

DIE BAUTECHNIK

13. Jahrgang

BERLIN, 11. Januar 1935

Heft 2

Alle Rechte vorbehalten.

Neubau der Rheinbrücke Waldshut-Koblentz.

Von Regierungsbaurat A. Knobloch, Karlsruhe.

1. Vorgeschichte.

Schon im 14. Jahrhundert bestand bei Waldshut eine Rheinbrücke, die jedoch die damalige österreichische Regierung wahrscheinlich aus strategischen Gründen abbrechen ließ. Der Verkehr zwischen den beiden Rheinufern wurde in der Folgezeit nur noch durch die Fähre zwischen dem auf dem linken Ufer liegenden schweizerischen Ort Koblentz (Kanton Aargau) und dem rechtsufrigen Fährhaus Waldshut aufrechterhalten. Die rd. 1000 m oberhalb des Zusammenflusses von Aare und Rhein vorhandene Fähre lag verkehrstechnisch an einem äußerst wichtigen Verkehrsknotenpunkt. Auf der linken Rheinseite bildet das Aaretal mit den Tälern von Reuß und Limmat einen bequemen Zugang nach der Zentralschweiz, umfaßt doch das Einzugsgebiet der Aare rd. 43% der Oberfläche der Schweiz. Rechts des Rheins führen die Täler der Murg, der Wutach

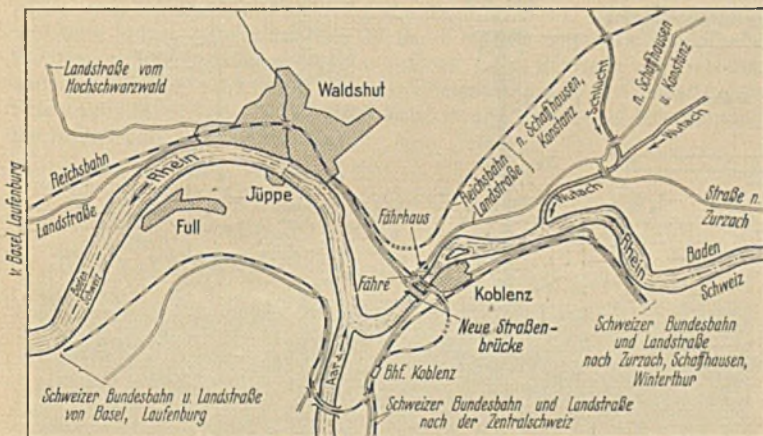


Abb. 1. Übersichtslageplan.

und ihrer Nebenflüsse auf den Hochschwarzwald und die Baar und von dort nach Mittelbaden und Württemberg. Die Fährerechtsame, deren Ursprung bis heute mit Sicherheit nicht festgestellt werden konnte, lag in den Händen der schweizerischen Fährergesellschaft in Koblentz. In den 30er Jahren des letzten Jahrhunderts versuchte die badische Regierung, das Fährrecht der Fährergesellschaft Koblentz abzukaufen und eine Straßenbrücke über den Rhein zu bauen. Da die Verkaufsverhandlungen fehlschlagen und Ende der 50er Jahre die erste Eisenbahnbrücke zwischen Baden und der Schweiz unmittelbar unterhalb der Fähre erstellt wurde, verzögerte sich der Bau einer Straßenbrücke erneut. Seit den 70er Jahren des letzten Jahrhunderts immer wieder von badischen und schweizerischen Behörden geführte Verhandlungen und Eingaben der beteiligten Gemeinden führten dazu, daß der Bau der Straßenbrücke 1914 ausgeschrieben und im Juli 1914 die Bauausführung zugesprochen wurde. Der Ausbruch des Weltkrieges verhinderte die Ausführung des Baues. In den Jahren 1920/21 gepflogene zwischenstaatliche Verhandlungen scheiterten infolge der ungünstigen wirtschaftlichen Verhältnisse jener Zeit in Deutschland.

Bei der Steigerung des Verkehrs, besonders des Kraftwagenverkehrs, erwies sich die vorhandene Wagenfähre immer mehr als unzulänglich. Von den nächstliegenden, für die Rheinüberfahrt in Frage kommenden Brücken ist die bei Rheinheim-Zurrach nur von beschränkter Tragfähigkeit, während die von Laufenburg für einen großen Teil des Verkehrs zu großen, unwirtschaftlichen Umwegen zwingt und auf beiden Ufern enge und unübersichtliche Zufahrten hat. Es wurde daher im Jahre 1928 vom Kanton Aargau und dem Lande Baden der Bau der Straßenbrücke erneut beschlossen und im Frühjahr 1931 auf Grund eines von der badischen Wasser- und Straßenbauverwaltung im Benehmen mit der Baudirektion Aarau ausgearbeiteten Entwurfs als durchlaufende, genietete, stählerne Flachbrücke über drei Felder von 36,6 m, 54,9 m und 36,6 m Stützweite in St 37 ausgeschrieben. Die Flachbrücke war mit Rücksicht auf die oberstrom liegende eiserne Gitterträgerbrücke der Reichsbahn und auf die Einpassung in das Landschaftsbild gewählt worden. Gegenorschläge jeder Art waren bei Einhaltung der vorgeschriebenen Daten zugelassen. Zum Eröffnungstermin der Angebote lagen vor:

1. auf den Verwaltungsentwurf:

Los 1, Unterbau, 19 Angebote zwischen 173 000 bis 275 000 RM,
 Los 2, eiserner Überbau, 20 Angebote zwischen 181 000 bis 286 000 RM,
 Los 3, Asphaltbeläge, 32 Angebote zwischen 7 000 bis 14 000 RM,

2. an Sondervorschlägen zum Verwaltungsentwurf:

Los 1, Unterbau, 12 Angebote zwischen 167 000 bis 213 000 RM,
 Los 2, Überbau, 14 Angebote zwischen 163 000 bis 197 000 RM,

3. an Sondervorschlägen in Eisenbeton:

Los 1, Unterbau, 5 Angebote zwischen 175 000 bis 241 000 RM,
 Los 2, Eisenbetonüberbau, 6 Angebote zwischen 170 000 bis 228 000 RM.

Dem Zuschlag wurde der amtliche Entwurf zugrunde gelegt, da die eingegangenen Sonderentwürfe in Eisen und Eisenbeton keinerlei wesentliche Vorteile gegenüber dem Ausschreibungsentwurf boten.

Nach den zwischenstaatlichen Vereinbarungen waren die Baulose so zu verteilen, daß die Bauleistungen je hälftig auf Baden und die Schweiz entfielen. Dementsprechend erhielten:

Los 1, Unterbau und Uferbefestigungen: Bauunternehmung Dr. G. Lüscher, Aarau (Schweiz),

Los 2, Überbau in St 37: Eisenbau Wyhlen AG in Wyhlen (Baden),

Los 3, Asphaltbeläge: Münchener Asphaltwerk Kopp & Cie., Mannheim.

