

# DIE BAUTECHNIK

13. Jahrgang

BERLIN, 31. Mai 1935

Heft 23

## Umbau der Unterführungen der Tempelhofer Straße und des Sachsendamms unter der Potsdamer Fern- und Wannseebahn sowie der Ringbahn in Berlin-Schöneberg.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. W. Cornehl, Magistratsoberbaurat, Berlin.

### Vorgeschichte und Allgemeines.

Die hier behandelten Bauten liegen im Berliner Verwaltungsbezirk Schöneberg an der Kreuzungstelle von drei Verkehrswegen, nämlich zwei Reichsbahnstrecken und einem städtischen Straßenzug. Der von Schöneberg in südöstlicher Richtung nach Tempelhof führende Straßenzug heißt

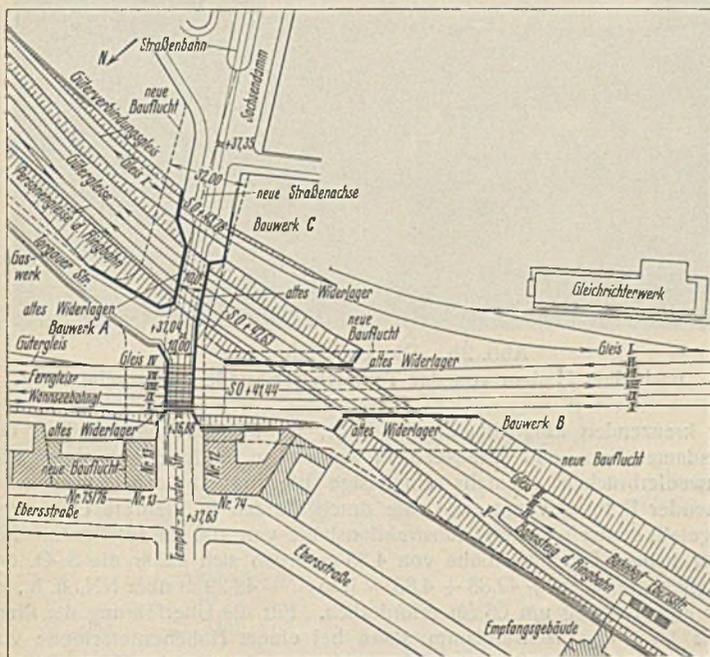


Abb. 1a. Lageplan. Alter Zustand.

in seinem nordwestlich von der Kreuzungstelle gelegenen Teile Tempelhofer Straße, südöstlich davon Sachsendamm<sup>1)</sup>; er kreuzt die beiden Bahnstrecken, die Potsdamer Fern- und Wannseebahn sowie die Ringbahn mittels zweier Unterführungen, deren lichte Weite vor dem Umbau 10 m



Abb. 2a. Die Unterführungen vor dem Umbau von der Tempelhofer Straße aus gesehen.

betrug. In einer dritten Kreuzung wurde die Ringbahn durch zwei zweigleisige Trogbriicken (Schwedlerträger) über die Potsdamer Fern- und Wannseebahn geführt, um gleich westlich davon den Ringbahnhof

<sup>1)</sup> Der Kürze halber wird im folgenden auch der ganze Straßenzug mit Sachsendamm bezeichnet.

Ebersstraße zu bilden, der im Verlauf der hier beschriebenen Umbauten gleichfalls umgestaltet wurde und heute Bahnhof Schöneberg heißt (Abb. 1a). Infolge ihrer gegenseitigen Kreuzung haben beide Bahnstrecken mit der Straße eine sehr verschiedene Kreuzungshöhe; die S.-O. der Potsdamer Fern- und Wannseebahn lag über der Straßenunterführung vor dem Umbau auf + 41,44 m über NN, diejenige der Ringbahn auf + 47,63 m über NN. Die Straßengradiente bildet unter beiden Bahnüberführungen eine flache Senke, deren tiefste Stelle unter der Potsdamer Fern- und Wannseebahn auf rd. + 36,88 m über NN liegt. Die aus fünf eingleisigen Blechträgerbrücken bestehende Überführung der Potsdamer Fern- und Wannseebahn beließ daher der Straße nur eine Durchfahrthöhe von 3,70 m, während die vier Ringbahngleise bei reichlicher Konstruktions- und Durchfahrthöhe auf einem Ziegelgewölbe über die Straße geführt wurden und ein südöstlich davon auf besonderer Blechträgerbrücke überführtes Güterverbindungsgeleis ebenfalls genügend Durchfahrthöhe ließ (Abb. 2 a und 3 a).



Abb. 3a. Die Unterführungen vor dem Umbau vom Sachsendamm aus gesehen.

Alle Brücken genügten nicht dem Lastenzug N; die genannten Schwedlerträger mußten noch kurz vor dem Umbau infolge schwerer Rostschäden einer dringenden behelfmäßigen Ausbesserung unterzogen werden.

Auf einer Strecke von rd. 2 km Länge der Potsdamer Fern- und Wannseebahn, nämlich zwischen der Überführung der Kolonnenstraße und der Unterführung der Rubensstraße, ist die Unterführung des Sachsendamms die einzige vorhandene Straßenkreuzung. Ähnlich behindernd stellt sich auch die Anhalter Bahn jeder zur Peripherie tangentialen Straßenführung in den Weg. Der Sachsendamm leitet daher über den von der Potsdamer Fern- und Wannseebahn und von der Anhalter Bahn begrenzten Sektor hinweg fast den gesamten städtischen Verkehr — darunter auch mehrere Straßenbahnlinien — von Schöneberg und Wilmersdorf auf der einen nach Tempelhof, Britz und den weiter südlich gelegenen Vororten auf der anderen Seite dieses Sektors. Während jedoch der Sachsendamm selbst mit 32 m Straßenbreite diesem Verkehr schon angepaßt war, bildeten die Unterführungen an der Ringbahn und an der Potsdamer Fern- und Wannseebahn mit 3,70 m kleinster Durchfahrthöhe und 10 m lichter Weite — also einer Einschnürung auf  $\frac{1}{3}$  Straßenbreite — ein schweres Verkehrshindernis, das auch nicht dadurch gemildert wurde, daß die nordwestliche Fortsetzung, die Tempelhofer Straße, nur 19 m Breite hat.

Lag daher ein Neubau der Straßenunterführungen zwecks Vergrößerung des Verkehrsraumes im dringenden Interesse der Stadt Berlin, so war andererseits die Reichsbahn in absehbarer Zeit genötigt — ganz abgesehen davon, daß die anderen Überbauten dem Lastenzug N nicht genügten — zumindest die Schwedlerträger auszuwechseln. Seit 1927

wurde infolgedessen zwischen Reichsbahn und Stadt über einen Umbau der drei Kreuzungsbauwerke verhandelt, wobei auch der Umstand eine Rolle spielte, daß die Reichsbahn den benachbarten Bahnhof Ebersstraße in vorläufig allerdings unbestimmter Zukunft umzubauen beabsichtigte. Es sei vorweg bemerkt, daß es bei dieser ungewissen Absicht zunächst auch noch nach dem Baubeginn der drei Kreuzungen im Jahre 1929 verblieb, wenngleich ihr schon durch manche Entwurfsanordnung Rechnung getragen wurde. Erst mit der Elektrisierung der Wannseebahn entschloß sich dann die Reichsbahn, den Ringbahnhof Ebersstraße zu einem Umstelgebahnhof zwischen Ringbahn und Wannseebahn — dem heutigen Bahnhof Schöneberg — auszubauen.

fürten, die eine Änderung ihrer Höhenlage nicht zuließen. Die an Durchfahrthöhe fehlenden 90 cm waren daher nur durch Höherlegen der Gleise der Potsdamer Fern- und Wannseebahn zu gewinnen, wozu die Reichsbahn in dankenswerter Weise ihr Einverständnis gab. Durch Anordnung einer Mittelstütze und eingleisiger Blechträgerbrücken von 17 m Stützweite mit durchgehender Bettung gelang es, die Konstruktionshöhe der Überbauten auf 90 cm herabzudrücken, so daß die S.-O. der Gleise der Potsdamer Fern- und Wannseebahn mit Ausnahme des etwas höher liegenden Gleises 10 auf  $+36,88 + 4,60 + 0,90 = +42,38$  m über NN zu liegen kamen. Die Gleise waren somit um 94 cm gegen die alte Lage zu heben. Hierdurch war aber auch eine Änderung der Höhenlage

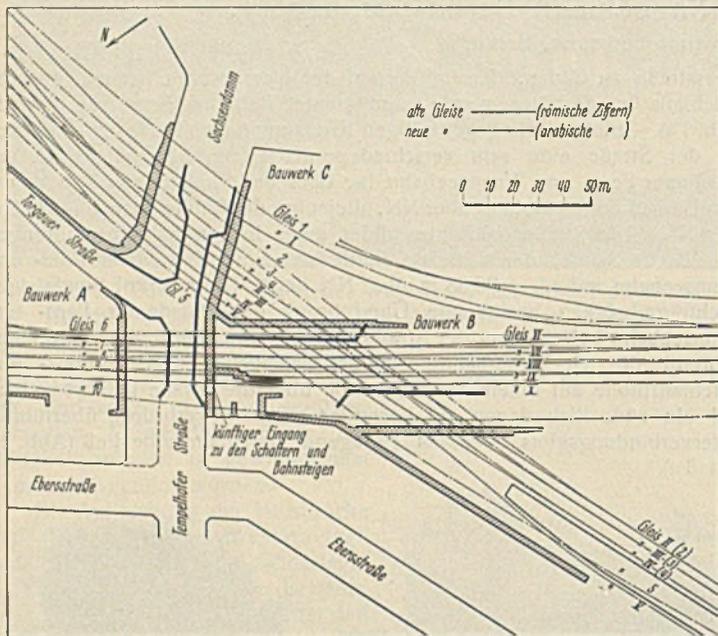


Abb. 1b. Lageplan. Alte und neue Gleise übereinandergezeichnet.



Abb. 2b. Die Unterführungen nach dem Umbau von der Tempelhofer Straße aus gesehen.

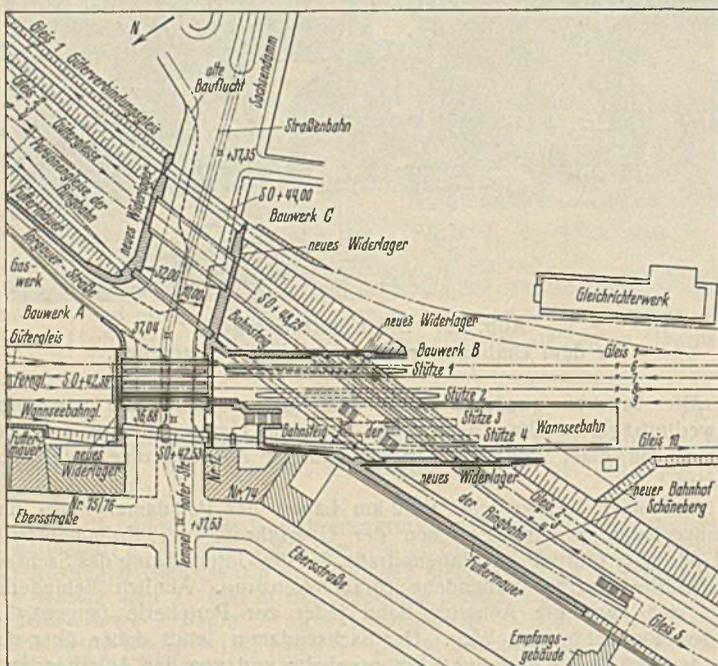


Abb. 1c. Lageplan. Neuer Zustand.

