallrohren abgeleitet. Die Anordnung gestattet auch in einfachster Weise den Abfluß von Sickerwasser auf der Isolierung. In den Schrammborden sind zur Überführung von Kabeln Asbestzementrohre einbetoniert.

b) Montage. Für den Montagevorgang waren bestimmend: die große Talhöhe und der Umstand, daß nur am westlichen Hochufer die Anförderung der bis zu 24 t schweren Trägerstücke möglich ist. Die Montage geschah daher nur in einer Richtung und größtenteils im Freivorbau. Die Stücke wurden auf dem schon für den Tiefbau benutzten Baugleis zum linken Widerlager angefahren. Ein dort aufgestellter Derrickkran baute die ersten Stücke unmittelbar ein und lud die anderen auf Rollwagen, auf denen sie dem Vorbaukran, einem Derrick von 85 t Gewicht, zugeführt wurden.

Nur am linken Widerlager wurde für die ersten Stöße eine feste Montagebühne auf Rammpfählen geschaffen. Weiterhin wurden in der

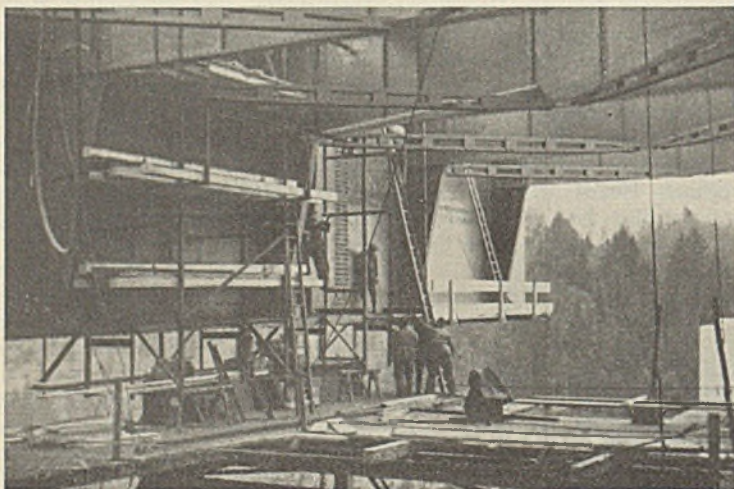


Abb. 27. Hauptträger von innen gesehen.

ersten Öffnung zwei eiserne Hilfsstützen (genannt A und B), in der zweiten und dritten Öffnung je eine solche (C und D) geschaffen. Die Hauptträger kragten bereits in der ersten Öffnung von der festen Bühne auf die erste Hilfsstütze (A), von dieser auf die zweite (B) und von da auf den linken Pfeiler über. Die Stütze C in der Mittelöffnung wurde in 78 m Abstand vom linken Pfeiler errichtet. Die Kraglänge in der

dritten Öffnung ist mit 66 m wieder geringer. Die Abstände der Hilfsstützen sind so gewählt, daß eine Verankerung des Trägers zur Vermeidung von Rippen nicht nötig wird und daß die größten beim Freivorbau auftretenden Stützenmomente die endgültigen Höchstwerte dieser Momente nicht überschreiten. Das linke Trägerende mußte übrigens doch an die Rammpfähle angehängt werden, und zwar zur Sicherung gegen

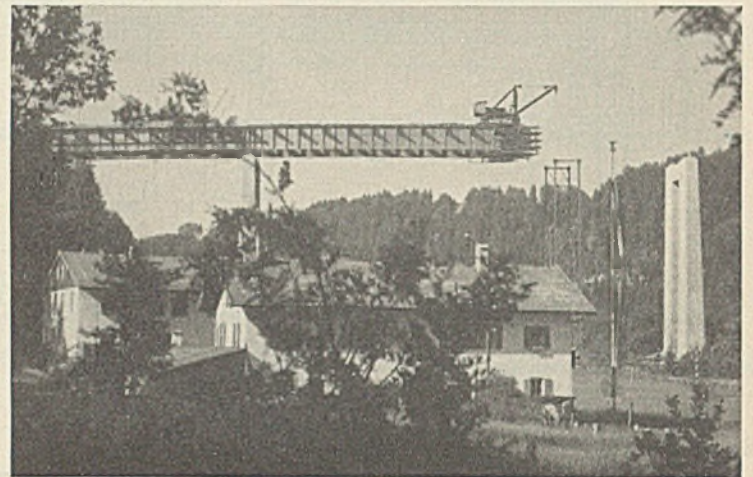


Abb. 28. Größte Auskragung. Der Vorbaukran baut Hilfsstütze C.

Schub auf die Widerlager, der wegen des Längsgefälles der Träger möglich war.

Die Durchbiegungen der Hauptträger im Montagezustand sind bei den großen Kraglängen beträchtlich. Bei der größten Auskragung von 78 m hängt die Trägerspitze rechnerisch um 1,30 m durch, d. i. ein Wert, der mit der wirklich gemessenen Durchbiegung auf wenige Zentimeter übereinstimmt. Zum Anheben der Träger in die auf den Stützen nötige richtige Höhenlage wurde eine sehr zweckmäßige Kippvorrichtung geschaffen: Am linken Endwiderlager wurden, wie schon erwähnt, unter den Hauptträgern Nischen von 2,60 m Höhe ausgespart. Die Montage der Hauptträger begann in normaler Höhenlage, wobei die Trägerenden über den Nischen auf einer Hilfskonstruktion lagen, die mittels Pressen heb- und senkbar ist. Die Trägerenden wurden nun mit fortschreitendem Vorbau nach Bedarf gesenkt, wobei die letzt erreichte Stütze als Kippunkt diente und die Trägerspitze sich hob. Dieses Verfahren wurde schon bei der Montage der ersten Öffnung vor dem Erreichen des linken Pfeilers angewandt, spielte aber natürlich seine Hauptrolle beim Freivorbau der großen Mittelöffnung. Während des ganzen Vorbaues konnte dafür gesorgt werden, daß die Trägerspitze annähernd waagrecht liegt; der wichtigste Vorteil jedoch ist, daß die Hilfsstütze C leicht gehalten werden konnte. Denn sie brauchte nur das über sie bis zum rechten Pfeiler noch vorkragende Stück von 30 m zu tragen, während sie bei einem unmittelbaren Anheben der Trägerspitzen von ihrem Scheitel aus mit mehr als dem doppelten Gewicht belastet worden wäre. Für das rechte Seitenfeld ist das Kippverfahren nicht mehr anwendbar. Daher hat auch das rechte Widerlager die nischenförmigen Aussparungen erhalten, in denen die durchhängenden Träger unmittelbar angehoben werden. Als letzte Hilfsstütze D wurde der obere Teil der Stütze C verwendet, der von der Brücke aus von einem leichten Derrick im ganzen abgehoben und durch den Vorbaukran am Hang auf einen Schwellenstapel aufgesetzt wurde. Stütze D erhält nur das Gewicht der letzten 24 m; ein Anheben von ihr aus findet nicht statt.