Die Zufahrten zur gemeinschaftlich erstellten Rheinbrücke wurden von den beiden Uferstaaten getrennt vergeben und ausgeführt. Auf badischer Seite wurde gleichzeitig eine Verlegung der Landstraße 48 Basel-Schaffhausen durchgeführt, um die sehr unübersichtliche Kurve vor der Eisenbahnunterführung zu verbessern. Eine allgemeine Übersicht über die Lage der Baustelle gibt Abb. 1.

2. Der ausgeführte Entwurf.

Die Achse der neuen Straßenbrücke liegt 102 m unterstrom der Eisenbahnbrücke, parallel zu dieser. Gegenüber der Eisenbahnbrücke sind die Pfeilerachsen im Sinne der Lage der zukünftigen Schiffahrtlinie um 2 m nach rechts verschoben. Während für den Unterbau die Ausmaße des Verwaltungsentwurfs beibehalten wurden, erfuhr der eiserne Überbau bei der Bauausführung einige Abänderungen entsprechend den Berechnungen der Eisenbau Wyhlen AG.

Die Widerlager der Brücke sind aus Beton mit je einer durchgehenden Eisenbetonauflegerbank, -kammermauer und angehängten -flügelmauern mit Pilastern erstellt. Gegründet wurden die Widerlager auf gutem Rheinkies auf Höhe +308,0 m NN zwischen den 2 m unter die 3,55/1,80 m messende Fundamentsohle herabreichenden 6,5 m langen eisernen Spundwänden System Klöckner Profil II. Die Eisenbetonauflegerbänke sind mit einem 2 cm dicken Glattstrich versehen. Sonst sind die Widerlager schalungsrau belassen. Hinter den Widerlagern ist eine Steinpackung angeordnet. Sämtliche mit Erde bedeckten Teile des Widerlagers haben doppelten Inertolanstrich.

Zur Pfeilergründung dienten Eisenbetonsenkdecken von 4,80/13,40 m Grundfläche. Die planmäßige Höhe der Gründungssohlen von +302,40 m NN konnte aber beim Bau wegen der mangelnden Übereinstimmung der angetroffenen Untergrundverhältnisse mit den Bohrergebnissen nicht eingehalten werden. Der aus Stampfbeton ausgeführte Pfeilerschaft, von 2,80 m Dicke mit 12,80 m Länge unten und 2,24 m Dicke mit 11,90 m Länge oben, wird durch eine 0,55 m dicke, auf der ganzen Oberfläche durchlaufende Eisenbetonauflegerbank, die auch die Eisenbetonauflegerquadern einschließt, abgedeckt. Die Pfeiler sind schalungsrau, die Oberfläche der Eisenbetonauflegerbank und Auflagerquadern mit einem 2 cm dicken Glattstrich versehen.

Die durchlaufende stählerne Flachbrücke überquert den Rhein in drei Öffnungen mit 36,6, 54,9 und 36,6 m Stützweite. Das Längsgefälle von Fahrbahn und Gehwegen beträgt 4‰ bei einem Ausrundungsbogen in der Mittelöffnung mit $R=600$ m. Wie Abb. 2 zeigt, ist in der Mittelöffnung, den Belangen der späteren Schiffahrt Rechnung tragend, ein Lichtraumprofil von 30 m Breite und 6 m Höhe über dem höchsten schiffbaren Wasserstande an der Brückenstelle, entsprechend einer Wasserführung des Rheins von 3 m am Pegel Basel, vorhanden. Die Stegblechhöhe der beiden 7 m auseinander liegenden und über die Fahrbahn reichenden I-trägerförmigen, genieteten, vollwandigen Hauptträger aus St 37 schwankt zwischen 2,60 m in den Öffnungen und 4 m über beiden

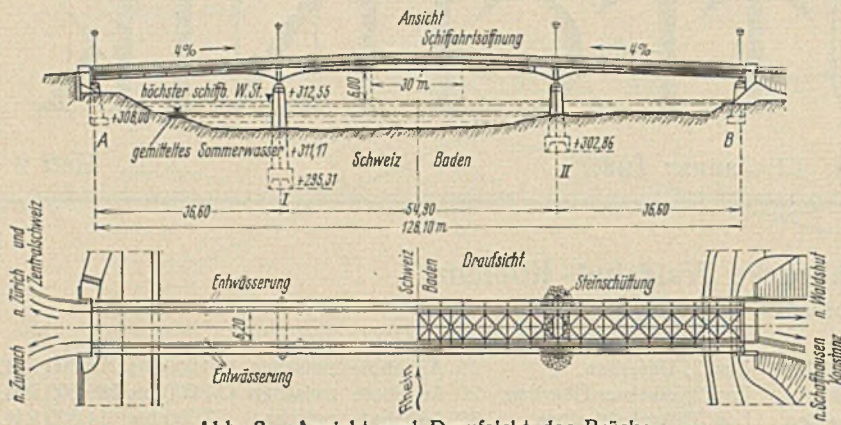


Abb. 2. Ansicht und Draufsicht der Brücke.

Pfeilern. Die Fahrbahn und Gehwegoberfläche verlaufen parallel der Stegblechoberkante des Hauptträgers. Das Seitengefälle der 6,2 m breiten Fahrbahn beträgt 2,5‰ und das nach außen laufende Gefälle der je 1,5 m breiten Gehwege 1,5‰. Als Konsolarme für die Gehwege dienen je zwei in Querträgerabstand angeordnete Winkelleisen ohne Füllblech. Während der Stahlüberbau aus St 37 erstellt ist, bestehen die Ober- und Unterteile

durch einen besonderen, unten am Konsolblech angeordneten Druckkeil übertragen. Der Windverband liegt auf der ganzen Brückenlänge in Höhe der Querträgerunterkante. Die auf den Quer- und Längsträgern aufliegende Eisenbetonfahrbahntafel von 18 cm Dicke ist, wie aus Abb. 3 ersichtlich, mit einem 4,5 cm dicken zwischenschichtigen, unmittelbar auf die Oberfläche der Fahrbahntafel verlegten Hartgußasphaltbelag versehen. Die Eisenbetonhegplatten sind durch eine 2 cm dicke Asphalttschicht abgedeckt. Als Schutz der Schrammbordkanten ist die Mannstaedt-Treppenschutzschiene Nr. 1190 eingebaut. Für die Entwässerung der Fahrbahn- und Gehwegoberflächen ist durch Einbau einfacher Gußrohre in 20 bis 24 m Entfernung gesorgt. Die Deckel sind durch Punktschweißung mit den Rohren fest verbunden.