Die erwähnten Verhandlungen zwischen Reichsbahn und Stadt führten in der Folgezeit zum Abschluß eines Vertrages über den Umbau der drei Kreuzungsbauwerke, der Entwurf, Ausführung und Kostenverteilung in den Grundzügen festlegte. Grundlage des ganzen Planes war die Verbreiterung beider Straßenunterführungen auf die Breite des Sachsendamms, also auf 32 m lichte Weite (Abb. 1c). Von entscheidender Bedeutung war aber auch die Forderung nach Schaffung einer lichten Durchfahrthöhe von 4,60 m unter der Potsdamer Fern- und Wannseebahn. Um dieses für Straßenunterführungen in Berlin als notwendig erkannte und festgelegte Maß zu erreichen, war demnach eine Vergrößerung der Durchfahrthöhe um rd. 90 cm erforderlich. Eine Tieferlegung der hier schon eine Senkung bildenden Straßengradiente war nicht möglich, da unmittelbar unter der Straßendecke neben zahlreichen anderen Leitungen ein Druckrohr und ein Sammelkanal der Stadtentwässerung von großen Ausmaßen hin-

der kreuzenden Ringbahngleise bedingt; für ihre Überführung über die Potsdamer Fern- und Wannseebahn wurden an Stelle der zweigleisigen Schwedlerbrücken ebenfalls eingleisige Blechträgerbrücken mit durchgehender Bettung vorgesehen, die durch Stützen in mehrere Öffnungen aufgeteilt waren und eine Konstruktionshöhe von 106 cm aufwiesen. Mit einer lichten Durchfahrthöhe von 4,85 m ergab sich daher die S.-O. der Ringbahngleise zu  $+42,38 + 4,85 + 1,06 = +48,29$  m über NN, d. h., es war eine Hebung um 66 cm erforderlich. Für die Überführung der Ringbahn über den Sachsendamm stand bei einem Höhenunterschiede von rd. 11 m zwischen S.-O. und Straßengradiente unbeschränkte Konstruktionshöhe zur Verfügung; die Straße konnte hier somit unter Vermeldung von Mittelstützen durch Deckbrücken von 40 m bzw. 39 m Stützweite und 4 m Hauptträgerhöhe (Stehblechhöhe) überspannt werden. Durch



Abb. 3b. Die Unterführungen nach dem Umbau vom Sachsendamm aus gesehen.

Anwendung einer Trogbücke von 38,50 m Stützweite und 3,70 m Hauptträgerhöhe gelang es, auch das Güterverbindungsgleis (S.-O. + 44 m über NN) mit einer Öffnung über den Sachsendamm zu führen (Abb. 2b u. 3b).

Grundlegend beeinflusst wurden Entwurf und Bauausführung ferner durch die Notwendigkeit, den Bahnverkehr während des Umbaus voll aufrechtzuerhalten, und zwar forderte die Reichsbahn, daß die vier Ringbahngleise und das Güterverbindungsgleis uneingeschränkt im Betrieb zu halten seien, während auf der Potsdamer Strecke ein auf vier Gleise eingeschränkter Betrieb zugelassen war. Demnach waren alle Gleisumlegungen so auszuführen, daß jede Gleisunterbrechung außerhalb der nächtlichen Betriebspausen vermieden wurde. Um diese Bedingungen einhalten zu können, wurde die Mehrzahl der Gleise im Entwurf gegen





Abstellgerüsten neben den Gleisen standen, nahm von diesen Pausen den größten Teil der Zeit in Anspruch, so daß die tatsächliche Rammleistung in einer nächtlichen Pause sehr gering war. Vor Beginn der eigentlichen Schachtarbeiten mußten sämtliche Gleise über jedem Erdschlitz durch Gleisbrücken abgefangen werden. Bei Bauwerk C waren Brücken von 11,50 m Länge, bei Bauwerk B infolge der schrägen Lage der Schlitz unter den Gleisen solche von 14 bis 16 m Länge erforderlich. Der Einbau der Behelfbrücken konnte auch nur in den kurzen nächtlichen Betriebspausen vorgenommen werden. Zunächst war hierzu die Schaffung der beiderseitigen Auflagergruben nebst Auflager notwendig (Abb. 10). Die für die Ausbohlung dieser Baugruben erforderlichen rd. 3 m langen I-Träger wurden in einer nächtlichen Betriebspause mittels einer kleinen, leicht transportablen, elektrisch betriebenen Ramme eingerammt. In einer weiteren nächtlichen Betriebspause folgte dann zur Abfangung der über die Auflagerbaugrube führenden Gleise der Einbau von 4,40 m langen Tragkonstruktionen aus I P 30 unter jedem Schienenstrang (Abb. 10, Bauzustand 1). Die Ausbohl- und Schachtarbeiten (Bauzustand 2) für die Auflager konnten darauf tagsüber durchgeführt werden. Erst nach Fertigstellung der Auflager wurde die Behelfbrücke in einer nächtlichen Betriebspause eingebaut.

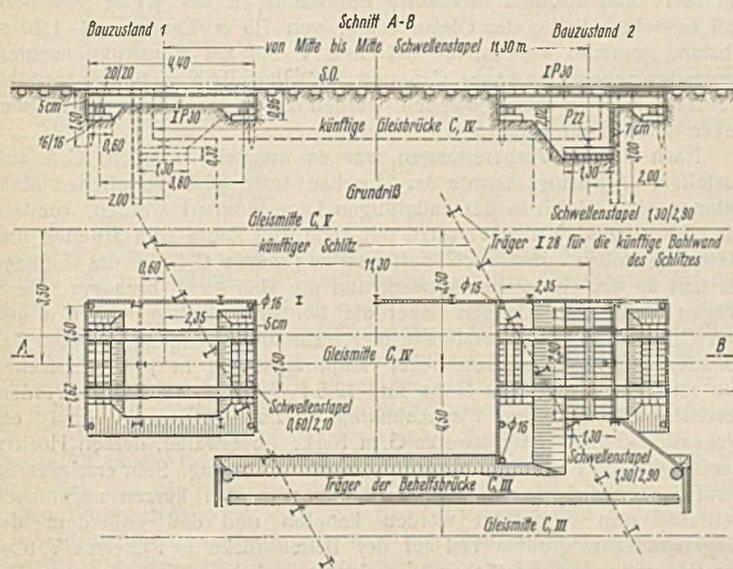


Abb. 10. Einbau der Auflager für die Behelfbrücken bei Bauwerk C. (Beispiel: C, IV.)

Angefangen wurde mit dem Einbau der Gleisbrücken bei Gleis I; nachdem die Gleise I bis V sämtlich abgefangen waren, wurde mit dem Ausschachten, Ausbohlen und Absteifen von beiden Dammsseiten aus begonnen. Sehr schwierig waren die Abfange- und Aussteifungsarbeiten am Zusammenschluß der Bauwerke A, B und C in der Umgebung der hier liegenden Auflager der beiden Behelfbrücken für das Gleis V. Infolge Fehlens einer gegenüberliegenden Wand an der im Grundriß abgeschragten Ecke der Widerlager von B und C und auch wegen Platzmangels konnten die Steifen nur sehr steil nach unten geführt werden; ihre Auswechslung bei der Betonierung erforderte größte Vorsicht. Das Betonieren der Widerlager nahm wegen der großen Massen und infolge der z. T. sehr schwierigen Umsteifarbeiten geraume Zeit in Anspruch. Der Beton der Widerlager wurde bis auf einige Ausnahmen durchweg im Mischungsverhältnis 1:8; der Beton der Auflagersteine und Auflagerbalken im Mischungsverhältnis 1:4 ausgeführt.

Wenn im Verlauf der Baubeschreibung gelegentlich die Schwierigkeit der Bauvorgänge erwähnt wird, so sei hier zusammenfassend nochmals darauf hingewiesen, daß die Schlitz des Bauwerks C mit 8 m Breite und 13 m Tiefe eine ungewöhnliche Größe hatten, daß der darüberhinegehende Zugverkehr mit 24 Ringbahnzügen stündlich außerordentlich dicht war, daß ein Teil gerade der wichtigsten Arbeiten in der von der Reichsbahn innerhalb der nächtlichen Betriebspause zugelassenen Arbeitszeit von 2 1/2 Std. bewältigt werden mußte, und daß schließlich dieser ganze behelfsmäßige Verkehrszustand wegen des Umfangs der Bauaufgabe monatelang aufrechterhalten werden mußte (Abb. 11 a u. b).

Nach Fertigstellung der Widerlager für C, I wurde der stählerne Überbau mit Hilfe von zwei Portalkranen, die auf einem über die Straße geführten Montagegerüst liefen, montiert. Beide Hauptträger wurden in je vier Stücken von rd. 19,50 m Länge und 1,85 m Höhe auf der Baustelle angeliefert. Nach Beendigung der Montage von C, I und nach Verschwenkung des Gleises in nächtlicher Betriebspause aus der alten Lage I in die neue Lage 1 wurde die alte Brücke I abgerissen, um Raum zu schaffen für den Weiterbau an Gleis 2.

Der Baufortgang der Überführungen für die Gleise 2 bis 5 war durch den Umstand bestimmt, daß die zwei dicht hintereinander liegenden sowohl im alten wie im neuen Zustande voneinander sehr verschiedenen Bauwerke B und C wegen der Aufrechterhaltung des Verkehrs nur in einheitlich planmäßiger Zusammenarbeit beider Behörden umgestaltet werden konnten (vgl. Abb. 8, Bauabschnitt 2 u. 3). Während das neue eingleisige Bauwerk B, 2 südlich der alten Schwedlerbrücke B, II bis III ohne Behinderung aufgestellt wurde, konnte vom dreigleisigen Überbau C, 2 bis 4 zunächst nur der aus den zwei südlichen Hauptträgern gebildete Teil montiert werden, der das Gleis 2 zu tragen hat, da das alte Gewölbe C der Montage des ganzen Bauwerks C, 2 bis 4 vorläufig im Wege stand. Um aber später den nochmals erforderlichen Aufbau eines Montagegerüsts für Teil C, 3 bis 4 zu vermeiden, wurden auf dem Gerüst für den süd-

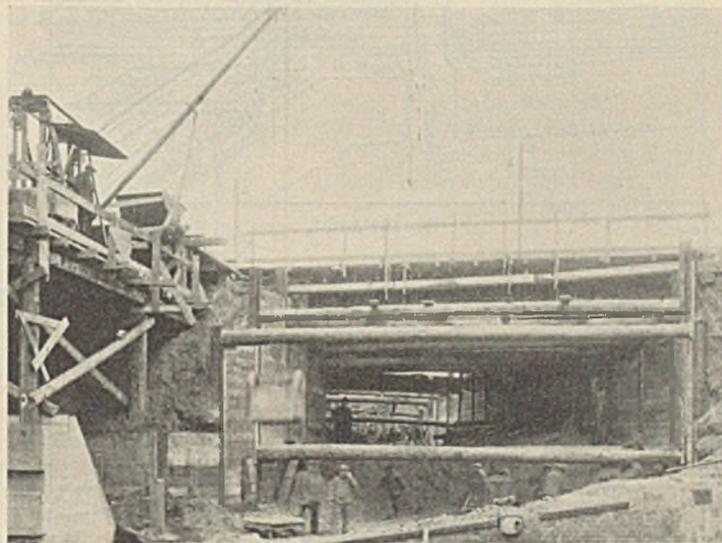


Abb. 11a. Schlitz für das östliche Widerlager von Bauwerk C. im Ausschachten begriffen.