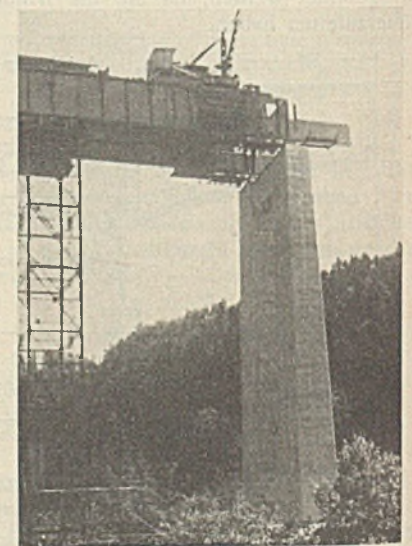


Abb. 29. Der zweite Pfeiler ist erreicht.

Die Reihenfolge, in der die einzelnen Teile beim Vorbau (Abb. 26 bis 29) eingebracht wurden, ist folgende: 1. untere Hälfte des einen, 2. untere Hälfte des anderen Hauptträgers, 3. Querträgerrahmen, 4. u. 5. obere Hälften der Hauptträger, 6. Windverband, 7. Konsolen. Die Längsträger werden erst mit großem Abstände hinterher montiert und erst nach dem vollen Anheben der Hauptträgerenden (zur Beseitigung der Montagedurch-

biegungen und zur Erzeugung des künstlichen Stützenmoments) vernietet. Die Hauptträgerstücke wurden mit Nietlöchern von durchschnittlich 3 m unter Sollmaß angeliefert und auf der Baustelle aufgerieben. Bei den Stößen an der Liefergrenze zweier Firmen erwies sich teilweise 6 mm Toleranz als nötig. — Mit der Montage des Überbaues wurde am 18. Dezember 1934 begonnen. Am 13. April 1935

wurde der linke Pfeiler erreicht. Der Vorbau der Hauptträger geht zur Zeit der Abfassung dieses Berichts (August 1935) seinem Ende entgegen. Der Fortschritt der Arbeiten, namentlich der Montagearbeit, läßt erwarten, daß bei günstigem Bauwetter auch die Fahrbahn der Mangfallbrücke noch in diesem Jahre fertiggestellt werden kann.

Alle Rechte vorbehalten.

Das Kraftwerk von Sautet am Drac-Fluß.

In T. d. Travaux 1935 (Jahrg. 11), Nr. 5 vom Mai, findet sich über den Bau einer der bedeutendsten Wasserkraftanlagen Frankreichs der letzten Jahre ein bemerkenswerter Bericht. Es handelt sich hierbei um die von der Gesellschaft „Forces Motrices Bonne et Drac“ geschaffene Stauwand mit

Sautet hat sich der Fluß auf einer Strecke von 1 km durch den Jurakalkfelsen in einer engen, 200 m tiefen Talschlucht hindurchgenagt, die sich nach eingehender Untersuchung durch Bohrproben als besonders günstig für den Bau erwies. Die Stauanlage dient somit nicht nur der Kraftgewinnung, sondern auch zur Regelung des Abflusses im Unterlauf.

Im Jahre 1928 wurde die bei Sautet über den Drac führende alte Bergstraßenbrücke (Hängewerk) durch eine Zweigelenkbogenbrücke von 82 m Spannweite aus Eisenbeton ersetzt. Der 6 m breite Fahrweg liegt 150 m über der Talsohle. Abb. 3 zeigt das Wasserschloß, die Brücke, den Brunnen für die Zufahrt zum Krafthaus bzw. für Leitung der Hoch-

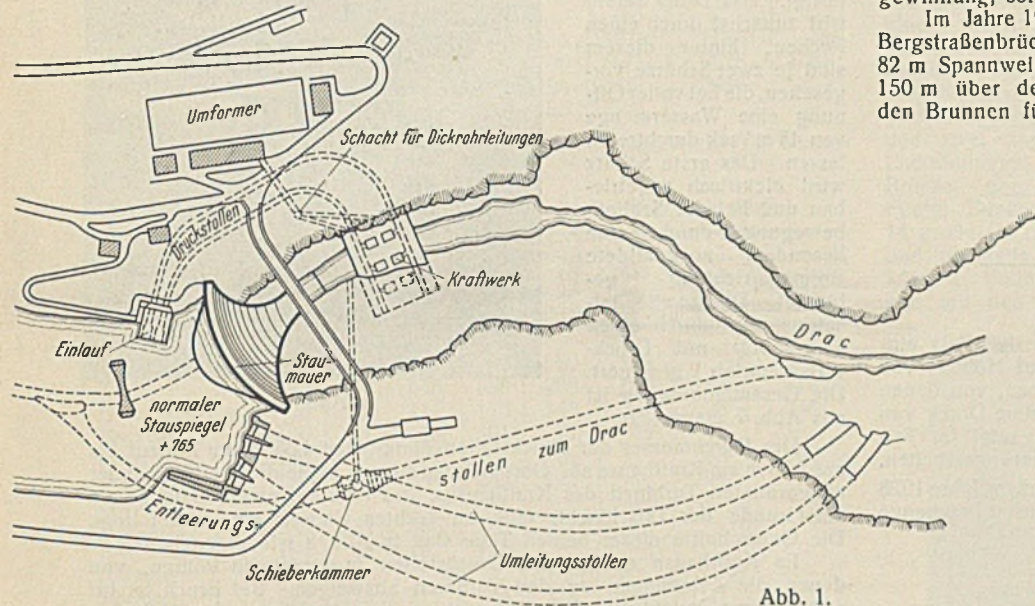
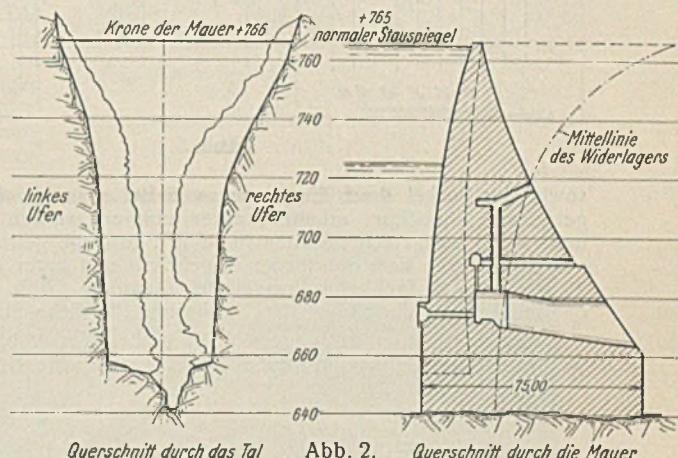


Abb. 1.