Ein zwischen den Hauptträgern angeordneter, über die ganze Brückenlänge verfahrbarer und jeweils nach einer Seite hin ausziehbarer Nachschauwagen von 900 kg Tragfähigkeit ermöglicht jederzeit eine gute Nachschau des Brückenüberbaues von der Unterseite. Der Antrieb des Nachschauwagens geschieht von Hand. Die Ruhestellungen des Wagens liegen über den beiden Pfeilern, wo in der Eisenbetonfahrbahntafel jeweils ein den Zugang ermöglichender Schachtdeckel eingebaut ist. Die Sicherung der beiden Ufer geschah durch Pflasterung mit Porphybruchsteinen. Am rechten Ufer war die alte Uferbefestigung auf rd. 90 m oberstrom und 30 m unterstrom der Brücke

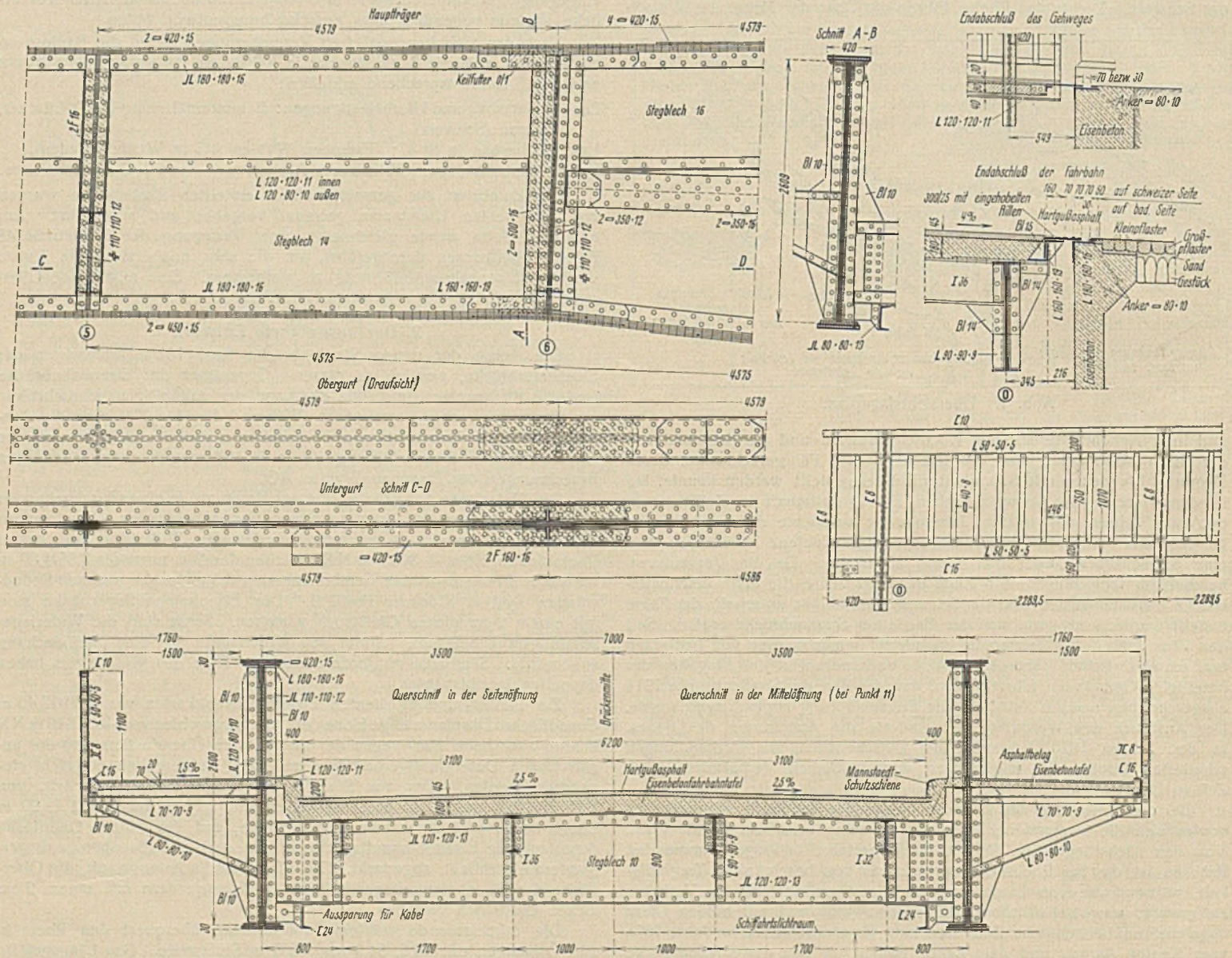


Abb. 3. Konstruktionseinheiten.

aus Stg 50.81 R, die Rollen aus St C 35.61 und die Verbindungsteile aus St 37.12. Die festen Lager liegen auf dem rechten, badischen Pfeiler. Die 0,90 m hohen vollwandigen Querträger haben 4,575 m Abstand. Die aus Walzträgern bestehenden Längsträger liegen gegenseitig 1,7 bzw. 2 m entfernt und sind mit oben durchschießenden Decklaschen als durchlaufende Träger ausgebildet. Die Längsträgerkonsolbleche sind an der Längsträgerunterkante angeschweißt. Der Druck wird

auf rd. 7 m nach dem Rheinbett vorzuverlegen. Der auf der Rheinsohle liegende Böschungsvorfuß ist 1 m breit.

Den statischen Berechnungen liegen in Abweichung von den deutschen Regellasten folgende Belastungsannahmen zugrunde, und zwar für:

- a) die Fahrbahn: eine 23-t-Dampfwalze (10 + 2 · 6,5 t), daneben ein 12-t-Lastkraftwagen (4 + 8 t), seitlich, vor und hinter den Fahrzeugen gleichmäßig verteilte Last von 500 kg/m², Stoßzuschläge

- für Hauptträger $\varphi = 1,32$, für Fahrbahn $\varphi = 1,40$, Winddruck 150 kg/m^2 bei belasteter und 250 kg/m^2 bei unbelasteter Brücke;
- b) die Gehwege: gleichmäßig verteilte Last von 400 kg/m^2 ;
- c) Widerlager und Pfeiler: Böschungswinkel $\rho = 30^\circ$, Reibungswinkel $\delta = 15^\circ$, spez. Gewichte für: Erde $= 1,8 \text{ t/m}^3$, Beton $= 2,2 \text{ t/m}^3$, Eisenbeton $= 2,4 \text{ t/m}^3$ und Hartgußasphalt $= 2,4 \text{ t/m}^3$, zulässige Bodenpressung $= 3,5 \text{ kg/cm}^2$;
- d) zulässige Spannungen:
 stählerner Überbau St 37 $\sigma = 1400 \text{ kg/cm}^2$,
 Eisenbeton der Fahrbahn $\sigma = 50/1200 \text{ kg/cm}^2$,
 Eisenbeton der Gehwegplatten $\sigma = 40/1000 \text{ kg/cm}^2$.

Im übrigen waren die deutschen Industrienormen bzw. die einschlägigen Vorschriften der Deutschen Reichsbahn maßgebend.

Bei diesen Lastannahmen ergaben sich folgende Größtmomente für die
 Seitenöffnungen rd. + 820 tm,
 Stützen „ - 1900 tm,
 Mittelloffnung „ + 1410 tm

für einen Hauptträger. Die Auflagerkräfte eines Hauptträgers wurden ermittelt für:

Endauflager zu rd. 120 t,
 Pfeiler zu „ 390 t.