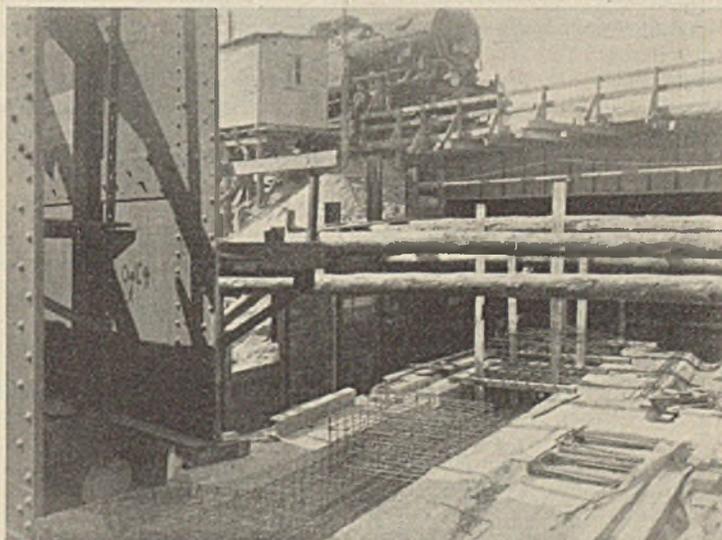
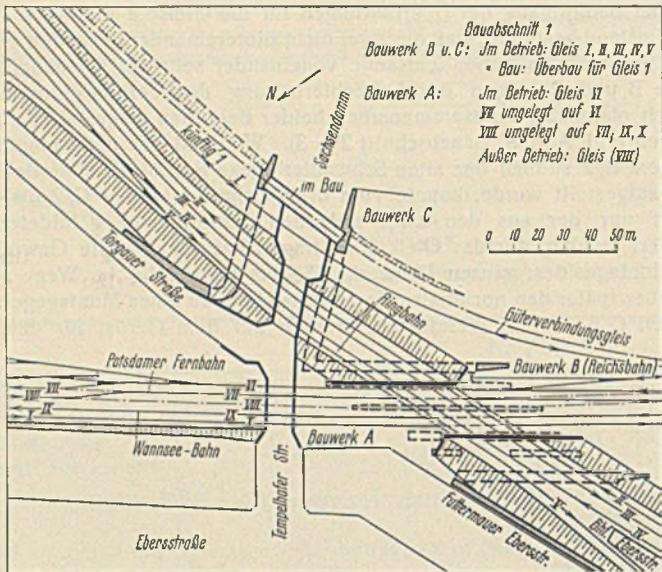


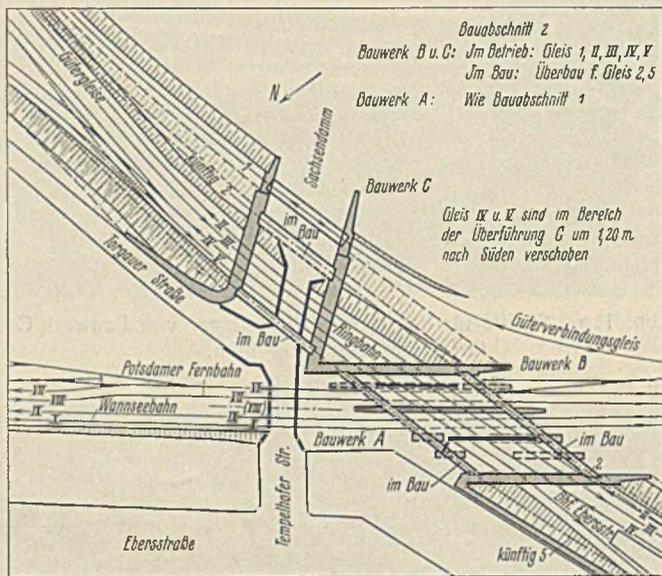
Abb. 11b. Schlitz mit östlichem, bis zur Höhe der Auflagersteine betoniertem Widerlager von C.

lichen Brückenteil C, 2 zunächst die beiden nördlichen Hauptträger in 2 m Abstand voneinander montiert, behelfsmäßig miteinander verbunden und darauf einstweilen seitlich in den schmalen Zwischenraum geschoben, der zwischen der südlichen Stirn des alten Gewölbes und dem neuen Teil C, 2 freibleib. Dann erst wurde dieser Brückenteil montiert und nach Fertigstellung von C, 2 und B, 2 Gleis II in die neue Lage 2 umgeschwenkt.

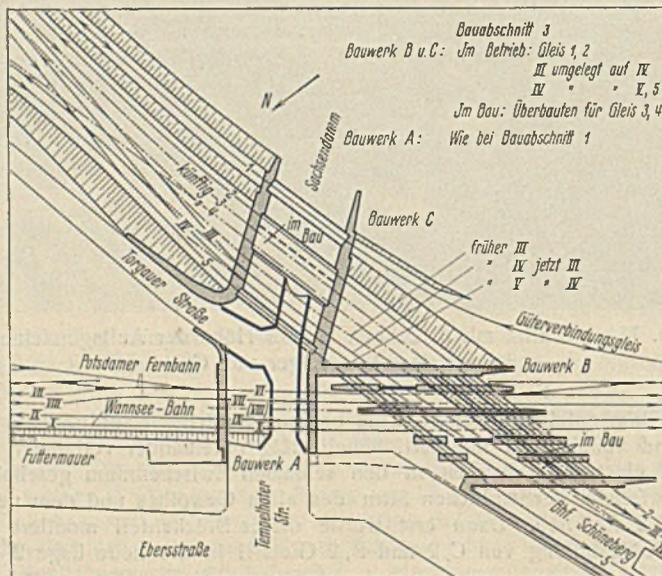
Hier ist noch nachzuführen, daß schon zu Beginn der Bauarbeiten für Bauwerk B das Fernbahngleis VIII (Berlin—Potsdam) im Bereich der Baustelle stillgelegt werden mußte, um Platz zu schaffen für das Fundament der zweiten Stützenreihe (vom Osten) von B. Gleis VIII wurde darum auf Gleis VII umgelegt und das Fernbahngleis VII (Potsdam—Berlin) auf Gütergleis VI. Auf der Potsdamer Fern- und Wannesebahn wurde somit während der ganzen Bauzeit nur viergleisiger Betrieb aufrechterhalten, und Gleis VI wurde gleichzeitig vom Güterverkehr und vom Personenverkehr Potsdam—Berlin in Anspruch genommen.



Bauzustand I.



Bauzustand II.



Bauzustand III.

Abb. 8. Die hauptsächlich Bauabschnitte beim Umbau der Überführungen A, B und C.

Noch während der Arbeiten am Gleis 2 wurde auch mit der Aufstellung der Brücken für das Gleis 5 begonnen (Abb. 9, 12a, 12b). Während jedoch B,5 ebenso unbehindert neben der nördlichen Schwedlerbrücke aufgestellt werden konnte wie B,2 neben der südlichen, kam C,5 innerhalb des Raumes des alten Gewölbes zu liegen, und zwar fiel

die Wand des nördlichen Hauptträgers von C,5 ungefähr mit der nördlichen Stirn des Gewölbes zusammen. Um Platz für den Aufbau von C,5 zu schaffen, wurden daher zunächst die alten Gleise IV und V um rd. 1,20 m nach Süden verschoben; eine weitere Verschwengung ließ die benachbarte Schwedlerbrücke nicht zu. Darauf wurde auf der Nordseite vom alten Gewölbe ein rd. 3 m breiter Streifen abgebrochen. Da die Abbruchkante im Grundriß nur rd. 2 m von der Gleisachse V entfernt verlief und außerdem eine Stirnmauer für den seitlichen Halt der Erdmasse über dem Gewölbe fehlte, war naturgemäß für Gleis V eine besondere Sicherung nötig. Diese Sicherung wurde durch eine Behelfbrücke von rd. 12,60 m Stützweite geschaffen, die auf behelfmäßigen Betonpfeilern lagerte. Die Lage der Pfeiler war so gewählt worden, daß die Brems- und Anfahrtschübe von den Pfeilern auf die Gewölbewiderlager übertragen wurden. Die Pfeiler wurden in einer von der Stirnmauer des Gewölbes aus bergmännisch vorgetriebenen Baugrube unter Sicherung der Gleise durch rd. 4 m lange Träger hergestellt. Entsprechend dem Vorgehen beim Gewölbe war es auch beim östlich anschließenden Damm bis zum neuen östlichen Widerlager hin notwendig, so viel von der Nordseite des Profils fortzunehmen, wie zur Aufstellung von C,5 erforderlich war. Zu dem Zweck wurden die Gleise IV und V durch verankerte Bohlwände in der Weise gesichert, daß zu beiden Seiten der Gleise Träger von 7,5 m Länge und 1,20 m Abstand gerammt wurden, die bei Gleis V bis zur Konstruktionsunterkante des neuen Überbaues C,5 und bei Gleis IV 1 m tief ausgebohrt wurden. In Höhe der Schwellen wurden die Träger durch Rundisenanker miteinander verspannt.

Nach diesen Vorbereitungen war es nunmehr möglich, C,5 aufzustellen. Allerdings konnte der Überbau trotz aller getroffenen Maßnahmen nicht gleich in der endgültigen Lage montiert werden, sondern rd. 1,50 m nach Norden versetzt, um genügend Raum zum arbeiten und nieten zu haben. Erst nach Fertigstellung wurde C,5 in die Endlage bis hart an das Gewölbemauerwerk und die Bohlwand herangeschoben. Wegen Platzmangels kamen daher die bei der Montage von C,1 und Teil C,2 gebrauchten Portalkrane hier nicht in Anwendung, sondern das Abladen und Zusammensetzen der Hauptträger, die in je vier Stücken von rd. 20 m Länge, 2 m Höhe und 12,5 t Gewicht angeliefert wurden, geschah mittels eines Eisenbahnkrans. Zur Benutzung kam ein Wagentrecker der Ardeletwerke G. m. b. H., Eberswalde, dessen Höchsttragfähigkeit 25 t bei einer Ausladung von 6,6 m betrug. Sehr erschwerend wirkte dabei, daß die Arbeiten nur immer in den kurzen nächtlichen Betriebspausen ausgeführt werden konnten und daß außerdem der Wagenkran zum größten Teil auf der Behelfbrücke des Gleises V über der Baugrube des westlichen Widerlagers stehen mußte, da eine Belastung der östlich anschließenden Behelfbauten aus Sicherheitsgründen nicht zugelassen werden konnte.

Nach Fertigstellung von B,5 und C,5 und nach Verschwengung des Gleises 5 in die neue Lage 5 wurde im Bereich der beiden Überführungen das Ringbahngleis IV an das totegelegte Ringbahngleis V und das Gütergleis III an das dadurch frei gewordene bisherige Gleis IV angeschlossen. Dadurch wurde es möglich, das Gewölbe auf der Südseite so weit abzubauen, daß die Montage des Brückenteils C,3 bis 4 beendet werden konnte; die beiden nördlichen Hauptträger dieses Überbaues waren, wie bereits erwähnt, schon montiert und brauchten nur in die endgültige Lage geschoben zu werden. Gleichzeitig wurden nach Abbruch der nunmehr auch frei gewordenen südlichen Schwedlerbrücke die beiden neuen Überbauten B,3 und B,4 aufgestellt. Nach Umlegung des Betriebes von den Gleisen III und IV auf die neuen 3 und 4 sowie nach Abbruch der nördlichen Schwedlerbrücke und des westlichen Gewölbeteils war damit der endgültige Bauzustand für die Ringbahn und ihre Überführungen B und C hergestellt. Auch die Gleisarbeiten waren mit erheblichen Schwierigkeiten verbunden, da mehrere Weichen und eine Kreuzung in nächtlicher Betriebspause einzubauen waren.