Querschnitt durch das Tal Abb. 2. Querschnitt durch die Mauer

Kraftwerk in dem von steilen Felshängen begrenzten Flußbett des Drac bei Sautet in der Nähe des Hauptortes des Departements Isère, Corps (Abb. 1).

Die Stauwand hat eine Höhe von 136 m und eine Länge, an der Krone gemessen, von 80 m. Der normale Stauspiegel liegt auf Ordinate + 765, wie aus dem Schnitt durch die Stauwand (Abb. 2) ersichtlich ist.

Das Staubecken erstreckt sich 75 km stromaufwärts und faßt 130 Mill. m³ Wasser. Die Abflußmenge ist im Jahresmittel 33, die geringste etwa 7 bis 8 m³/sek, während im Herbst 1928 eine solche von 800 m³/sek beobachtet wurde. Bei

spannungskabel zu den Umformern und im Vordergrund das Krafthaus am Grunde der Talschlucht.

Zum Umleiten der Wassermassen während des Bauvorganges wurden durch das rechtsseitige Gebirge zwei 380 m lange Stollen getrieben. Die Betonbekleidung der Stollen hat, wie Abb. 4 zeigt, 6 m l. W.; der Einlauf liegt auf Ordinate + 653,50, der Auslauf auf + 650,20. Die Durchflußmenge ist 300 m³/sek. Der Vortrieb geschah im wesentlichen von der Talseite aus; an der Bergseite wurde nur eine kurze Strecke vortrieben. Das letzte Zwischenstück wurde unter Wasser durch Sprengung beseitigt (1932).

Die Stauanlage umfaßt die Hauptmauer, deren Krone auf Ordinate + 766 liegt, und eine im Abstände von 80 m talwärts angeordnete Gegen-

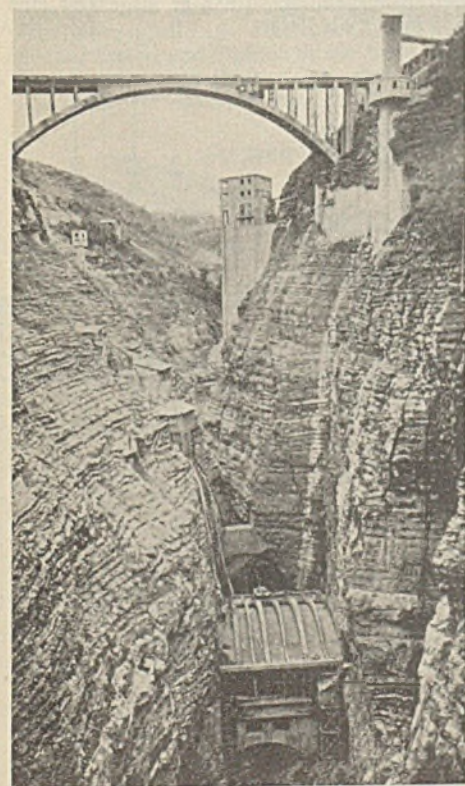


Abb. 3.

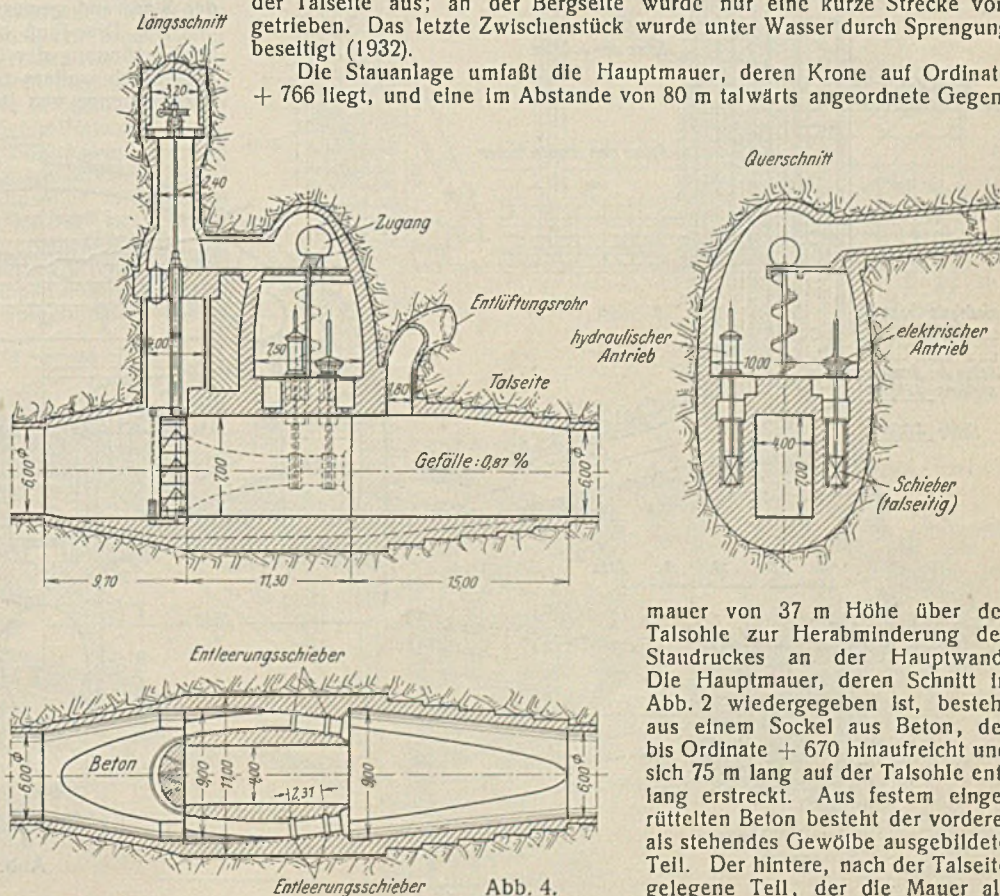


Abb. 4.

mauer von 37 m Höhe über der Talsohle zur Herabminderung des Staudruckes an der Hauptwand. Die Hauptmauer, deren Schnitt in Abb. 2 wiedergegeben ist, besteht aus einem Sockel aus Beton, der bis Ordinate + 670 hinaufreicht und sich 75 m lang auf der Talsohle entlang erstreckt. Aus festem eingestülpten Beton besteht der vordere, als stehendes Gewölbe ausgebildete Teil. Der hintere, nach der Talseite gelegene Teil, der die Mauer als

Schwergewichtmauer erscheinen läßt, ist in magerer Mischung hergestellt. Für das Einbringen der Widerlager war ein Felsaushub von 40 000 m³ erforderlich. Die gleiche Raummenge an Beton umfaßt das stehende Stützgewölbe, wohingegen für die Hinterfüllung und den Sockel 64 000 m³ Gußbeton verwendet wurden. Eine besondere Sicherung hat die Mauer

von 1600 m³/sek rechnerisch angenommen, und dementsprechend wurden etwa in halber Stauhöhe zwei Ablaufstollen von 34,4 m² Querschnitt durch das rechtseitige Gebirge getrieben, die eine Länge von je 350 m und 5,5‰ Gefälle haben. Ihre Einläufe sind in Abb. 6 dargestellt. Jeder dieser Stollen hat zwei Einläufe erhalten, die durch zum Teil selbsttätig gesteuerte Schütze abschließbar sind.