3. Der Unterbau.

Vor Baubeginn wurde an den Stellen der Widerlager und Pfeiler je eine Probebohrung in ununterbrochenem Arbeitsgang durchgeführt. Das Bohrergebnis bei dem im Stromstrich liegenden linken, schweizerischen Pfeiler war zweifelhaft. Während die Bohrlöcher bei den Widerlagern und dem linken, schweizerischen Pfeiler 3 bis 8 m unter die betreffende Fundamentsohle getrieben wurden, reichte das Bohrloch am rechten, badischen Pfeiler rd. 30 m tief unter die Rheinsohle bis in den gewachsenen Fels (Anhydrit). Die 3,30 m tiefe Felsbohrung wurde als Kernbohrung bis + 280,30 m NN durchgeführt.

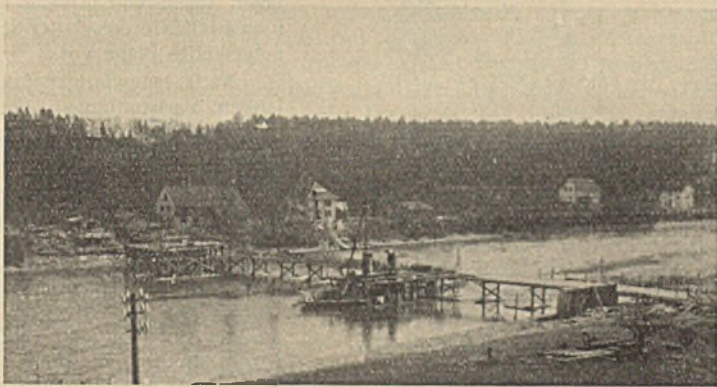


Abb. 4. Ansicht der Baustelle.

Aus bau- und zolltechnischen Gründen wurde der Unterbau einschließlich Eisenbetonfahrbahnplatte und Gehwegplatten vom schweizerischen Ufer aus und die des Überbaues in umgekehrter Richtung hergestellt. Dementsprechend war die Baustelleneinrichtung für den Unterbau auf dem linken und für den eisernen Überbau auf dem rechten Rheinufer angeordnet.

Bei Baubeginn am 1. September 1931 wurde der Abbruch des in die schweizerische Zufahrt fallenden Wohnhauses in Angriff genommen und anschließend das linke Widerlager bis auf die Eisenbetontelle erstellt. Bei der Gründung dieses Widerlagers drang beim Tieferwerden der Baugrube und gleichzeitigen Steigen des Rheinwasserstandes durch eine undichte Stelle der Spundwand immer mehr Wasser in die Baugrube, so daß nach Erreichung der planmäßigen Gründungstiefe von + 308,00 m NN die Wasserhaltung eingestellt werden mußte. Hierdurch wurde vermieden, daß durch das starke Pumpen der Kiesuntergrund der feinen Bestandteile auf eine gewisse Tiefe beraubt und dadurch weniger tragfähig wurde. Nach dem Unterwassersetzen der Baugrube konnte das Widerlagerfundament als Schüttbeton mit 300 kg Zement je m^3 Beton in einem Arbeitsgang bis auf + 310,90 m NN hochgeführt werden. Die zur Kontrolle etwaiger Setzungen des Widerlagers an diesem angebrachten vier Höhenbolzen zeigten bis zum Bauende keinerlei Veränderungen der Höhenlage.

Anschließend an die Bauarbeiten am linken Widerlager konnten in einem Zuge die unterstrom der Brücke vorgesehene Dienstbrücke bis zum schweizerischen Pfeiler, das Senkkastengerüst für diesen Pfeiler, die Fortsetzung der Dienstbrücke bis zum badischen Pfeiler, dessen Senkkasteninselumfassung und das Schlußstück der Dienstbrücke bis zum

badischen Ufer erstellt werden. Für sämtliche Rammarbeiten wurde eine 2-t-Demag-Preßluftschneidramme verwendet. Eine Übersicht über die Hilfsbauten des Unterbaues gibt Abb. 4.

Der Eisenbetonsenkkasten des im Stromstrich liegenden schweizerischen Pfeilers mußte auf dem Senkkastengerüst betoniert werden. Die beiden Steigrohre von 1,05 und 0,70 m innerem Durchmesser wurden in Eisenbeton ausgeführt. Eine Kältewelle zwang zur Anordnung einer an den Seitenstreben des Senkkastengerüsts und unter dessen Abspindelboden befestigten Verschalung als Schutz des Senkkastens gegen Frostwirkung. Innerhalb der Umschalung aufgestellte Öfen ermöglichten eine Beheizung des umschlossenen Raumes, in dem der Senkkasten stand, und gewährleisteten trotz höherer Kältegrade ein ungehindertes Abbinden des frisch betonierten Senkkastens. Das Abspindeln und Aufsetzen des Eisenbetonsenkkastens auf die Rheinsohle ging glatt vor sich. Bei dem unter Druckluft vorgenommenen Absenken wurde auf der Höhe der planmäßigen Gründungstiefe von + 302,40 m NN eine mit einzelnen Kalkplatten durchsetzte Schlamm- und Sand-schicht angetroffen, die ein Absetzen des Senkkastens auf dieser Höhe ausschloß. Unter der Höhe + 302,0 m NN standen beim Abteufen des Senkkastens oberstrom vollkommen verschmutzter Feinkies und unterstrom Kalksteinplatten an. Es handelte sich hierbei um Kalksteinplatten, die nach Ansicht des Landesgeologen durch Eistriff früher hier abgelagert worden waren. Ein Versteinern der Feinklesschicht durch Einpressen von Zement schied aus, da der Boden hierzu wegen seines Lehmgehaltes ungeeignet war. Beim weiteren Absenken des Senkkastens mußten die Kalksteinplatten unter den Senkkastenschnitten und im Senkkasten öfter gesprengt werden. Auch klemmte sich der Senkkasten beim Abstufen wiederholt zwischen den Kalkplatten fest, so daß zur Erhöhung der Auflast der Auftrieb durch Ablassen der Druckluft vermindert werden mußte. Abb. 5 gibt über den Absenkungsvorgang und die durchfahrenen Schichten Aufschluß. Nach den Kalkplatten wurde wieder Schlamm- und Sand und erst etwa auf + 296,20 m NN wieder Kies mit Letten angetroffen. Auf Höhe + 297,20 m NN wurden im Senkkasten

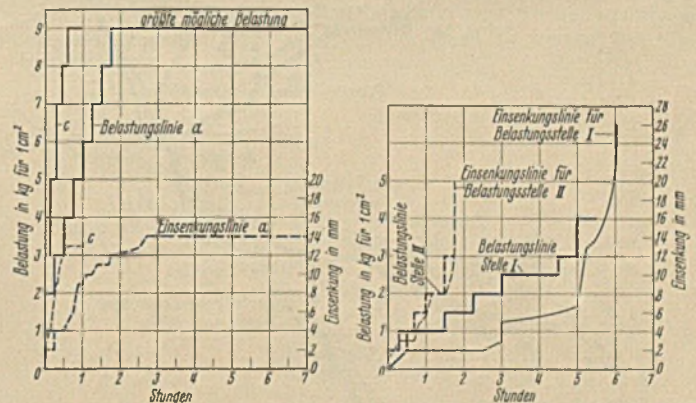


Abb. 6. Ergebnisse von Baugrundbelastungen.