Noch während der Arbeiten an den Bauwerken B und C waren bereits die Erdschlitzte und die Widerlager des Bauwerks A in der gleichen Arbeitsweise hergestellt worden wie bei B und C; lediglich die Ausmaße der Baugruben und Widerlagerkörper waren geringer. Das Fundament der Mittelstützen, das für die Gleise 6 bis 9 aus einer durchlaufenden Eisenbetonschwelle von 2,40 m Sohlbreite und 1,20 m Höhe besteht, kam in den Bereich des alten nordöstlichen Widerlagers zu liegen und konnte somit erst nach dessen Abbruch hergestellt werden. Daher wurden die neuen Überbauten zunächst auf behelfmäßige Stützen abgesetzt, die auf dem Bürgersteig hart neben der Wand des alten Widerlagers aufgestellt wurden und deren Entfernung von der Mitte der endgültigen Stützenstellung durchschnittlich 2,35 m betrug. In diesem Zustande waren die südwestlichen Überbauten also Kragträger von durchschnittlich 2,35 m Ausladung, deren südwestliche Endauflager gegen negative Auflagerkräfte durch Verankerung gesichert werden mußten. Das Fundament der behelfmäßigen Stützen wurde aus Trägern IP 60 gebildet, die mit Beton ummantelt waren und auf Bohrpfeilen „System Lorenz“ von durchschnittlich 8 m Länge auflagen.

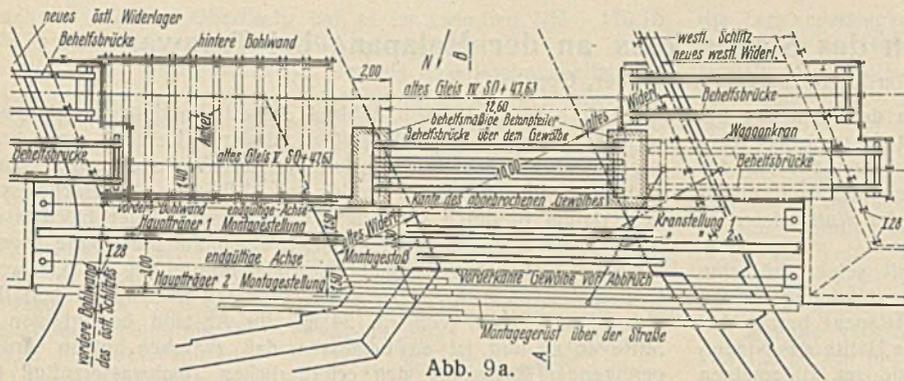


Abb. 9a.

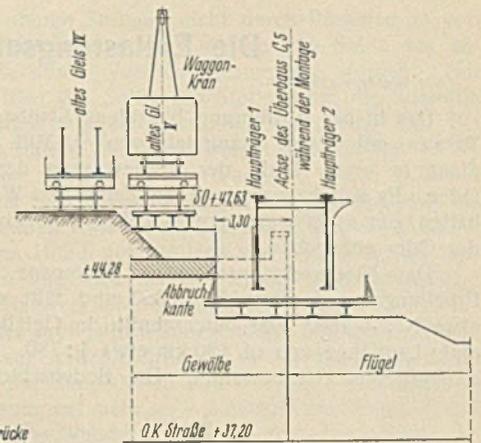


Abb. 9c.

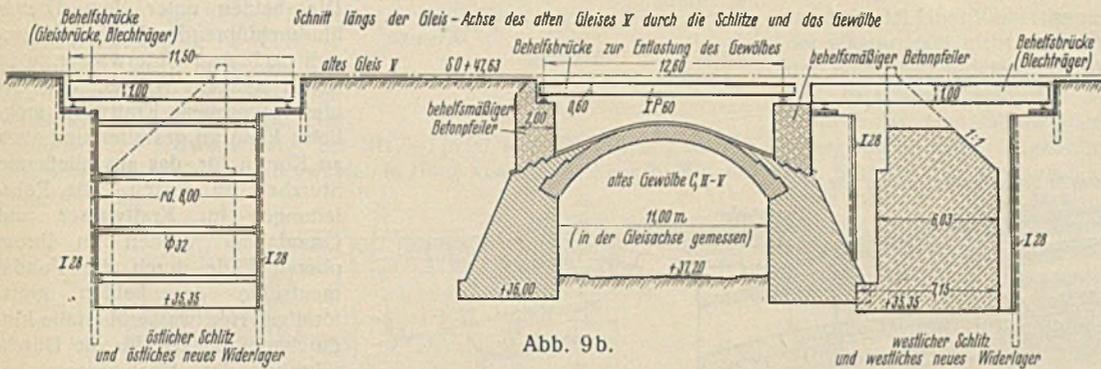


Abb. 9b.

Abb. 9a bis c.  
Montage von C, 5.  
Grundriß, Längsschnitt  
in der Achse von Gleis C, V,  
Querschnitt.

Der Abbruch des alten Überbaues des außer Betrieb gesetzten Gleises VIII ermöglichte die Verschiebung der alten Überbauten für die Gleise VI und VII um rd. 1,50 m in nordwestlicher Richtung. Diese Maßnahme und der Umstand, daß das neue Gleis 6 rd. 3,50 m seitlich (südöstlich) der alten Gleisachse VI zu liegen kam, gestattete einen ungehinderten Aufbau des neuen Überbaues A, 6. Und zwar wurde A, 6 auf einem Geländestück seitlich der Unterführung montiert, um dann in die endgültige Lage geschoben zu werden. Nach Verschwenkung des Gleises VI in die Lage 6 konnte der frei gewordene alte Überbau A, VI abgerissen und der neue A, 7 aufgestellt werden. Im gleichen schrittweisen Vorgehen wurden auch die Überbauten A, 8 und A, 9 errichtet.

Laufend mit diesen Arbeiten und den Bauzuständen entsprechend ging der Abbruch der frei gewordenen alten Widerlager und der Abtransport der Erdmassen zwischen den alten und neuen Widerlagern vor sich. Auch wurden die durchgehende Eisenbetonschwelle und die Portalstützen für die Überbauten A, 6 bis 9 schrittweise fertiggestellt.

Etwas größere Schwierigkeiten bereitete noch die Ausführung des letzten Überbaues A 10, der ursprünglich dicht neben A, 9 liegen sollte. Durch den Bahnhofsumbau und die damit verbundene Anlage eines Bahnsteiges zwischen den Gleisen 9 und 10 rückten dieses Gleis und sein Überbau A, 10 um ein erhebliches Maß nach Nordwesten hinaus, so daß seitens der Reichsbahn der Ankauf, teilweise Abbruch und Umbau des Hauses Tempelhofer Straße 12/Ebersstraße 74 notwendig wurde. Erwähnt sei hier, daß das südwestliche Widerlager zwischen den Überbauten A, 9 und A, 10 eine Öffnung für den neuen Zugang des Bahnhofs vom Sachsenamm her erhielt.

Zusammen mit den Umbauarbeiten waren verschiedene Stützmauern neu auszuführen. Der durch Verschiebung des Gleises 5 der Ringbahn nach Norden zu verbreiterte und gleichzeitig erhöhte Bahndamm erforderte längs der Tor-gauer Straße eine rd. 100 m lange Futtermauer. Zur Ausführung eines Teils dieser Mauer, die zu den ersten Arbeiten bei Baubeginn zählte, war die Abfangung des Bahndammes durch eine Bohlwand erforderlich. Schwieriger gestalteten sich die Arbeiten an der Futtermauer längs des Wannseebahngleises 10, die ebenfalls infolge Erhöhung der Gleislage (um 0,90 m) und Verschiebung des Gleises gegen die Hausrückwände der Ebersstraße zu erforderlich geworden war. Trotz vorgenommener Verschwenkung lag das Gleis so dicht an der Baugrube, daß es durch eine Bohlwand gesichert werden mußte, zu deren Herstellung das Einrammen von I-Trägern in nächtlichen Betriebspausen erforderlich war. Wo die Mauer an den Hausrückwänden entlang lief, war sie bis auf die Hausfundamente, d. h. bis auf rd. 5 m unter S.-O. hinabzuführen. Das Absteifen der Bohlwand gegen die Hausrückwände konnte wegen der durch den Zugverkehr hervorgerufenen Erschütterungen nur mit der größten Vorsicht ausgeführt werden. Der Beton der Mauer wurde im Mischungsverhältnis 1 : 8 hergestellt.

Die Tiefbauarbeiten des städtischen Anteils wurden ausgeführt von der Firma Christoph & Unmack, Tiefbau G. m. b. H., Berlin, die Eisenkonstruktion von der Firma Christoph & Unmack AG., Niesky (OL). Die Muschelkalkverblendung wurde geliefert und versetzt von der Firma Karl Teich, Deutsche Travertin- und Marmorwerke, Langensalza und Berlin.

Die örtliche Bauleitung für den städtischen Anteil und ein Teil der Entwurfsbearbeitung lagen in den Händen der Herren Dr.-Ing. Röhr und Ing. Eisenbach.

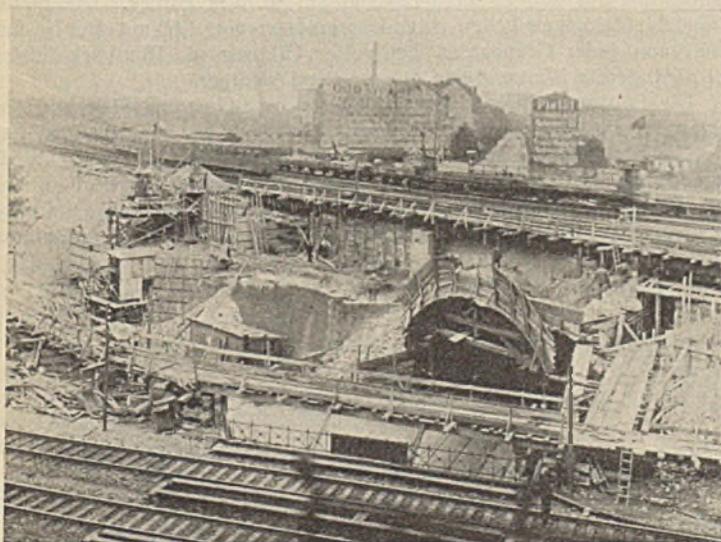


Abb. 12a. Sicherung des Gleises V zwecks Vorbereitung der Montage des Überbaues C, 5.

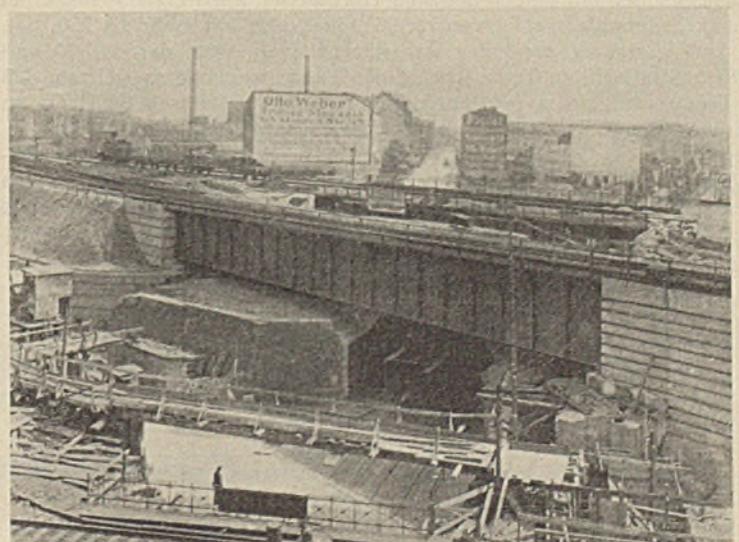


Abb. 12b. Neuer Überbau C, 5 und letzte Reste des alten Gewölbes.

### Die Entlastungsanlagen des Staubeckens an der Malapane bei Turawa.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reglerungsbaurat Momber, Oppeln O./S.