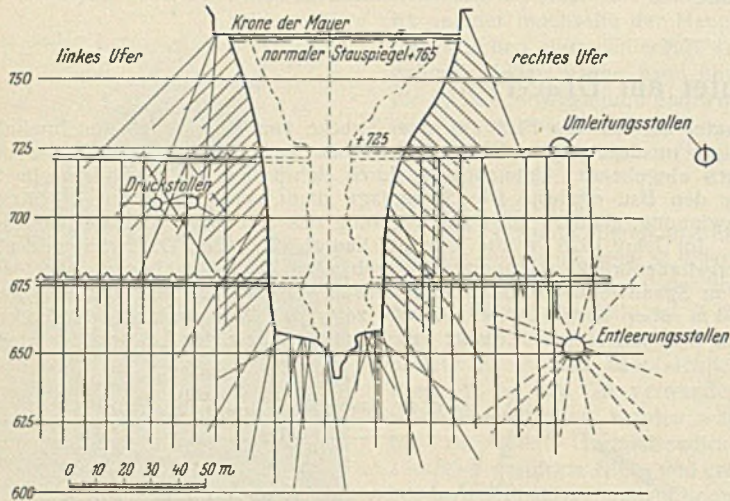


Abb. 5.

sowie der Sockel durch Einpressen von Beton in tief in den Fels eingetriebene Bohrlöcher erhalten; unter anderem wurden auf Höhe + 720 und + 675 waagerechte Stollen in beide Felshänge getrieben, von denen aus bis zu 40 m tiefe Bohrlöcher eingebracht und unter einem Druck von 40 kg/cm² mit Preßbeton ausgedrückt wurden. Abb. 5 zeigt im Talquerschnitt die Verteilung der Bohrlöcher für diese Sicherungsarbeiten.

Mit Rücksicht auf den ungewöhnlich großen Wasserabfluß im Jahre 1928 wurde darüber hinaus in besonderer Vorsorge eine Höchstabflußmenge

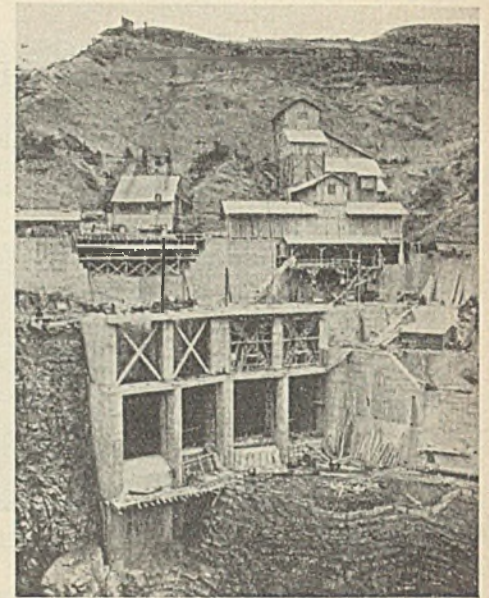


Abb. 6.

Das Wasserschloß ist im linken Uferfels eingebettet. Jeder der beiden Druckstollen hat 15 m² Querschnitt, die Sohle liegt auf Ordinate + 715. Druckstollen und Einläufe sind in Eisenbeton gefertigt. Das Druckwasser tritt zunächst durch einen Rechen, hinter diesem sind je zwei Schütze vorgesehen, die bei voller Öffnung eine Wassermenge von 45 m³/sek durchtreten lassen. Das erste Schütz wird elektrisch angetrieben und bei der Schließbewegung durch eine besonders ausgebildete Bremsvorrichtung gehemmt. Das zweite, talseitige wird durch einen Servomotor mit Druckwasserantrieb gesteuert. Die Gesamtanordnung ist aus Abb. 7 ersichtlich.

Der Durchmesser der Druckstollen nimmt von 4,35 m am Einlauf bis auf 3,75 m am Krafthaus ab. Dort münden sie aus bei je drei hintereinander angeordneten Turbinen des Krafthauses, das teils auf einem Betonbogen am Grunde der Talschlucht, teils im rechten Uferfels eingebettet liegt. Die Querschnitte dieser beiden Teile sind in Abb. 8 wiedergegeben.

Im Krafthaus endigen die Druckstollen in genieteten Röhren, von denen die Zuleitungen zu den Turbinen abzweigen. Bei Bruch ist für selbsttätigen Abschluß am Einlauf und vor dem Krafthaus gesorgt.

Die sechs Turbinen haben waagerechte Achsen und laufen mit 1500 U/min. Je zwei erzeugen gekuppelt 13 250 kVA = 16 000 PS bei 93 m Druckhöhe und 15 m³/sek Wasserverbrauch. Der erzeugte Strom hat 10 000 bis 11 000 V Spannung mit 50 Per. Er wird durch die am linken Ufer aufgestellten Transformatoren auf 150 000 V umgeformt.

Zur Überwachung der Sperre werden in regelmäßigen Zeitabständen der hydrostatische Druck, die örtlichen Spannungen und Verformungen sowie die Temperaturschwankungen in verschiedenen Höhen und Breiten der Stauwand gemessen.

Der Drac-Fluß oberhalb Sautet wird durch eine 40 m hohe Sperre zur Gewinnung der Betriebsenergie für eine elektrische Bahn und unterhalb durch weitere zehn Talsperren ausgenutzt, so daß er insgesamt eine Energiemenge von jährlich 1330 Mill. kWh liefert. Zs.—