Bodenbelastungsproben und eine Bohrprobe durchgeführt. Da die zur Verfügung stehende Druckplatte von 21/21 cm Grundfläche bereits bei 2 bzw. 4 kg/cm^2 Druck durchsackte, wurde der Senkkasten tiefer getrieben. Nach Erreichen der Kiesschicht auf + 296,20 m NN werden erneut Belastungsversuche des Baugrundes vorgenommen, bei der die größte mit der zur Verfügung stehenden Presse zu erzielende Druckspannung von 9 kg/cm^2 erreicht wurde. Eine gleichzeitig angestellte Probebohrung ergab eine Mindesthöhe der Kiesschicht von 1,10 m. Beim Geradestellen kam der rd. 1000 t schwere Pfeiler noch etwas tiefer zu stehen und ist auf + 295,31 m NN abgestellt. Die Ergebnisse der im Senkkasten vorgenommenen Baugrundbelastungen sind in Abb. 6 dargestellt. Infolge der Tiefergründung des Pfeilers reichten die Eisenbetonsteigrohre des Senkkastens nicht mehr aus und wurden durch Eisenrohre, die im Pfeiler belassen werden mußten, verlängert. Zur Verbindung der schmalen Betonwände zwischen Eisenrohren und Außenkante Pfeiler wurden diese Wände durch Rundisenbewehrung mit dem übrigen Schaftbeton verbunden.

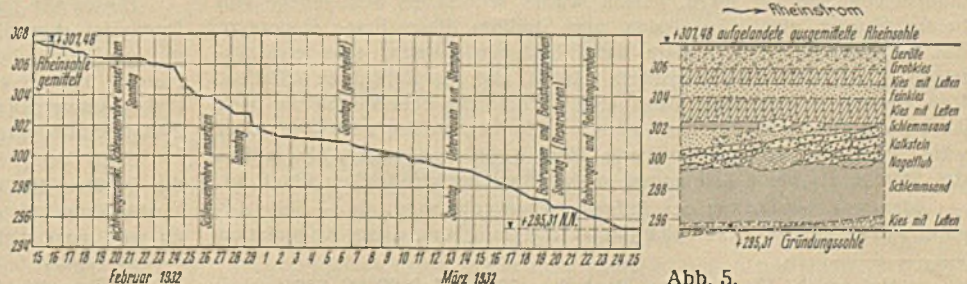


Abb. 5. Verlauf der Absenkung des linken Pfeilers und Darstellung der durchfahrenen Schichten.

Verlauf der Absenkung des linken Pfeilers und Darstellung der durchfahrenen Schichten.

Die Erstellung und Absenkung des badischen Senkkastens konnte im Schutze einer hölzernen Umspundung auf einer bei der hohen Lage der Rheinsohle nur leicht aufgeschütteten Kiesinsel geschehen. Bei der Absenkung von der Schüttinsel aus konnten der Bewehrungsprozentsatz und die statische Durchbildung dieses Senkkastens gegenüber dem des linken Pfeilers geändert werden. Der Absenkvorgang verlief ohne Besonderheiten. Bei durchgehendem Betrieb wurde der Senkkasten im Durchschnitt 0,70 m in 24 Stunden abgesenkt, während bei den Schwierigkeiten am linken Pfeiler oft nur 0,10 m Abteuftiefe/Tag erreicht wurde. Der badische Pfeiler wurde 46 cm über der planmäßigen Tiefe auf + 302,86 m NN abgesetzt, da auf dieser Höhe tragfähiger Kies in genügender Mächtigkeit angetroffen wurde, was durch Bodenbelastungsproben und Sondierreisen festgestellt worden war.

Zur Gewährleistung eines satten Aufsitzens der Senkkasten auf dem

Füllbeton wurden in beiden Senkkasten in die Fuge zwischen Füllbeton und Senkkastendecke in der Pfeilerachse an den Enden offene Gasrohre verlegt und an eine im Pfeilersteigschacht nach oben führende Steigleitung angeschlossen. Durch dieses Zuleitungsrohr wurde mittels Druckluft fetter Zementmörtel (1:1) eingepreßt. Der Preßdruck betrug zu Beginn nur etwa 2 at, um eine ungewollte Verformung des Senkkastenfällbetons zu verhüten. Später wurde der Druck auf 6 at gesteigert. Tatsächlich haben auch wiederholte Höhennachmessungen der Pfeilerfestpunkte (vier Bolzen je Pfeiler) keinerlei nachträgliche Pfeilersetzungen ergeben.

Die Gründung und das Hochführen des badischen Widerlagers ging ohne bemerkenswerte Ereignisse vor sich. Mit der Fertigstellung dieses Widerlagers waren auch die weiteren Bauarbeiten an den Pfeilern so weit fortgeschritten, daß sämtliche Hilfsbauten im Flußbett Ende Mai 1932 abgebrochen werden konnten. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Der Albert-Kanal zwischen Maas und Schelde.¹⁾

Von H. Laternser.

I. Vorgeschichte.

Die im Grenzgebiete zwischen Belgien und Holland an die Maas bestehende Kanalverbindung von Lüttich nach Antwerpen und Rotterdam genügte der gesteigerten Industrialisierung des Beckens Lüttich—Maas-

angehörigen Mitglieder zurückzog. Der holländische Staat hatte sich entschlossen, den Juliana-Kanal, der vollständig auf holländischem Gebiete liegt, für Schiffe von 2000 t zu bauen und damit mittels der kanalisierten Maas eine Verbindung nach Rotterdam zu schaffen (Abb. 1).