Das in der Ausführung begriffene Staubecken an der Malapane bei Turawa mit einem Stauhinhalt von 90 Mill. m<sup>3</sup> bei Normalwasserstau dient in erster Linie der Verbesserung der Schifffahrtsverhältnisse der Oder. Es soll in wasserreichen Zeiten das Wasser der Malapane zurückhalten, um es in wasserarmen Zeiten zur Erhöhung der Wassertiefen in der Oder abzugeben.

Das Niederschlagsgebiet der Malapane liegt mit seinen höchsten Erhebungen auf etwa NN + 350 und fällt nach der Mündung zu auf etwa NN + 150. Das durchschnittliche Gefälle der Malapane beträgt bei einer Lauflänge von rd. 130 km etwa 1 : 780. Fast die Hälfte des Niederschlagsgebiets ist bewaldet. Die Bodenschichten sind im allgemeinen

Das gesamte in Abb. 1 bis 4 dargestellte Entlastungsbauwerk wird in zwei symmetrische Teile zerlegt. Jeder Teil enthält einen kreisförmig angeordneten Hochwasserüberfall auf der Wasserseite des Staudammes und einen anschließenden Stollen zur Abführung des Hochwassers unter dem Damm hindurch nach dem Unterwasser. Jeder Hochwasserstollen ist zu einem Bauwerk vereinigt mit je einem auf jeder Seite angeordneten kleineren Stollen zur Aufnahme je einer Rohrleitung für Kraftwasser und Grundablaß. Die kreisförmig angeordneten Hochwasserüberfälle haben einen Durchmesser von rd. 24 m. Ihr Abstand beträgt von Mitte zu Mitte 46 m und ist so bemessen, daß zwischen beiden Anlagen ein genügender Raum für den erforderlichen Hochwasserzufluß verbleibt.

Die beiden unter dem Damm hindurchführenden Stollen nähern sich nach dem Unterwasser zu in einem spitzen Winkel, um das hier vorgesehene Kraftwerk möglichst klein zu gestalten und auch an Kosten für das anschließende Sturzbett zu sparen. Die Rohrleitungen für Kraftwasser und Grundablaß werden in ihrem oberen Ende durch die Fundamentsohle der beiden kreisförmigen Hochwasserüberfälle hindurchgeführt. Die für die Durchführung des Hochwassers bestimmten beiden Stollen führen das Hochwasser mit freiem Gefälle hindurch. Der Scheitel liegt also über der Höhe des höchsten Hochwassers der Malapane im Unterwasser. Kraftwasser- und Grundablaßleitungen werden als geschlossene eiserne Rohrleitungen ausgeführt, um die Stollen nicht unmittelbar durch gespanntes Wasser zu beanspruchen.

An dem oberen Ende der Rohrleitungen werden je ein Dammbalken- und ein Betriebsverschluß angeordnet. Am unteren Ende erhalten die beiden Grundablaßleitungen je einen Ringschieber, damit auch ein teilweises Öffnen der Grundablaß-

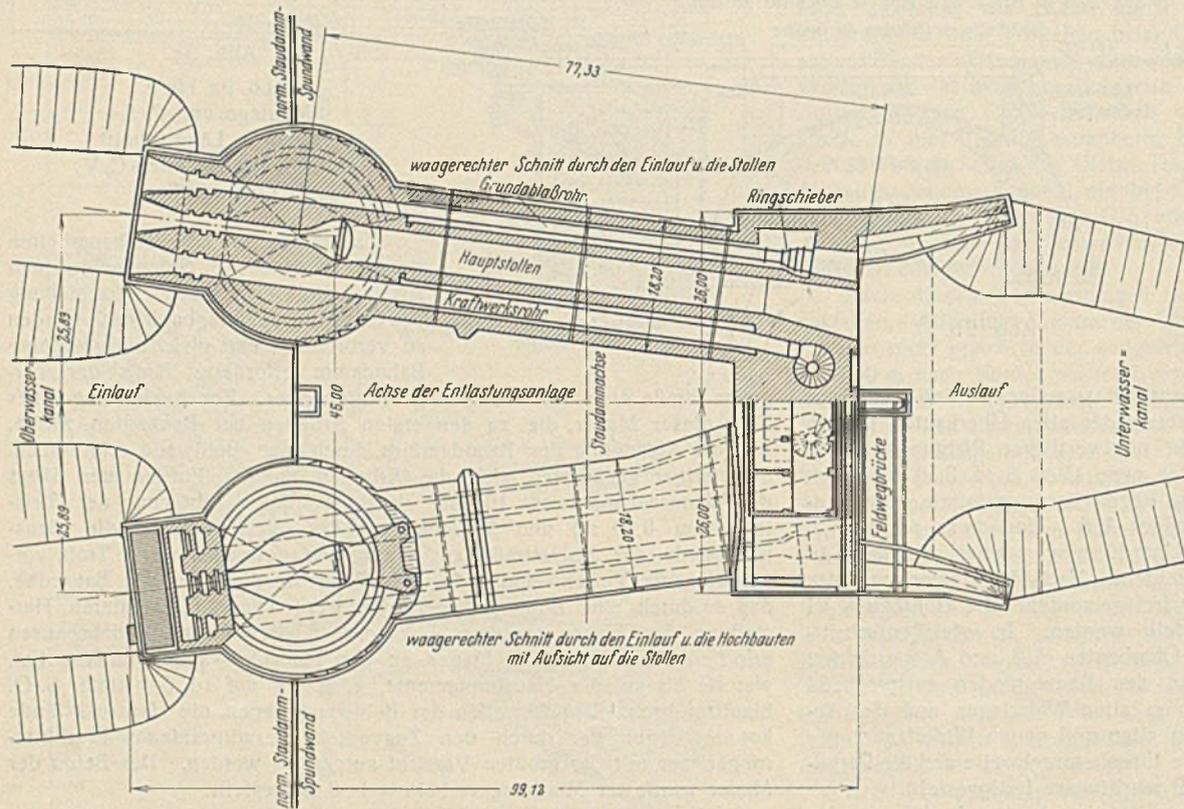


Abb. 1.

sehr durchlässig. Die Malapane ist daher kein hochwassergefährlicher Fluß. Die geringste Wasserspense des Niederschlagsgebiets beträgt etwa 1,3 l/sek je km<sup>2</sup>, die größte Abflussspende übersteigt nach einem Gutachten der Landesanstalt für Gewässerkunde nicht einen Wert von 200 l/sek je km<sup>2</sup>. Für das Staubecken Turawa mit einem Niederschlagsgebiet von 1423 km<sup>2</sup> ist daher mit einem niedrigsten Niedrigwasser von rd. 2 m<sup>3</sup>/sek und einem höchsten Hochwasserzufluß von nur 285 m<sup>3</sup>/sek zu rechnen. Bei dem Staubecken in der Neiße bei Ottmachau mußte demgegenüber mit einem höchsten Hochwasser von rd. 1800 m<sup>3</sup>/sek bei einem Niederschlagsgebiet von rd. 2350 km<sup>2</sup>, also mit mehr als 750 l/sek je km<sup>2</sup> gerechnet werden. Das Rückhaltevermögen der rd. 20 km<sup>2</sup> großen Staufläche in Turawa flacht die Hochwasserwelle so weit ab, daß in Turawa mit einem größten Abfluß von nur 250 m<sup>3</sup>/sek gerechnet zu werden braucht. Diese geringe Hochwasserführung bei Turawa im Gegensatz zu Ottmachau legte den Gedanken nahe, die Entlastungsanlagen einfacher zu gestalten und durch eine Zusammenfassung von Grundablässen, Kraftwasserleitungen und Hochwasserentlastungsanlagen in einem gemeinsamen Bauwerk Ersparnisse zu erzielen.

leitungen ohne Gefährdung der Verschlüsse jederzeit möglich ist.

Die Kraftwasserleitungen haben einen Durchmesser von 2,40 m und sollen jede bis zu 7,5 m<sup>3</sup>/sek Wasser den beiden Turbinen zuführen. Sie liegen auf der Innenseite der beiden symmetrischen Stollenanlagen, so daß die beiden Turbinen im Krafthaus nebeneinander zu liegen kommen. Die beiden Turbinen sind Kaplan turbinen mit senkrechter Welle. Das ausnutzbare Gefälle beträgt bei Normalstau im Becken (NN + 176,10) 12 bis 13 m und geht bei einem Absinken des Wasserstandes bis auf den eisernen Bestand auf rd. 5 m zurück. Die beiden Grundablaßleitungen haben einen Durchmesser von 1,60 m. Bei Normalstau kann jeder Grundablaß bei voller Öffnung rd. 18 m<sup>3</sup>/sek leisten, bei niedrigerem Wasserstande entsprechend weniger.

Die Leistungsfähigkeit der Kraftwasser- und Grundablaßleitungen beträgt bei Normalstau zusammen 2 × 7,5 + 2 × 18 = 15 + 36 = rd. 50 m<sup>3</sup>/sek.

Die Überfallkrone der beiden Hochwasserüberfälle ist auf NN + 176,20 angeordnet, also 0,10 m über dem Normalstau. Hierdurch wird erreicht, daß kleinere Hochwasserwellen, die auf ein gefülltes Becken treffen, nicht gleich zum Überlaufen kommen. Da der Stausee bei Normalstau

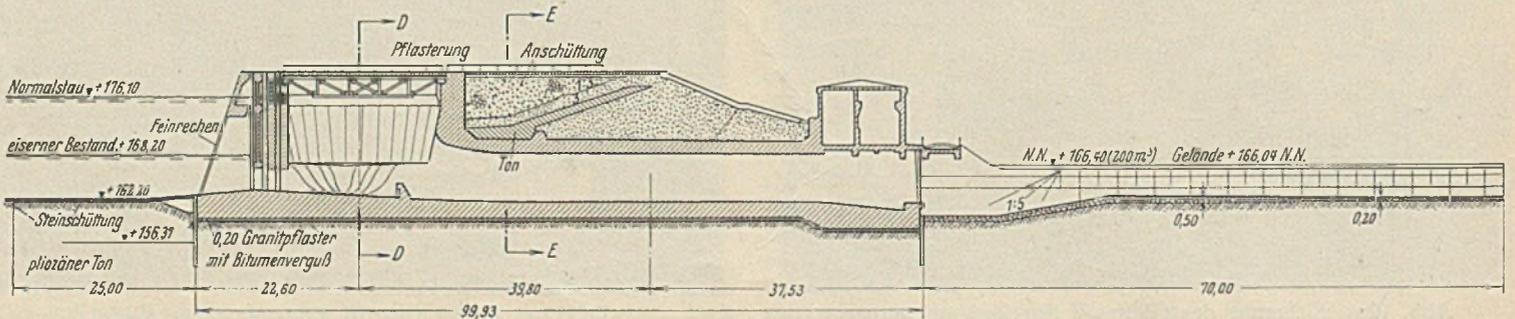


Abb. 2.

bereits mehr als 20 km<sup>2</sup> Oberfläche hat, so ist zwischen NN + 176,10 und + 176,20 ein Auffangraum von 2 Mill. m<sup>3</sup> vorhanden.

Wenn die größte Hochwasserwelle, die als Katastrophenhochwasser rechnungsmäßig für die Bemessung der Entlastungsanlagen zugrunde gelegt wird, auf ein gefülltes Staubecken trifft und unterstellt wird, daß sämtliche Grundwasser- und Kraftwasserleitungen geschlossen sind, dann würde der Wasserstand im Staubecken bis auf NN + 177,30 und die Leistung der beiden Hochwasserüberfälle bis auf  $2 \times 125 = 250$  m<sup>3</sup>/sek ansteigen. Bei einem planmäßigen Arbeiten der Entlastungsanlagen kann der Wasserstand nicht höher steigen als auf NN + 176,90. Bei der dann vorhandenen Überströmungshöhe von 0,70 m leisten die beiden freien Hochwasserüberfälle  $2 \times 70 = 140$  m<sup>3</sup>/sek, also mehr als die Hälfte des höchsten abzulassenden Hochwassers von 250 m<sup>3</sup>/sek. Der Stauinhalt des Beckens steigt bei NN + 176,90 auf 109 Mill. m<sup>3</sup>, so daß ein Auffangraum für das Hochwasser in Höhe von  $109 - 90 = 19$  Mill. m<sup>3</sup> vorhanden ist.