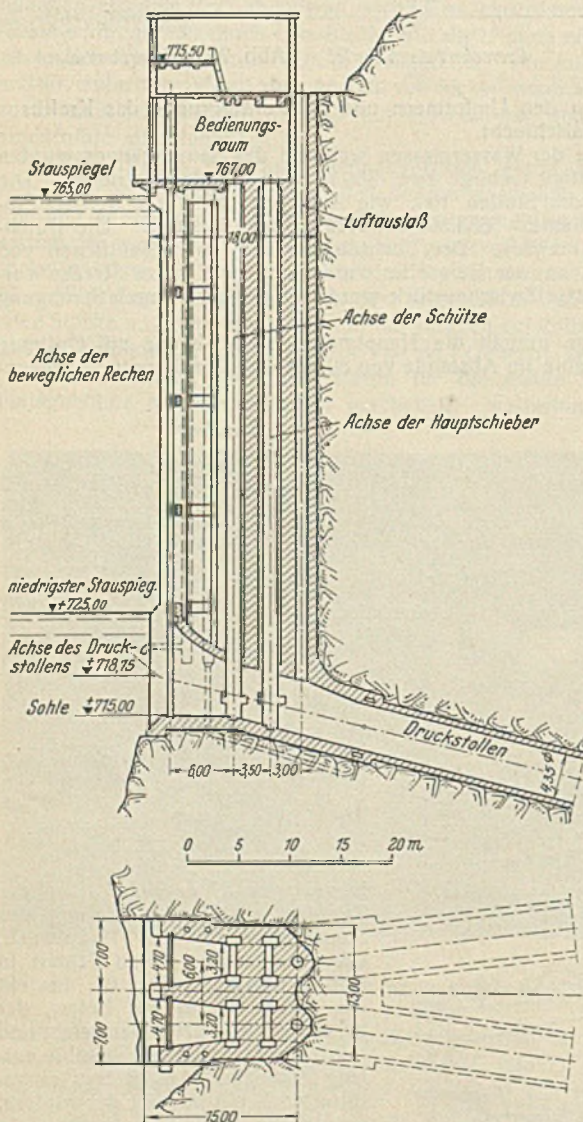


Abb. 7.

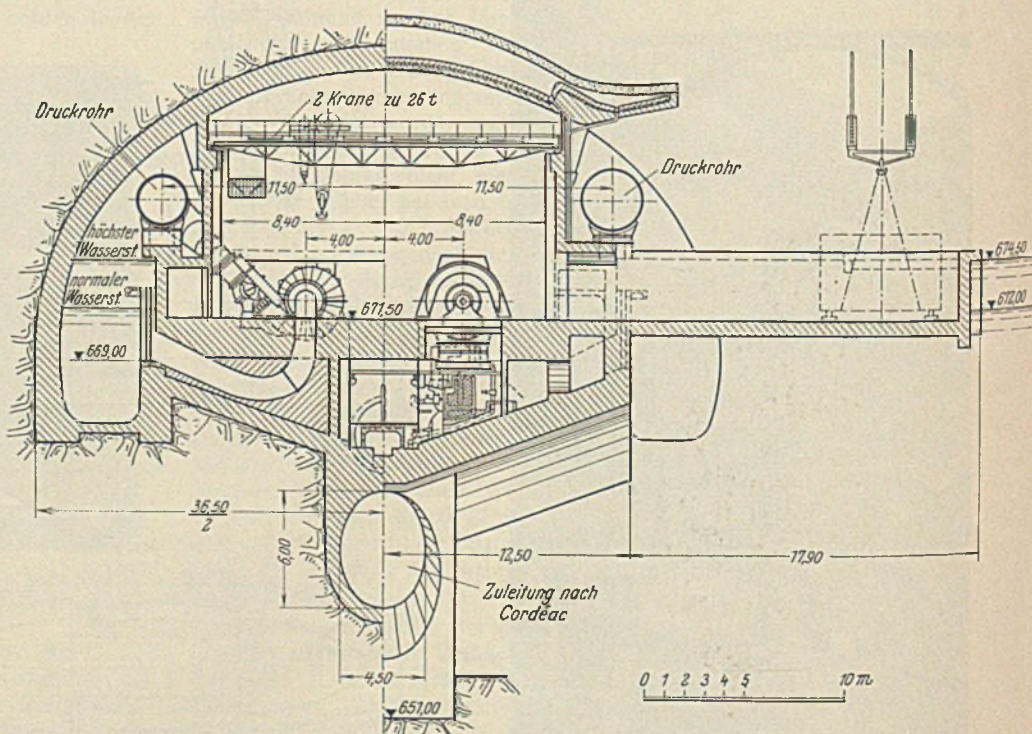


Abb. 8.

Vermischtes.

Besuch der deutschen Technischen Hochschulen im Sommerhalbjahr 1935. Die Gesamtbesucherzahl war:

	a) Studierende	b) Fachhörer (außerord. Stud.)	c) Gasthörer	Ins- gesamt ¹⁾	Davon:	
					Deutsche	Ausländer
Aachen . . .	854	7	62	923 (1156)	835	88
Berlin . . .	3204	75	227	3506 (4127)	3199	307
Braunschweig .	830	9	141	980 (1019)	939	41
Breslau . . .	552	1	29	582 (665)	—	—
Danzig . . .	1141	6	29	1176 (1351)	—	—
Darmstadt . . .	1102	1	79	1182 (1482)	—	—
Dresden . . .	—	—	—	(—)	—	—
Hannover . . .	1199	6	29	1234 (1381)	1186	48
Karlsruhe . . .	665	—	44	709 (896)	628	81
München . . .	2198	1	91	2290 (2476)	2036	254
Stuttgart . . .	987	12	137	1136 (1394)	—	—

¹⁾ Die eingeklammerten Zahlen bedeuten die Besucherzahl im Winterhalbjahr 1934.

Von den Studierenden (a) gehörten an der Abteilung für:

	Bauingenieurwesen	Architektur	Maschinenbau	Elektrotechnik	Chemie und Pharmazie	Bergbau und Hüttenkunde	Mathematik Naturw. u. Physik	Kultur- und Staatswissenschaften Allgemeines
Aachen . . .	113	78	213	133	69	188	60	
Berlin . . .	642	478	645	588	208	144	183	119
Braunschweig .	93	82	117	118	148	—	28	244
Breslau . . .	120	41	143	91	61	49	47	—
Danzig . . .	253	98	222	201	109	—	53	63
Darmstadt . . .	182	72	369	259	125	—	94	1
Dresden . . .	—	—	—	—	—	—	—	—
Hannover . . .	335	132	355	242	75	—	60	
Karlsruhe . . .	182	69	202	115	82	—	15	
München . . .	647	—	667	—	186	—	374	
Stuttgart . . .	222	275	217	94	116	—	57	6

Außerdem: Schiff- und Schiffsmaschinen- sowie Luftfahrzeugbau: Berlin 197, Danzig 142; Land- und Forstwirtschaft: München 99; Brauerei: München 225.

Straßenbrücken in Richmond, Va. Eng. News-Rec. 1935, Bd. 114, Nr. 23 v. 6. Juni, S. 808, enthält bemerkenswerte Ausführungen über ein Brückenbauprogramm, das in Richmond verwirklicht wurde und im wesentlichen der Verbindung des Hauptgeschäftsviertels mit dem gegenüberliegenden Ufer des Jamesflusses dient. Die neuen Brücken werden in bezug auf den Hauptteil der Baukosten durch Erhebung eines Zolles finanziert. Es handelt sich, wie aus Abb. 1 ersichtlich, um fünf neue Brücken und um Verstärkungsarbeiten an der alten Marshall-Straßenüberführung, die aus Stahlkonstruktion besteht. Die Straßenüberführung an der Ersten und Fünften Straße besteht aus Eisenbeton-Vollwandträgern. Das bedeutendste Bauwerk ist eine Eisenbetonbogenbrücke mit Rampen aus gleichem Baustoff zur Verbindung der Belvedere-Straße mit der Cowardin-Allee in Süd-Richmond. Im Zuge der letzteren Brücke ergaben sich für die Überführung ihrer langen Zufahrtrampen noch die gleichartig ausgebildeten Über-

führungen an der Zweiten Straße und der Cowardin-Allee.