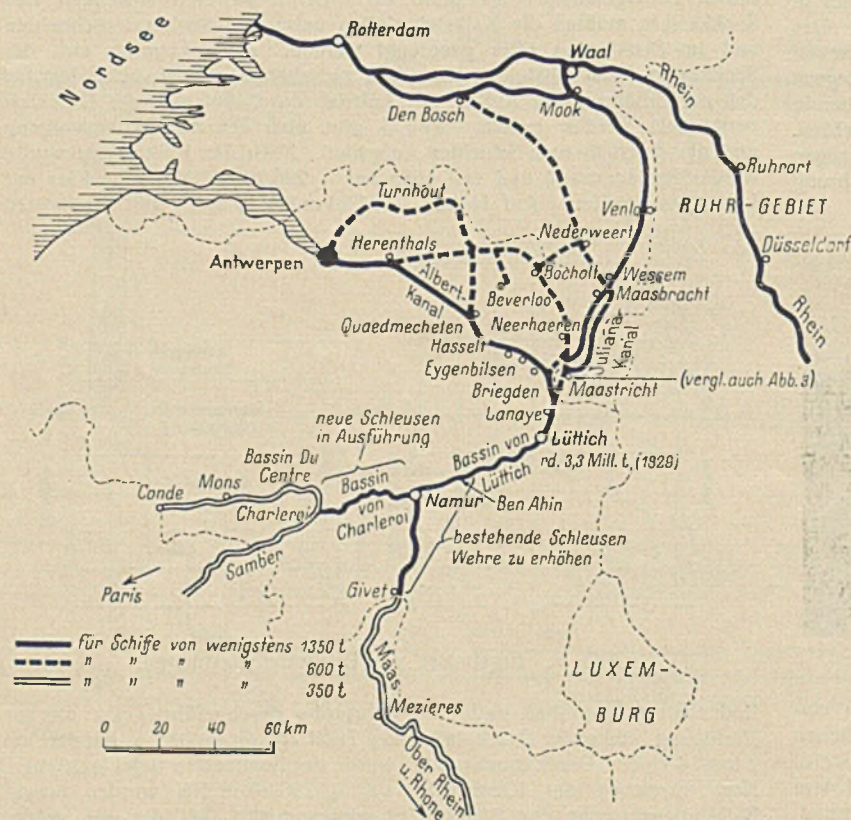


Abb. 1. Übersichtskarte des belgischen Kanalnetzes und der Kanäle im Grenzgebiete Belgien—Holland.

tricht schon vor dem Kriege nicht mehr. Die Überlastung und die sehr schwierige Durchfahrt durch das Gebiet von Maastricht forderten eine Abhilfe.

Der bestehende alte Kanal zwischen Lüttich—Maastricht—Maasbracht, der links der Maas verläuft und zum Teil auf belgischem, zum Teil auf holländischem Gebiete liegt, war sehr wenig leistungsfähig, da er nur mit Schiffen bis 450 t befahrbar war. Es lag daher für die beiden Länder nahe, die Frage einer Verbesserung des Kanalsystems gemeinsam zu untersuchen und zu lösen. Dazu wurde schon vor dem Kriege von beiden Staaten eine Kommission zum Studium dieser Frage eingesetzt. Die gemeinsame Lösung hätte darin bestehen müssen, eine leistungsfähige Kanalverbindung zwischen Lüttich und Maasbracht zu schaffen. Von Maasbracht aus hätte dann eine Verbindung über Pierebleue nach Antwerpen geschaffen werden müssen. Die Verbindung nach Rotterdam wäre durch die schon kanalisierte Maas gegeben gewesen, die mittels des Stichkanals Mook—Nijmegen in den Waal nach Rotterdam überführt.

Man war der Lösung der Aufgabe schon sehr nahe, als — ohne Angabe von Gründen — die holländische Regierung ihre, dieser Kommission

¹⁾ Vgl. auch Möhlmann, Bautechn. 1932, Heft 29, S. 382ff., besonders S. 384.



Abb. 2.

Der Albert-Kanal zwischen Haccourt—Briegden und das alte Kanalnetz bei Maastricht.

holländischen Grenze, in die Achse des bereits bestehenden Kanals Lüttich—Maastricht. Hierauf längs der Grenze um die Enklave von Maastricht bis Briegden und von hier weiter nach Hasselt, längs des Kohlenbassins Herenthals. Von Briegden besteht ein Anschluß am alten bestehenden Kanal bei Neerhaeren für 600-t-Schiffe.

Mit der Fertigstellung des Abschnitts Lüttich—Lanaye—Briegden—Neerhaeren können die Schiffe den alten Kanal Neerhaeren—Pierebleue und damit Antwerpen erreichen, ohne holländisches Gebiet zu berühren.

Dieser alte Kanal wurde zu gleicher Zeit von 450 auf 600 t erweitert. Damit ist aber die endgültige Lösung noch nicht geschaffen. Die endgültige Lösung besteht in dem Neubau des Kanals zwischen Briegden—Hasselt und Herenthals, womit dann nach Umbau des Kanals Herenthals—Antwerpen eine Verbindung zwischen Lüttich—Antwerpen für 2000-t-Schiffe geschaffen ist.

Nach Fertigstellung des Albert-Kanals und des Juliana-Kanals werden die größten Schwierigkeiten behoben sein; jedes Land wird eine gute Verbindung auf eigenem Gebiete mit seinem Hauptseehafen haben. Es wird aber nicht möglich sein, mit größeren Schiffen von dem einen

²⁾ Über den Juliana-Kanal s. Bautechn. 1928, Heft 11, S. 139; 1934, Heft 18, S. 212.

Kanalnetz in das andere zu gelangen, da die Kanalstrecken zwischen der Schleuse Petit-Lanaye und dem Juliana-Kanal — sowie die Schleuse Petit-Lanaye selbst — nur für 600-t-Schiffe benutzbar sind.

Die Möglichkeit, diese Strecke auch für 2000-t-Schiffe zu erweitern, besteht noch. Es bedarf hierzu nur einer Einigung der beiden interessierten Staaten über die Durchführung dieser Arbeit.

Die Arbeitsgemeinschaft Monnoyer-Hochtief-Dywidag erhielt auf ihr Angebot B den Auftrag. Mit diesem Angebot hatte die Arbeitsgemeinschaft die Verpflichtung übernommen, die gesamten Arbeiten in 6 statt 8 Jahren fertigzustellen. Mit der Übernahme dieser gewaltigen Arbeit in der auf 6 Jahre verkürzten Bauzeit zu einem im Verhältnis zu den übrigen Angeboten bzw. zum Durchschnittsangebot sehr niedrigen

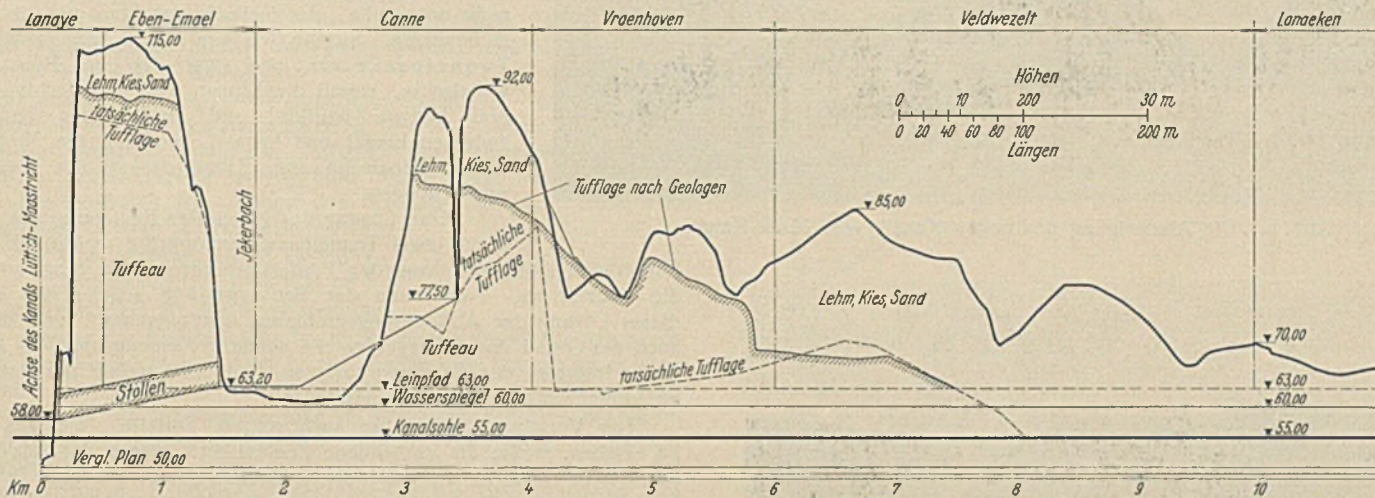


Abb. 3. Längensprofil des Kanals zwischen Lanaye und Briegden.