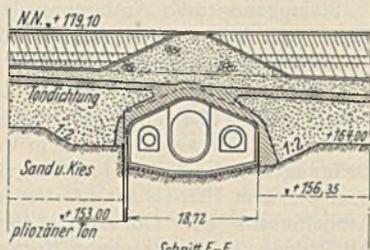
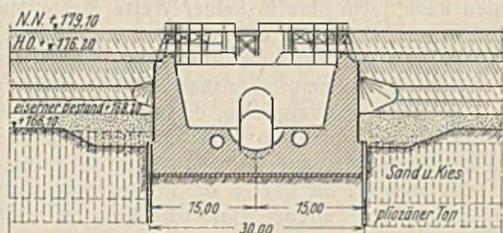


Abb. 3.



Schnitt D-D  
Abb. 4.

Wenn die Grundablaß- und Kraftwasserleitungen nicht genügen sollten, um das ankommende Hochwasser mit einem Anstau auf NN + 176,90 abzuführen, dann ist in den beiden Überfallmauern in der Achse der Hochwasserstollen je ein Stollen von 2 m Breite und 3 m Höhe vorgesehen, der so weit geöffnet wird, daß die gesamte abzugebende Wassermenge auf 250 m<sup>3</sup>/sek gesteigert wird. Diese beiden Stollen leisten bei Normalstau  $2 \times 62,5 = 125$  m<sup>3</sup>/sek. Die gesamten verschleißbaren Öffnungen haben also bei Normalstau eine größte Leistung von  $125 + 50 = 175$  m<sup>3</sup>/sek. Diese Wassermenge ist geringer, als die Malapane bei größtem Hochwasser abführt. Die oben erwähnten beiden Stollen dienen in Verbindung mit den Grundablaßleitungen dazu, während der Bauzeit mittlere Hochwasser mit geringem Anstau durch die Entlastungsanlage hindurchzuführen. Mit ihrer Hilfe soll auch erreicht werden, daß namentlich bei der ersten Füllung des Staubeckens der Wasserstand im Stausee beherrscht und ein plötzliches Ansteigen bis zum höchsten Wasserstande verhindert werden kann. Schließlich kann durch die beiden Stollen eine schnelle Entleerung des Beckens im Bedarfsfalle erreicht werden.

Von dem geplanten Bauwerk hat die Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin ein Modell im Maßstabe 1 : 30 angefertigt. Durch Versuche ist die zweckmäßige Ausgestaltung der Anlage, besonders auch des erforderlichen Sturzbettes, ermittelt worden. Die Versuche zeigten zunächst deutlich, daß in dem Kessel, der von dem kreisförmigen Überfall umschlossen wird, auf der Sohle des Absturzbauwerks die lebendige Kraft der in verschiedenen Richtungen herabstürzenden Wassermassen in mächtigem Wasserschwall sich gegenseitig aufzehrt.

Von der Anordnung eines zunächst geplanten zweiten Überfallrückens innerhalb des Kessels, etwa in halber Höhe der gesamten Absturzhöhe, konnte abgesehen werden, weil dieser Überfall bei großen Wassermassen wirkungslos und bei kleinen Wassermassen nicht erforderlich war. Die Versuche zeigten ferner, daß der Scheitel des Einlaufs zum Hauptstollen auch bei der größten abzuführenden Wassermenge noch wasserfrei ist. Der Stollen bleibt also druckfrei. Die Sohle des Absturzbeckens, die etwa 10 m unter Überfallkronen liegt, hat in der Mitte eine kesselförmige Vertiefung von etwa 3 m erhalten, die in flacher Abrundung in den oberhalb und unterhalb gelegenen Stollen geführt ist. Wenn der oberhalb gelegene Stollen zur Abführung größerer Hochwassermengen geöffnet wird, dann fließt das Wasser mit sehr großer Geschwindigkeit durch den Kessel hindurch in den unterhalb gelegenen Hauptstollen. Um diese Geschwindigkeit abzuschwächen, ist eine Stoßschwelle vor dem Eintritt in den Hauptstollen angeordnet. Dadurch wird ein Aufstau und eine Walze im Kessel gebildet und die Strömungsenergie des Wassers verringert. Die höher gelegene Sohle des Kessels wird dadurch überstaut. Die infolgedessen vergrößerte Wasserfläche trägt ebenfalls zur Herabminderung der Wassergeschwindigkeit bei. Um

die Leistungsfähigkeit des oberen Stollens nicht durch Rückstau zu verringern, ist die Höhe der Stoßschwelle auf 2 m über der Sohle des anschließenden Stolleneinlaufs durch Versuche festgesetzt worden. Nur bei Stauhöhen bis zu 4 m über der Sohle des Stollens hat die Schwelle einen Einfluß auf die Leistungsfähigkeit, der aber nur gering ist. Bei höherem Wasserstande im Staubecken verschwindet der Einfluß völlig.

Die beiden Hauptstollen wurden für die Versuche mit 5 m Breite und 7 m Höhe angenommen. Die Versuche zeigten, daß der Hauptstollen bei einer größten abzuführenden Wassermenge von 125 m<sup>3</sup>/sek an keiner Stelle voll gefüllt ist. Eine Höhe des Stollens von 6,50 m ist als ausreichend festgestellt worden und wird der Ausführung zugrunde gelegt, da eine möglichst geringe Bauwerkshöhe erwünscht ist.

Um die Vernichtung der großen Strömungsenergie bei einem Abfluß von 125 m<sup>3</sup>/sek in jedem Hauptstollen nicht allein im Sturzbett vornehmen zu müssen, ist der Auslauf der Hauptstollen von 5 m auf 7 m verbreitert worden. Bei einer Verbreiterung auf mehr als 7 m zeigten die Versuche, daß der Wasserstrahl nicht mehr der Wandung folgt, sondern sich ablöst. An der Wandung bildeten sich dann Wasserwalzen, die die Leistungsfähigkeit herabsetzen und den Strahl zusammendrücken. Am Auslauf des Stollens ist eine Schwelle von 1 m Höhe zur weiteren unschädlichen Energieumwandlung angeordnet. Die Oberkante der Schwelle liegt in der Neigung der Stollensohle. Dies entsteht dadurch, daß die Stollensohle oberhalb der Schwelle auf 10 m Länge eine um 1 : 10 stärkere Neigung erhält als der übrige Stollen. Die Oberkante der Schwelle höher zu legen, als der normalen Höhe der Stollensohle entspricht, würde einen Rückstau erzeugen. Eine über 1 m hinausgehende Vertiefung der Sohle oberhalb der Schwelle bietet nach den Versuchen auch keinen Vorteil.

Die Versuche über die zweckmäßigste Ausgestaltung des Sturzbettes haben das folgende Ergebnis gehabt. Auf 10 m Länge wird die Sturzbettsohle um rd. 2 m tiefer gelegt als die Oberkante der Auslaufschwelle der Hochwasserstollen. Sodann steigt die Sturzbettsohle auf 15 m Länge um 2,75 m an und erreicht damit die normale Flußsohle. Auf diese 10 + 15 m Länge und darüber hinaus auf weitere 5 m Länge ist das Sturzbett durch eine Steinschüttung mit Steinen von 20 bis 30 cm Kantenlänge zu sichern. Auf weitere 20 m Länge kann die Kantenlänge der Schüttsteine auf 15 bis 20 cm vermindert werden. Für die anschließende Sohlensicherung genügen Steine von 5 bis 10 cm Kantenlänge.

Die beiden Hochwasserstollen münden im spitzen Winkel in einem Achsabstände von rd. 20 m in das Sturzbett aus. Die Breite des Sturzbettes von etwa 30 m geht in einer Entfernung von rd. 50 m in die normale Breite des Flusses von 15 m über. Die Versuche haben deutlich gezeigt, daß ein Angriff des Wassers auf die beiderseitigen Ufer nicht in Frage kommt, auch nicht auf die Sohle des Sturzbettes unmittelbar unterhalb der Ausmündung. Der Hauptangriff des ausströmenden Wassers geschieht 20 bis 25 m unterhalb der Ausmündung der Stollen in der Verlängerung ihrer Achsen. Eine Kolkbildung hier bedeutet aber weder eine Gefährdung des Bauwerks noch der Ufer. Sie kann durch Ergänzung der hier vorgesehenen Steinschüttung ohne Schwierigkeit bekämpft werden.

Die Versuche zeigten schließlich noch, daß die seitlich der Hochwasserstollen ausmündenden Grundablaßleitungen und Kraftwasserausläufe auf das anschließende Sturzbett keinen derartigen Angriff ausüben, daß mit Rücksicht darauf eine weitergehende Befestigung notwendig wird, als sie mit Rücksicht auf die Wasserführung der Hochwasserstollen gebraucht wird. Das Sturzbett wird nach den Versuchen stärker beansprucht, wenn der eine der beiden Stollen allein 125 m<sup>3</sup>/sek abführen muß, als wenn beide zusammen  $2 \times 125 = 250$  m<sup>3</sup>/sek abführen, da im ersten Fall das Unterwasser entsprechend niedriger liegt. Ein solcher Fall kann nicht eintreten und ist daher nicht von Bedeutung. Wenn das Hochwasser nicht über die Überfallkronen ansteigt und nur der eine Hochwasserstollen zur Abführung von großen Wassermengen ganz geöffnet wird, dann kann einseitig eine Wassermenge von 62,5 m<sup>3</sup>/sek durch den Hochwasserstollen fließen. Trotz des niedrigen Unterwasserstandes ist aber in diesem Fall eine Beschädigung des Sturzbettes nicht zu erwarten.

Die durchgeführten Modellversuche haben gezeigt, daß die geplante Entlastungsanlage bezüglich der Energieumwandlung die Erwartungen erfüllen wird, die an sie gestellt werden. Durch die Versuche ist die Leistungsfähigkeit der einzelnen Teile der Entlastungsanlage ermittelt worden. Die Versuche haben zu sehr wertvollen Verbesserungen der Anlage geführt, die besonders dazu dienen, die lebendige Energie des Wassers nach Möglichkeit bereits in der Entlastungsanlage zu zerstören und den Angriff auf das Sturzbett herabzumindern. Schließlich haben die Versuche gezeigt, in welcher Weise das Sturzbett auszubilden und zu befestigen ist, um die aus der Entlastungsanlage heraustretenden Wassermassen in den normalen Flußlauf überzuleiten.

Die Kosten der Versuche sind geringfügig im Verhältnis zu dem erreichten Nutzen und zu der durch die Versuche erreichten Gewißheit, daß die Entlastungsanlage die ihr zukommenden Aufgaben ohne Gefährdung des Bauwerks erfüllen wird.

Alle Rechte vorbehalten.

## Verbesserungsvorschläge für Abdichtungen von Brücken.

Von Reichsbahn-Amtmann Haupt, Essen.