Für die Erste- und Fünfte-Straßen-Überführung sind Vollwand-Parallel-träger mit zwei Fahrdämmen und einem seitlichen Gehweg gewählt worden. Ein Schaubild zeigt Abbild. 2.

Die Brücke über die Erste Straße hat eine Gesamtlänge von 266 m und besteht aus acht Öffnungen von 24,3 m Systemweite und zwei kürzeren Endöffnungen. Die Brücke über die Fünfte Straße hat 14 große Öffnungen und ebenfalls zwei kürzere Endöffnungen mit den ange-

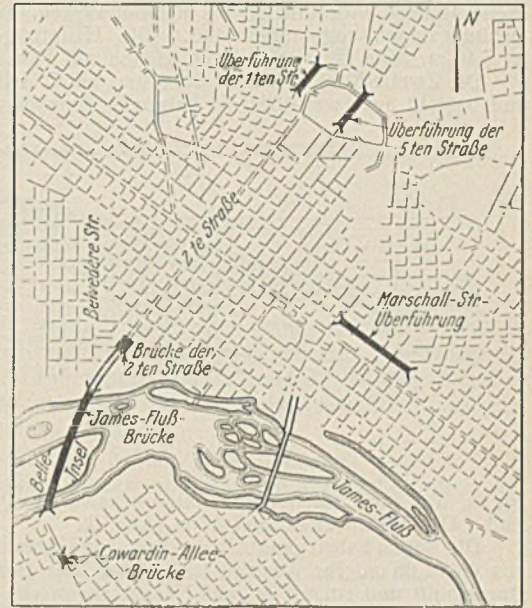


Abb. 1.

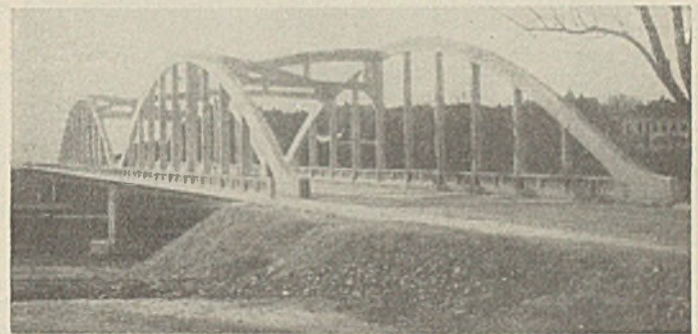


Abb. 3.

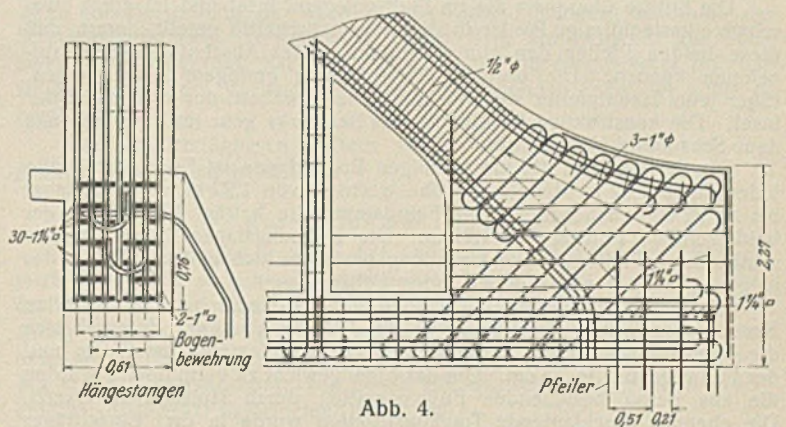


Abb. 4.

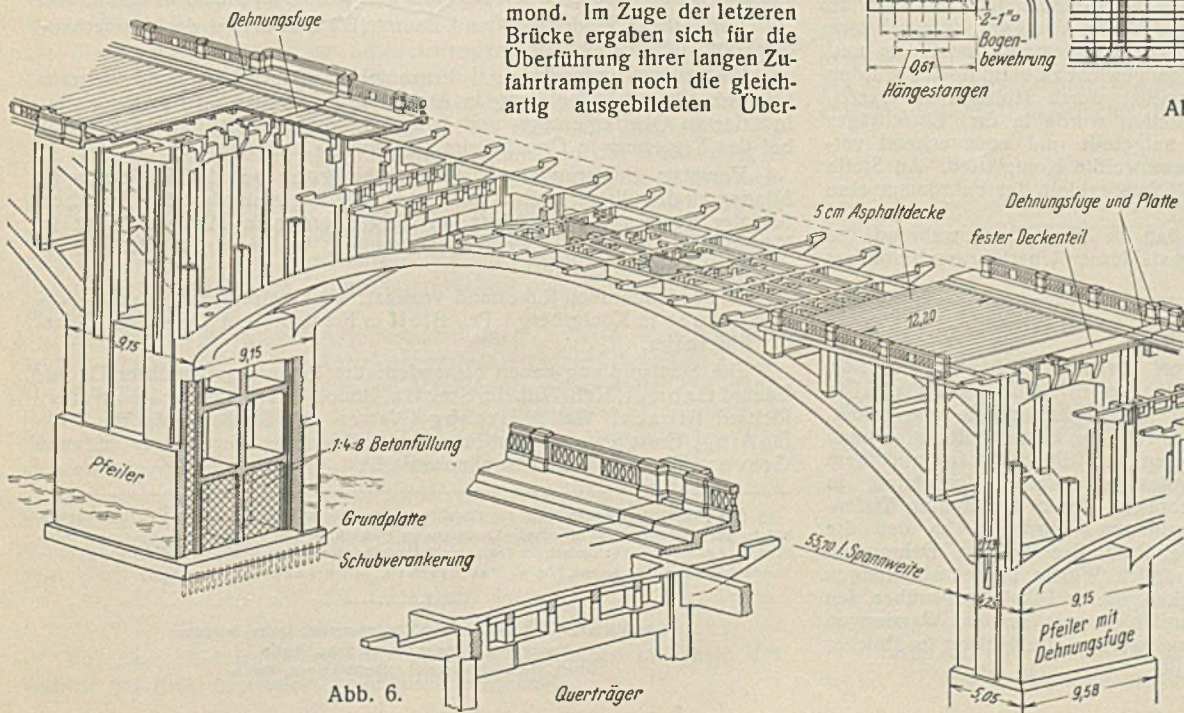


Abb. 6.