II. Ausschreibung und Angebote.

Auf der Strecke Lanaye—Briegden durchquert der Kanal einen Höhenrücken, der durch den Geerbach durchschnitten ist (s. Abb. 2 in Verbindung mit dem Längenschnitt Abb. 3). Die gewaltigen Massen dieses bis zu 70 m tiefen Einschnittes sollten geschlossen nach dem Maastal gefördert werden und dort zum Teil für die Erhöhung der Dämme des alten Kanals verwendet, zum anderen Teile in einer Seitenablagung untergebracht werden. Mit Rücksicht auf die Ablagerung und die Transportverhältnisse konnte diese große Arbeit, die mit 19 Mill. m³ ermittelt war, nur geschlossen vergeben werden. Die Bauzeit für diesen Abschnitt mit seinen schwierigen Abförderungsverhältnissen war von der Bauverwaltung auf acht Jahre geschätzt worden. Die Fertigstellung dieses Abschnittes war auch maßgebend für den Endtermin der Inbetriebnahme des Kanals. Die Verwaltung entschloß sich deshalb, dieses große Los als erstes auszuschreiben. Man war sich innerhalb der Bauverwaltung darüber klar, daß für die Durchführung dieses Abschnittes ein gewaltiger Gerätepark eingesetzt werden mußte, um in der vorgesehenen Zeit fertig zu werden. Da im eigenen Lande nicht genügend Großfirmen vorhanden waren, die über die notwendigen Geräte und die erforderlichen praktischen Erfahrungen für die Ausführung derartiger Erdarbeiten in so beschränkter Zeit verfügen konnten, und die Verwaltung zu gleicher Zeit das Interesse hatte, die Arbeitszeit noch zu verkürzen, entschloß man sich, diesen Bauabschnitt international auszuschreiben.

Wie groß das Interesse der Verwaltung an einer Verkürzung der Bauzeit für dieses Hauptlos war, geht daraus hervor, daß in den Ausschreibungsbedingungen für jeden Tag der Verkürzung der Bauzeit eine Prämie von 25 000 Bfrs. geboten wurde.

Die Ausschreibung fand am 29. November 1929 statt und zeitigte folgendes Ergebnis:

1. Tournay in Tilff (Belgien)	A 282 922 000,00 Bfrs.,
	B 306 962 000,00 „
2. Walraeve Henri in Gent	358 374 048,95 „
3. Monnoyer, Brüssel, Hochtief-Dywidag	A 350 294 324,80 „
	B 387 760 662,30 „
	C 397 686 222,30 „
4. Soc. An. Laboremus, Antwerpen	427 693 210,50 „
5. Soc. An. d'Entreprise, Anciennement Dumon & Vandervin, Antwerpen	A 515 300 000,00 „
	B 496 768 848,00 „
6. Peter Fix Söhne, Duisburg	514 422 616,50 „
7. Stewart and Mc Donnel, London, und Ulen Engineering Corporation, Wilmington U. S. A.	520 168 046,00 „
8. Polensky & Zöllner, Berlin	523 630 747,10 „
9. Compagnie Belge de Chemins de Fer et d'Entreprises, Brüssel	529 919 754,60 „
10. Société Belge des Bétons, Brüssel	621 977 726,23 „
11. Siemens, Brüssel	627 871 323,00 „
12. Julius Berger AG, Berlin	640 100 042,70 „
13. Grün & Bilfinger, Mannheim	642 960 000,00 „
14. Société de Constructions des Batignolles, Paris	653 224 486,00 „

Angebot wurden von seiten der übrigen Anbieter viele Bedenken laut, daß es den beiden deutschen Firmen — Hochtief und Dyckerhoff & Widmann — nicht möglich sein würde, bei diesen Preisen die Arbeit durchzuführen, ohne den finanziellen Ruin hervorzurufen, eine Befürchtung, die bei einem Vergleich mit den übrigen durchaus ernst zu nehmenden Angeboten auf den ersten Blick nicht von der Hand zu weisen war.

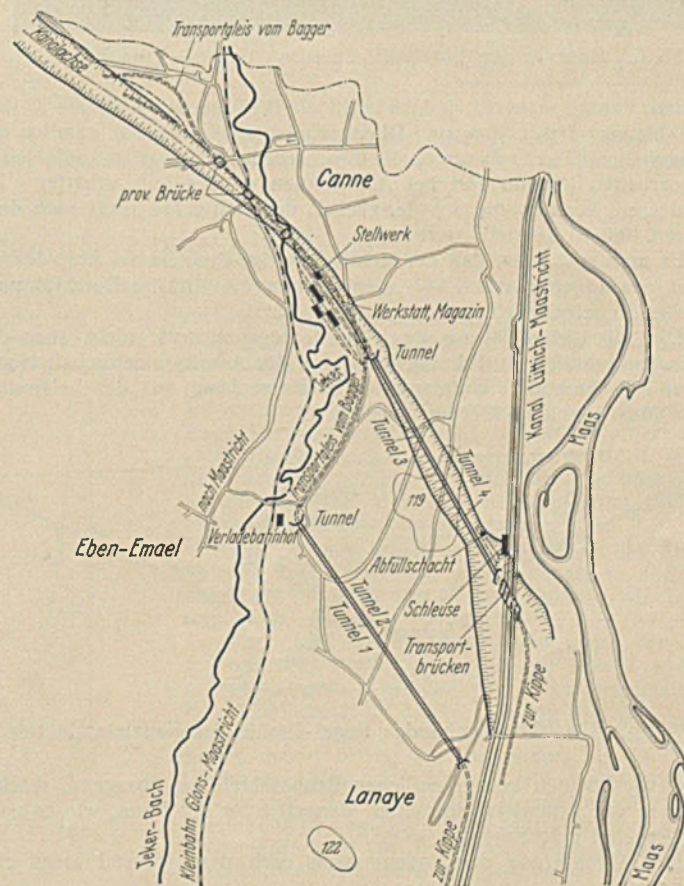


Abb. 4. Lageplan des Tunnels für den Abtransport der Abtragmassen nach den Kippstellen im Maastal.