Undichtigkeiten in der geschlossenen Fahrbahnkonstruktion werden vielfach durch lose oder beschädigte Niete verursacht. Auf einer derartigen Baustelle müssen infolgedessen stets zwei Baugruppen beschäftigt werden: eine für das Einziehen neuer Niete und eine für die Abdichtungsarbeiten; u. Umst. kommt noch dazu die Rote der Bahnmeisterei. Bei beengten Baustellen, bei Ausführung im Betriebe, in Zugpausen bzw. des Nachts entstehen dadurch erhebliche Unbequemlichkeiten, die noch vergrößert werden, wenn nach Entfernen der schadhaften Abdichtung weitere bisher nicht festgestellte Mängel sich zeigen sollten. Das sind z. B. gerissene Buckelbleche, solche mit abgerosteten Rändern, durchgerostete Bleche, Niete mit abgerosteten oberen Nietköpfen u. a. m. Bei diesen Schäden handelt es sich durchweg um solche unter bereits vorhandenen Dichtungen, die ihren Zweck nicht erfüllt haben. Wenn auch für den Bezirk der Reichsbahndirektion Essen durch Einrichtung eines besonderen, aus einem O- und G-Wagen bestehenden Bauzuges eine recht zweckmäßige Ausbesserungsmöglichkeit getroffen worden ist, so drängen doch die ständig sich wiederholenden Mängel auf eine Änderung in der Abdichtungstechnik, wozu ich mir nachstehendes auszuführen erlaube, unter Zergliederung der Stoffe in Materialbeschreibung und Anwendungsarten.

### Dichtungsmittel.

Die Dichtungsmittel scheiden sich in drei Gruppen:

#### 1. Aufstrichmittel.

Hierbei hat man zu unterscheiden zwischen

- a) heiß zu verarbeitenden,
- b) kalt zu verarbeitenden.

Von den kaltflüssigen Aufstrichmitteln scheiden bekanntlich diejenigen aus, die verselfbare Stoffe als Emulgator enthalten. Aber auch bei den kaltstreichbaren Aufstrichmitteln unter Zusatz organischer Lösungsmittel bestehen Bedenken, wenn dieses Lösungsmittel z. B. aus dem schwer verdunstenden Benzol besteht. Unter Beachtung der in der AIB auf S. 3 vorgeschriebenen Maßnahmen ist es zweckmäßig, zuerst einen Kaltaufstrich aufzutragen und hernach einen Heißaufstrich, um nach Möglichkeit die Gefahr der Bläschenbildung zu vermeiden.

#### 2. Bituminierte Dichtungsbahnen.

Auf die großen Gefahren bei Verwendung von Dichtungsbahnen hat erstmalig Dr. Alfels<sup>1)</sup> hingewiesen. Mit beeinflusst dadurch oder wahrscheinlich auch veranlaßt durch eigene Erfahrungen hatte das Reichsverkehrsministerium die Elbstrombauverwaltung Magdeburg beauftragt, Versuche anzustellen, ob die Fäulnisgefahr bei bituminierten Dichtungsbahnen für Ingenieurbauten tatsächlich vorliegt. Die Ergebnisse dieser Versuche sind von Oberbaurat Trier veröffentlicht worden<sup>2)</sup>. Sie bedeuten Ablehnung der bituminierten Dichtungsbahnen und Verwendung von Kupferblechen. Die Dehnungsfähigkeit von bituminierten Dichtungsbahnen gibt Dr. Alfels bei Wollfilzpappen auf etwa 3%, bei Jutebahnen auf etwa 6% an. Andere mir bekanntgewordene Versuche stellen bei Wollfilzpappe in der Längsrichtung eine Dehnungsfähigkeit von 4% und in der Querrichtung eine solche von 3% fest. Bei den Jutegewebebahnen lauten die entsprechenden Zahlen 9% bzw. 4%. Schwierig ist bei Verwendung von Dichtungsbahnen weiter eine richtige Ausbildung des Flächen-drucks bei Kanten.

In den letzten Jahren hat sich in der Praxis eine weitere Erscheinung bemerkbar gemacht, deren Ursache von den Bauingenieuren bejaht, von den Chemikern einstweilen aber noch verneint wird; das ist nämlich die Zerstörung des reinen Bitumens, also auch der Bitumendichtungsbahnen durch Kalkhydrate, die sich im Mörtel bilden, wenn größere Wassermengen dem Mörtel zugeführt werden. Es ist mir u. a. folgender Fall bekannt: Der Keller des Neubaus einer Hochschule war mit einer Lage Dichtungsbahn und zwei satten Aufstrichen gedichtet. Auf den Schutzstrich waren in einem 6 cm dicken Mörtelbett große Steinplatten verlegt. Durch die Fugen der Steinplatten wurde dem Mörtel fortwährend Wasser zugeführt (der Kellervorbau lag nach der Westseite), wodurch sich Kalkhydrate im Mörtel bildeten, die die Dichtung, also das reine Bitumen, zerstörten.

#### 3. Asphaltmastix.

Die Dehnungsfähigkeit von natürlichem Asphaltmastix wird in England mit etwa 8,5% angegeben. Mir bekanntgewordene Versuche in Deutschland stellen eine Dehnungsfähigkeit von 8 bis 8,5% fest. Dichtungen

<sup>1)</sup> Mitteilungen der Versuchsanstalt für Ingenieurbauwesen an der Technischen Hochschule zu Braunschweig, Heft 8: Untersuchungen über Ursachen der Zerstörung von Grundwasser-Isoliermaterialien.

<sup>2)</sup> Bautechn. 1934, Heft 30.

mit Asphaltmastix sind die in England allgemein üblichen, da man Dichtungsbahnen ablehnt wegen

1. Fäulnisgefahr,
2. zu geringer Lebensdauer,
3. ungenügender Ausbildung der Kanten,
4. weil bei waagerechten Abdichtungen die Gefahr des Abrutschens des aufgesetzten Mauerwerks besteht.

Dichtungen mit Asphaltmastix sind bei den Versuchen der Elbstrombauverwaltung Magdeburg nicht ausgeführt worden, da solche nicht bekannt waren bzw. im Laufe der Jahre in Vergessenheit geraten sind. Daß solche Dichtungen früher mit Erfolg ausgeführt sind, hat sich mehrfach gezeigt, u. a. bei dem Umbau der Elbstraßenbrücke in Torgau, wo die 1878 mit Asphaltmastix oder Gußasphalt abgedichteten Buckelbleche durch diese Abdichtung bis heute gegen Korrosion völlig geschützt geblieben sind.

In der AIB findet der Asphaltmastix keine Erwähnung. Es ist nur von einem Bitumenmörtel die Rede, ohne daß eine nähere Zusammensetzung, abgesehen von dem Bitumengehalt, angegeben ist. Dadurch gibt man dem Unternehmer einen großen Spielraum, da alsdann auch ein Gemisch von Bitumen mit Sand oder Kies als Bitumenmörtel bezeichnet werden kann, also eine in keiner Weise dichte Masse, obwohl gerade für Dichtungsarbeiten nur ein von vornherein dichtes und völlig wasserundurchlässiges Asphaltgemisch Anwendung finden darf. Die AIB schreibt vor, daß der Bitumenmörtel in säurefester Zusammensetzung herzustellen ist. Man darf nicht vergessen, daß ein natürlicher Asphaltmastix von aggressivem Wasser nur dann angegriffen werden kann, wenn die Asphaltenschicht ständig benutzt wird und ein Abrieb der Bitumenumhüllung eintritt. Das trifft aber für die Bauten der Reichsbahn nicht zu. Wichtig erscheint mir jedoch, eine strenge Unterscheidung zu treffen zwischen natürlichem und künstlichem Asphaltmastix. Der natürliche Asphaltmastix wird hergestellt aus einem Asphaltfelsen, der im Laufe von Millionen Jahren auf natürlichem Wege mit Bitumen durchtränkt ist; auch die feinsten Staubteilchen sind mit diesem Stoff durchdrungen. Infolgedessen weist dieser Asphaltmastix weit bessere Eigenschaften auf als der künstliche, denn eine Stabilisierung des Bitumens, also eine Erhaltung der typischen Eigenschaften des Asphalts ist nur bei einer Durchdringung des Gesteins mit Bitumen möglich, nicht aber bei einer Umhüllung. Dieser Vorgang ist bei der Herstellung eines künstlichen Asphaltmastix zu beobachten, wo gewöhnliches, fein gemahltes Kalkmehl in einem nur einige Stunden dauernden Kochvorgang mit Bitumen umhüllt wird. Die Erfahrung hat gezeigt, daß die Zugfestigkeit des natürlichen Asphaltmastix um über 50% höher liegt als die eines künstlichen Asphaltmastix. Ein weiterer Unterschied zeigt sich noch bei der Verarbeitung, da bei Verwendung von natürlichem Mastix die Masse viel geschmeidiger ist und infolgedessen eines geringeren Bitumenzusatzes bedarf, wodurch man trotz eines eingestellten Erwärmungspunktes (50° nach K. S.) bei hohen Temperaturen eine größere Festigkeit erreicht und bei niedriger Temperatur keine Rissegefahr besteht.

#### Anwendungsarten.

Bei den unter meiner Mitwirkung hergestellten Abdichtungen hat sich gezeigt, daß bei Abdichtungen der Nietreihen von stählernen Überbauten die Absperrung unter Verwendung von deutschem Naturasphaltmastix viel widerstandsfähiger gegen Witterungseinflüsse und Feuchtigkeit ist, als wenn Bitumenmörtel Anwendung findet. Letzterer kann bei weitem nicht die wasserabweisende Eigenschaft wie eine Isolierung mit natürlichem Asphaltmastix haben, da die vorhin bereits erwähnte Homogenität des Gemisches nicht gewährleistet ist.

Eine wesentliche Verbesserung der Abdichtung wird erzielt, wenn man nach dem Vorstrich der Nietreihen die Nietköpfe mit natürlichem Asphaltmastix und Bitumen mit einem Sandzusatz überdeckt. Alsdann legt man Streckmetall, Maschenbreite 6 mm, Stegbreite 1,5 mm und Stegdicke 0,5 mm, auf diese Schicht und trägt als Schutzschicht ein Gemenge auf, das aus etwa 55% Mastix und 45% Kies und Grobsand von 1 bis 6 mm Korngröße besteht. Diese Abdichtungsart hat sich bei stählernen Überbauten mit Nietreihen seit Jahren bestens bewährt, während die mit Bitumenmörtel hergestellten Abdichtungen oft nach kurzer Zeit wasserdurchlässig wurden.

Ferner halte ich einen Mennigeanstrich der oberen Fahrbahnkonstruktion mit aufliegendem bituminösem Voranstrich und nachfolgender Asphaltabdichtung für überflüssig oder vielleicht sogar für schädlich. Es darf niemals ein Bitumenanstrich auf frische Mennige aufgebracht werden, vielmehr muß erst eine völlige Durchtrocknung und eine gewisse Bleiseifenbildung eingetreten sein. Das Lösungsmittel des Bitumenanstriches löst einen Firnisfilm an, so daß eine Oxydation und damit die Bleiseifenbildung verhindert wird. Vor einiger Zeit wurde an zwei seit Jahren im Betrieb befindlichen, nebeneinanderliegenden Überbauten die vorhandene

Abdichtung erneuert. Die eine Fahrbahnkonstruktion war mit einem Mennigeanstrich versehen, die andere nicht. Nach Entfernen der Abdichtungen zeigte sich, daß die Konstruktionsteile ohne Mennigeanstrich frei von jeder Rostbildung waren, ein Beweis, daß der Bitumenvoranstrich fest auf dem Metall haftete. Das ist übrigens auch in der Asphaltpraxis allgemein üblich, wenn man eine feste Verbindung zwischen Asphaltbelag und eisernen Unterlagen haben will. Durch den Voranstrich wird diese feste Verbindung in allen Fällen und völlig sicher herbeigeführt. Bei der mit dem Mennigeanstrich versehenen Fahrbahn zeigten die unter der Abdichtung liegenden Eisenteile starke Verrostungen. Die Nietköpfe waren größtenteils abgerostet. Ein weiteres Beispiel zeigte die Fahrbahn einer Straßenerunterführung, die stark undicht geworden war. Eine Nachprüfung ergab, daß mehrere der 8 mm dicken Buckelbleche an den Längsträgern entlang abgerostet waren. Nach Entfernen des Schotters und der vorhandenen Abdichtung sah man die Zerstörungen durch Rost; die 8 cm breiten Ränder der Buckelbleche auf den Längsträgern waren zerstört, ebenso die oberen Nietköpfe, so daß der größte Teil der Niete herausfallen mußte. Auch hier waren die Buckelbleche und die Fahrbahnkonstruktion vorher mit einem Mennigeanstrich versehen worden. Auch bei einer kleineren Arbeit, die von der Brückenwerkstatt ausgeführt wurde, war ein zweifacher Mennigeanstrich aufgebracht worden. Die vor kurzem durchgeführte Prüfung ergab schon bei einigen Nietreihen der Fahrbahnkonstruktion kleinere Undichtigkeiten bzw. Rostbildungen.