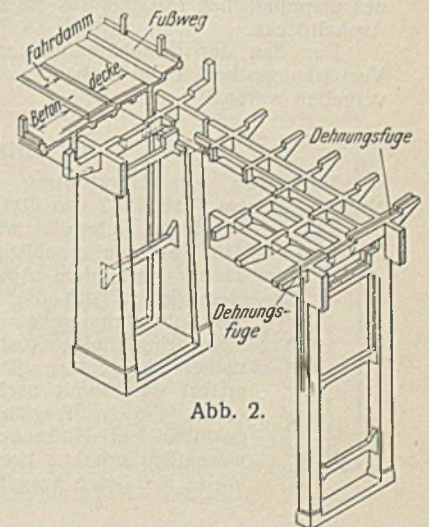


Abb. 2.

gebenen Maßen, so daß sich eine Gesamtlänge von 361 m ergibt. Die Unterstützungen bestehen abwechselnd aus festen Pfeilern und Pendelstützen aus Rahmenwerken, an denen die Dehnungsfugen angeordnet sind. Die Hauptträgerentfernung ist 6,10 m. Die Unterstützungen stehen auf Fels.

Die Zweite-Strassen-Brücke überquert die C. & E.-Eisenbahn und besteht aus zwei über der Fahrbahn liegenden Eisenbeton-

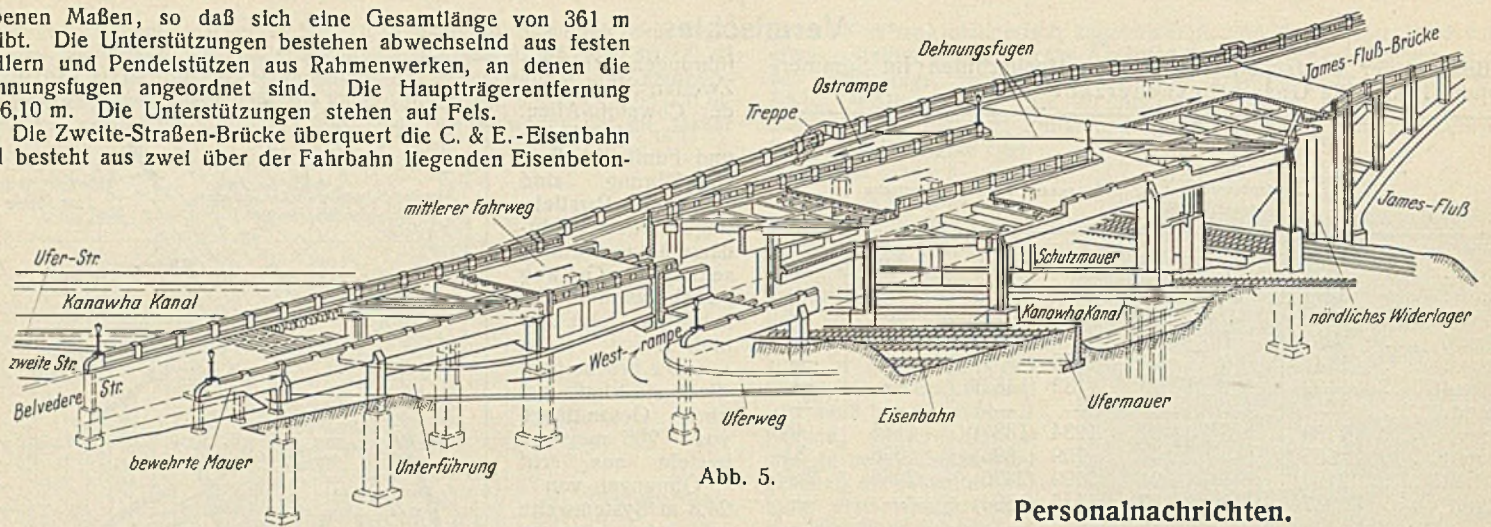


Abb. 5.

Personalmeldungen.

Bayern. Mit Wirkung vom 15. Oktober 1935 wird der Bauamtsdirektor und Vorstand des Landbauamts Eichstätt Max Schmautz in gleicher Diensteseigenschaft an das Landbauamt Bad Kissingen berufen. Mit Wirkung vom 1. November 1935 werden in gleicher Diensteseigenschaft berufen: die Regierungsbauräte Wolfgang Frank bei der Regierung von Ober- und Mittelfranken an das Landbauamt Würzburg, Sigmund Franz am Landbauamt Landshut an das Landbauamt München und Günther Vollnhals am Landbauamt Landshut an das Landbauamt Bamberg.

Hessen. Ernannet wurde der Regierungsbauführer Wilhelm Glenz aus Darmstadt zum Regierungsbaumeister.

Preußen. Versetzt: die Regierungsbauräte (W) Meiners vom Hafenaubauamt Swinemünde zum Wasserbauamt Hamm als Vorstand, Steffenhagen vom Kanalbauamt Oebisfelde zum Hafenaubauamt Swinemünde, K. Braun vom Wasserbauamt Hamm an das Wasserbauamt Duisburg-Rhein, Engler vom Wasserbauamt Hitzacker zum Wasserbauamt Lauenburg a. d. Elbe als Vorstand, W. Schmitz vom Wasserbauamt Steinau a. d. Oder zum Wasserbauamt Frankfurt a. d. Oder als Vorstand, H. Witte vom Wasserbauamt Brieg zum Wasserbauamt Steinau a. d. Oder als Vorstand, Bohrer vom Wasserbauamt Bingerbrück an die Wasserstraßendirektion Hannover, Stahl vom Wasserbauamt Wesel an das Wasserbauamt Bingerbrück als Vorstand, Wiggers vom Wasserbauamt Eberswalde an das Wasserbauamt Wesel; der Regierungsbaumeister (W) Rollmann vom Neubauamt Meppen zum Kanalbauamt Bernburg.

Ernannet: zu Regierungsbauräten die Regierungsbaumeister (W) Gorges beim Neubauamt Münster und Drücke beim Wasserbauamt Emden; der Regierungsbaurat Sohn zum Vorstand des Wasserbauamts Hitzacker a. d. Elbe.

Unter Wiederaufnahme in den Staatsdienst überwiesen: die Regierungsbaumeister (W) Menze an das Wasserbauamt Berlin, Bieneck an das Wasserbauamt Potsdam.

In den Ruhestand getreten: Oberregierungs- und -baurat Fährdrich bei der Wasserbaudirektion Stettin, Regierungs- und Baurat Steinmatz bei der Wasserstraßendirektion Hannover, Regierungs- und Vermessungsrat Eckert bei der Wasserbaudirektion Münster, die Regierungsbauräte Förster vom Wasserbauamt Hamm, Schaper vom Wasserbauamt Lauenburg a. d. Elbe, F. Schulz vom Wasserbauamt Frankfurt a. d. Oder.