Bei Herstellung von Abdichtungen im Betriebe, unter Gleisen, in Zuggassen läßt sich ein Mennigeanstrich überhaupt nicht aufbringen, da die erforderliche Zeit zum Trocknen fehlt und außerdem bei etwa plötzlich eintretendem Regen oder Schnee die Arbeiten überhaupt nicht durchführbar sind. In solchen Fällen oder bei nassen Fahrbahnen habe ich die Stahlteile und Nietreihen mit einer größeren Azetylenlampe oder der Stichflamme eines Schneidbrenners getrocknet, vorgewärmt und alsdann den kaltflüssigen Bitumenvoranstrich aufgebracht. Bei Brücken, an denen die Buckelbleche auf die Längsträger aufgeschweißt sind, kann nach den Vorschriften der AIB von einer Abdichtung der Schweißnähte abgesehen werden, um eine Ersparnis an Bauhöhe zu erzielen. Ferner auch mit der Begründung, daß die Dichtungsmasse infolge Fehlens der Nietköpfe auf den Rändern der Buckelbleche und Längsträgerflansche nicht haften würde. Infolgedessen werden die Buckelbleche und Schweißnähte mit einem doppelten Bitumenanstrich nach vorhergehendem Mennigeanstrich versehen, oder es wird ein einfacher Bitumenanstrich mit darauf verlegter Wollfilzplatte aufgebracht. Aus den bereits angeführten und nachfolgenden Gründen muß beiden Mitteln jeder Korrosionsschutz abgesprochen werden. Wenn schon unter Bitumenmörtel die Nietköpfe und Ränder der Buckelbleche durch Rost zerstört werden, um so größer ist dann aber die Gefahr der Zerstörung der 6 bis 8 mm dicken Schweißnähte unter einem einfachen Bitumenanstrich, der dauernden Schäden durch den daraufliegenden Schotter ausgesetzt ist.

In der Praxis habe ich vielfach nach einigen Jahren ein Ablösen und Aufwelken der verlegten Lagen Wollfilzplatte beobachtet, wodurch sie natürlich ihren Zweck als Dichtungsmittel nicht mehr erfüllen konnte. Ich habe dies vielfach bei geschweißten Fahrbahnen beobachtet, und es empfiehlt sich deshalb für solche Fälle ein Voranstrich aus einem kaltflüssigen Aufstrichmittel und darüber verlegt eine dünne Isolierschicht aus reinem Asphaltmastix. Diese Isolierschicht kann man an den Schweißnähten mit heißem Eisen hart und glatt bügeln. Wenn ich in diesem Zusammenhange auf die anfangs erwähnte Dehnungsfähigkeit des reinen natürlichen Asphaltmastix hinwies, so dürfte dessen vorzugsweise Verwendung für Dichtungsarbeiten angebracht erscheinen. Im Bezirk der Reichsbahndirektion Essen hat sich nach meinen Beobachtungen eine Fahrbahn- und Fußwegabdeckung sehr gut bewährt, die nachstehend beschrieben wird:

Bei eisernen Brücken mit einer Fahrbahn aus Buckelblechen werden die Nietreihen in der vorhin bereits beschriebenen Weise mit Asphaltmastix gedichtet. Die Buckelbleche füllt man mit Splitt in den Korngrößen 12 bis 30 mm aus, worauf eine 3 bis 6 cm dicke Schicht bituminierten Splitts in den Korngrößen 5 bis 15 mm eingewalzt wird; nunmehr trägt man den Gußasphalt in einer oder zwei Lagen, je nach Stärke des Verkehrs, aber mit sehr niedrig eingestelltem Schmelzpunkte, mit einem geringen Bitumengehalt und unter Verwendung von natürlichem Asphaltmastix auf. Der niedrige Erweichungspunkt wird gewählt, um irgendwelche Risse im Winter zu verhüten. Um gegen Eindrücke im Sommer geschützt zu sein, verwendet man einen Asphaltmastix mit einem entsprechend hohen Füllergehalt. Ferner wird die Standfestigkeit erheblich begünstigt durch einen möglichst niedrigen Bitumengehalt, der weit geringer sein muß, als man ihn bisher benötigte. Eine solche Decke mit beispielsweise 8,5% Bitumengehalt und einem Erweichungspunkte von 50°, sowie mit einem sehr hohen Splittzusatz läßt sich aber nur bei Verwendung von natürlichem Asphaltmastix verstreichen, da ein künstlich zubereitetes Asphaltgemenge eines höheren Bitumenzusatzes bedarf, um überhaupt verstreichbar zu sein. Man sieht hier wieder die großen Vorteile bei Verwendung von natürlichem Asphaltmastix, der an sich schon infolge

der Struktur des Gesteins weit geschmeidiger ist als jeder andere Kalkstein. Das ist ja auch in der Praxis vor allen Dingen bei den kleinen Handwerksmeistern zur Genüge bekannt, die genau wissen, daß sie beim Verarbeiten von künstlichem Asphaltmastix mehr Bitumen zusetzen müssen, als wenn sie natürlichen Asphaltmastix verwenden. Nur ist der natürliche Asphaltmastix etwas teurer, aber im vorliegenden Falle macht sich die geringe Preiserhöhung mehr als bezahlt, weil solche Beläge im Sommer standfest sind und im Winter nicht reißen. Hierzu ein Beispiel: Ein unter Verwendung von natürlichem Asphaltmastix hergestellter Asphaltbelag mit einem Bitumengehalt von 8,5% und einem Erweichungspunkt von 50° hatte bei 25° eine Eindringtiefe von 1 mm in 5 Std., dahingegen hatte ein anderer Asphaltbelag, künstlich hergestellt, mit einem Bitumengehalt von 9,5% und einem Erweichungspunkte von 65° eine Eindringtiefe von 5 mm bei 25° in 5 Std.

Die Fußwege bestehen nicht wie üblich aus Zoresen mit aufliegender Betondecke, sondern aus  $\perp$ -Eisen mit dazwischenliegenden Klinkern. Diese Ausführung hat den Vorteil der billigeren Herstellung, da ein Schalgerüst nicht erforderlich ist. Auf die Klinker wird eine Asphaltspaltbinderschicht in 1,5 cm Dicke und darauf ein Hartgußasphalt in 1,5 cm Dicke aufgebracht. Eine in der so erwähnten Weise hergestellte Fahrbahn ist plastisch und kann Durchbiegungen und anderen Formveränderungen nachgeben, ohne daß irgendwelche Risse entstehen. Durch die vorgesehene Asphaltspaltbinderschicht wird auch jegliche Blasenbildung in der Asphaltdecke verhütet. Diese Blasenbildungen entstehen bekanntlich immer durch Feuchtigkeit des unter der Asphaltdecke befindlichen Betons. Die Feuchtigkeit sammelt sich unter den Einwirkungen der Sonnenstrahlen an denjenigen Stellen, wo der Asphaltbelag nicht fest mit der Betonunterbettung verbunden ist. Es entsteht Dampfdruck, der dann den Asphaltbelag an den betreffenden Stellen hochtreibt. Bei dem Aufnehmen einer derartigen, durch Blasen unbrauchbar gewordenen Asphaltdecke zeigte sich, daß der Beton in den Buckelblechen nach 6jähriger Liegezeit noch vollkommen durchnäßt war. Der entgegengesetzte Weg zur Verhütung von Blasenbildung besteht in einem vorherigen Anstrich des Betons, der sich fest mit dem Asphaltbelag verbindet<sup>3)</sup>.

Dichtungsarbeiten unter Verwendung von Jute- oder Wollfilzbahnen haben sich, soweit ich beobachten konnte, in vielen Fällen nicht bewährt, denn nur 20% aller Bauwerke sind längere Zeit dicht geblieben. Z. T. ist dies auf das in früheren Jahren übliche Verfahren zurückzuführen, Betonträgerbrücken bis zu 18 m Stützweite ohne Dehnungsfugen zu bauen. Durch die dann auftretenden Risse drang Feuchtigkeit nach unten und zerstörte die Dichtungsbahnen.

Ferner sei noch auf einen Mangel bei den bisher ausgeführten Trägerkonstruktionen hingewiesen, nämlich das Fehlen einer Dehnungsfuge an den Seiten längs der aufgehenden Brüstungsmauer. Bei alten Konstruktionen ist die Trägerdecke nebst Dichtung durchweg an dieser Stelle gerissen. Auch die in der AIB, S. 32, unter B gezeigte Ausführung hat nach meinen Erfahrungen oft versagt.

Falls eine seitliche Dehnungsfuge nicht vorhanden ist, muß wenigstens in der Ecke eine Trennung bzw. Überlappung der Dichtungsbahn vorgesehen werden.

Bei den Ingenieurbauten im Bodensenkungsgebiet müssen oft Dichtungsarten angewendet werden, die den besonderen baulichen Verhältnissen Rechnung tragen. Hierzu einige Beispiele: An einem Bahnsteltunnel war trotz mehrfacher Versuche eine Abdichtung der Trägerdecke nicht zu erreichen. Nach Entfernen der Betonschutzschicht über der Trägerdecke fand man in den seitlichen Dehnungsfugen Holzbohlen verfault und schwammig vor, die noch vom Neubau her dort lagen. Nach Herausnehmen der Bohlen und Ausstemmen der Fuge wurde diese mit 1,5 mm dickem schlaufenförmigem Walzblei ausgelegt. Verzinktes Eisenblech mußte wegen der geringen Dehnungsfähigkeit abgelehnt werden. Nach einem Bitumenanstrich der Betondecke wurde ein etwa 1,5 cm dicker Belag aus reinem natürlichem Asphaltmastix aufgebracht, und darauf wurden die Bitumengewebbahnen nach den Vorschriften der AIB verlegt. Sie wurden seitlich in etwa 10 bis 15 cm Höhe in Fugen eingelassen. Unabhängig von dieser Absperrung des Bodens wurden die Seitenflächen unter dem Bordstein abgedichtet. Die Dichtungsbahnen gehen nun herunter und überlappen die unteren seitlichen Bahnen dergestalt, daß der untere Teil lose liegt, damit bei Erschütterungen und Durchbiegungen die Isolierung nicht beansprucht wird.

Eine Verbesserung in der bisher üblichen Abdichtungstechnik würde es bedeuten, wenn bei Betonbrücken und Gewölben die Brückendecke und obere Schrägung der Widerlager an Stelle einer Zementausgleichschicht eine Asphaltausgleichschicht erhält, die einen Schutz gegen Wasserdurchlässigkeit sowie gegen mechanische Beanspruchung und Verwitterung bietet. Außerdem spart man dort, wo nicht wie im Essener Bezirk mit Bodensenkungen zu rechnen ist, die Jutegewebe-

<sup>3)</sup> Vom alten Stampfasphalt zum neuzeitlichen Hartgußasphalt ohne Blasenbildung. Von Stadtoberbaurat M. Ortha us, Hannover, Bitumen 1935, Heft 2, Februar.