Verstorben: Regierungs- und Baurat (W) Edner bei der Wasserbaudirektion Münster.

Kulturbauverwaltung. Ernannet: die Regierungs- und Bauräte Giencke bei der Regierung in Aurich und Johann bei der Regierung in Trier zu Oberregierungs- und -bauräten; Regierungsbaurat Heckmann bei der Regierung in Oppeln zum Regierungs- und Baurat.

Versetzt: Regierungs- und Baurat Ibrügger bei der Regierung in Minden an das Oberpräsidium in Breslau; die Regierungsbauräte Momber bei der Regierung in Koblenz an die Regierung in Minden, Matz in Königsberg i. Pr. an die Regierung daselbst, Waßmann in Hildesheim an die Regierung daselbst.

In den dauernden Ruhestand versetzt: die Oberregierungs- und -bauräte Brauer in Königsberg i. Pr., Bleil in Frankfurt a. d. Oder und Kühn in Hildesheim.

Die Staatsprüfung haben bestanden: die Regierungsbauführer Georg-Eduard Gabriel, Karl-Wilhelm Smolla, Rudolf Thilo, Gerhard Sommer, Richard Blunck, Walter Irrgang (Wasser- und Straßenbau); Erich Dolling, Ernst Ewers, Karl-Friedrich Sothmann, Kurt Bauer, Eduard Greven (Eisenbahn- und Straßenbau).

INHALT: Die Bauarbeiten zur Erweiterung des Rheinhafens Karlsruhe. — Die Mangfallbrücke der Reichsautobahn München—Landesgrenze (Schluß). — Das Kraftwerk von Sautet am Drac-Fluß. — Vermischtes: Besuch der deutschen Technischen Hochschulen im Sommerhalbjahr 1935 — Straßenbrücken in Richmond, Va. — Patentschau. — Personalmeldungen.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedensau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

bogen, die oben durch einen bemerkenswerten Querverband verbunden sind. Die Spannweiten sind 47 m (Abb. 3).

Die Bogen haben parabolische Form und überall gleichen Querschnitt von 0,6 · 1,06 m. Ihr Abstand ist 12,8 m. Der Untergurt hat 0,6 · 0,76 m Querschnitt und ist mit je zehn Hängestangen von 0,3 · 0,6 m Querschnitt an den Bogen befestigt. Bemerkenswert ist noch die Verbindung zwischen Untergurt und Obergurt am Auflager (Abb. 4).

Die Dehnungsfuge liegt in der Mitte der Brücke zwischen den beiden Bogen unter Anwendung einer Doppelstütze. Der Fahrdamm hat eine 5 cm dicke Asphaltdecke.

Die Cowardin-Strassen-Überführung ist eine ähnliche Ausführung wie die Zweite-Strassenbrücke. Sie hat 58 m Spannweite, einen Fahrdamm von 12 m Breite und einen 1,20 m breiten Fußweg auf jeder Seite. Die Querschnittshöhe des parabolischen Bogens ist 3 m am Kämpfer und 1,67 m am Scheitel. Die Querschnittsbreite ist gleichbleibend über den ganzen Bogen 76 cm. Der Untergurt hängt an 13 Hängestangen von 0,3 · 0,6 m Querschnitt.

Das größte Bauwerk ist die über den Jamesfluß führende Eisenbetonbrücke, die aus 16 Bogenträgern besteht, die unterhalb der Fahrbahn angeordnet sind. Die Spannweiten dieser Bogen sind rd. 56 m. Eine besonders schwierige Eisenbetonkonstruktion ergab sich für die Nordrampe, die die Brückenstraße über zwei Eisenbahnstrecken und über einen zwischen diesen gelegenen Kanal führt. Die Ausbildung dieser Rampe ist aus Abb. 5 ersichtlich.

Die Brücke überquert die im Fluß gelegene Insel und ist durch zwei schwere kastenförmige Pfeiler in drei Hauptabschnitte geteilt, derart, daß diese beiden Pfeiler den Horizontalschub jedes Abschnittes allein aufnehmen können. Die übrigen Pfeiler haben geringere Abmessungen. Einer jener Hauptpfeiler steht im nördlichen Flußbett, der andere auf der Insel. Die konstruktive Ausbildung des Bauwerks geht im einzelnen aus dem Schaubilde (Abb. 6) hervor.

Die Systemweite der kreisförmigen Bogenrippen ist 7,6 m, die Breite jeder Rippe 1,52 m, die Rippenhöhe wechselt von 1,22 m am Widerlager bis zu 92 cm im Scheitel. Die Fahrdammbreite beträgt 12,3 m, die der beiderseitigen Fußwege je 1,22 m. Die Dehnungsfugen liegen an den schwächeren Pfeilern. Die Gründung gestaltete sich einfach infolge des in geringer Tiefe vorhandenen guten Felsbodens.

Die stählerne Überführung an der Marshall-Straße hatte in der alten Konstruktion 740 m Länge und war seit 1910 im Verkehr. Es ergab sich die Notwendigkeit einer Verbreiterung des Fahrdammes um 90 cm und der Fußwege um je 15 cm. Um das Eigengewicht zu vermindern, wurden die aus Beton bestehenden Fußwegplatten durch Holzbohlen ersetzt. Die ehemals durchlaufende Tragkonstruktion wurde in drei Einzelträger von Unterstützung zu Unterstützung aufgeteilt und entsprechend verstärkt. Die Längsträger erhielten aufgeschweißte Kopfplatten. An Stelle des ursprünglichen Pilasters aus Holzblöcken erhielt der Fahrdamm eine Asphaltdecke.

Der Bau der Eisenbetonbrücken lag in einer Hand, während die Verstärkungsarbeiten und Umbauten der stählernen Überführung besonders vergeben waren.

Patentschau.

Verfahren zur Herstellung von Ortbetonpfählen. (Kl. 84c, Nr. 599 786 vom 7. 12. 1932 von Otto Kamm in Berlin-Lankwitz.) Die abgeteilte Rohrhülse wird nachträglich derart ausgebildet, daß sie einen erheblichen Teil der Lasten mit aufnehmen kann. Nach dem Abteufen der Rohrhülse a und dem Herausheben des Bohrgutes wird eine Vorrichtung in das Bohrohrinnere eingebracht, die in bestimmten Tiefenlagen ringförmige Ausbeulungen b einwalzt, so daß die vorher abgeteilte, glatte Rohrhülse örtliche Dehnungen erfährt und somit nachträglich Wülste und Ausbeulungen erhält, die die Tragfähigkeit dieser Pfähle gegenüber den gewöhnlichen Hülsenbohrpfählen mit glatten Wandungen wesentlich erhöht. Hierauf werden die Hülsen in üblicher Weise mit Beton ausgefüllt.