Wie aus späteren Unterhaltungen mit den zur Besichtigung der in Ausführung stehenden Arbeiten erschienenen früheren Mitbewerbern festgestellt werden konnte, hatten die übrigen Anbieter den Abtrag des vorhandenen Mergelfelsens falsch eingeschätzt und in der Hauptsache Schwierigkeiten durch die in dem Fels eingelagerten Feuersteinschichten befürchtet. Durch eine Besichtigung der in nächster Nähe liegenden Zementwerke, die diesen Kalkmergel für ihre Zementfabrikation ver-



Abb. 5. Die Abzweigung des neuen Kanals vom Maas-Kanal.

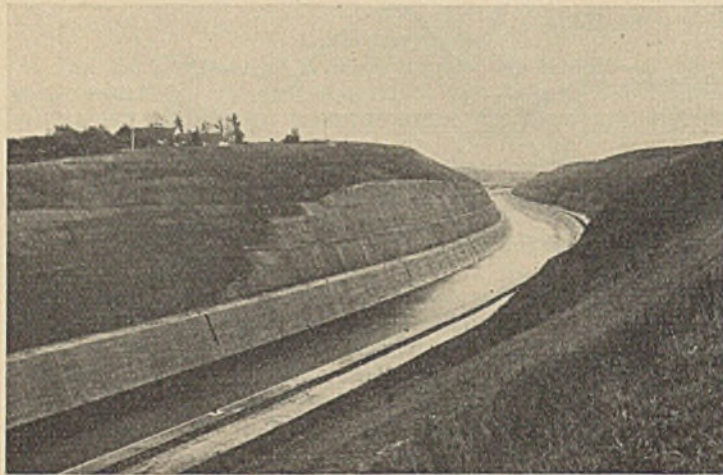


Abb. 6. Blick in den Einschnitt zwischen Canne—Vroenhoven.

arbeiten, konnte man sich jedoch leicht ein Bild machen über die Kosten des Abtrages dieses Felsens. Dieser Kalkmergelfelsen hat nämlich die Eigenschaft, daß er, solange er die Bruchfeuchtigkeit besitzt, sehr leicht zu bearbeiten ist und erst bei Austrocknen an der Luft erhärtet. Infolgedessen konnten die Schwierigkeiten des Abbruches nicht nach dem äußeren Befund beurteilt werden.

Es mag auch sein, daß das recht schwierige Problem der Abförderung dieser gewaltigen Massen, vor allen Dingen die Art der Durchführung, manchen in seiner Kalkulation beeinflusst hat.

Die glückliche Lösung des Abförderungsproblems, nicht aber der anscheinend billige Ausführungspreis, hat der Arbeitsgemeinschaft Hochtief und Dyckerhoff & Widmann im Zusammenhang mit der belgischen Firma Monnoyer den Auftrag eingebracht.

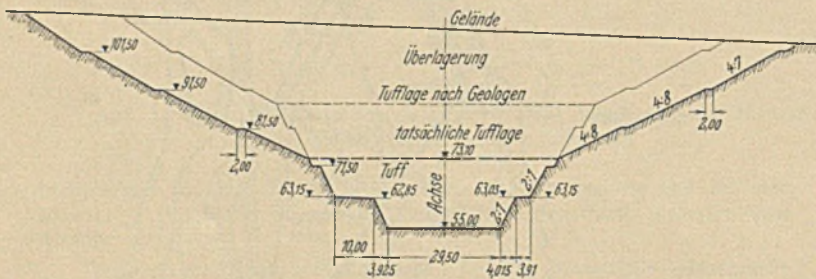


Abb. 7. Die 3 maßgebenden Regel-Profile des Kanaleinschnittes.

Bevor ich nun zur eigentlichen Baubeschreibung übergehe, möchte ich noch das Abförderungsproblem darstellen in der Form, wie es nach dem Angebot gelöst werden sollte.

Der Abförderung der Bodenmassen nach dem Maastal stand entgegen:

1. der steile Bergrücken zwischen Maas und Jeker, der sich bis auf Kote 125 erhob, während das Maastal durchschnittlich in diesem Abschnitt auf 53,0 liegt,
2. eine am linken Kanalufer befindliche Zementfabrik,
3. der Umstand, daß die Kippen sich auf beiden Seiten des im Betrieb befindlichen Kanals Lüttich—Maastricht befanden.

Die meisten Bewerber sahen nur Tunnel in dem Kanaleinschnitt Maas—Jeker vor. Einige Firmen hatten, um die Kippen links des Kanals zu erreichen, dessen zweimalige Überkreuzung vorgeschlagen. Andere Firmen hatten, um die zweimalige Überkreuzung des Kanals zu ver-

meiden, mit dem Zementwerk Lanaye ein Abkommen geschlossen, das ihnen die erforderliche Durchfahrt durch deren Gelände gestattete. Dafür hatte aber die Fabrik den nicht unerheblichen Betrag von 40 Mill. Bfrs. gefordert.

Bei der von der Arbeitsgemeinschaft Hochtief-Dyckerhoff & Widmann vorgesehenen Lösung war es nicht notwendig, das Gelände der Zementfabrik Lanaye zu benutzen. Sie sah (wie aus Abb. 4 hervorgeht) zwei Tunnelpaare vor, und zwar das eine Paar in der Kanalachse, womit die Kippen auf dem rechten Kanalufer bedient wurden, und ein zweites Tunnelpaar zwischen Emael und Lanaye, wodurch die Kippen der linken Kanalseite ohne Überkreuzung des Kanals erreicht wurden.

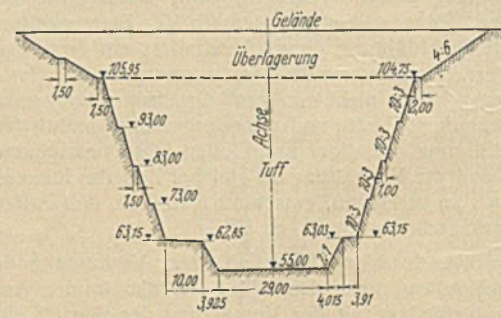
Diese Lösung der getrennten Bedienung der Kippen durch zwei Tunnelpaare ermöglichte wesentlich höhere Förderleistungen, und von den Förderleistungen allein hing wiederum die Bauzeit ab. Von seiten der Bauverwaltung wurden die Vorteile dieser Lösung des Abförderungsproblems richtig erkannt, und dies war auch der Grund des Auftrages an die deutsche Firmengruppe. — Auf das große Interesse der Bauverwaltung an einer Verkürzung der Bauzeit ist an früherer Stelle hingewiesen worden.

Der Vorschlag hatte aber noch weitere Vorteile. Wie aus Abb. 2 zu ersehen, mußte die vorhandene Zementfabrik wegen der Abzweigung des Kanals näher an die holländische Grenze gelegt werden. Durch ein zwischen den Anliegerstaaten bestehendes Abkommen vom Jahre 1863 war es nicht gestattet, innerhalb einer Entfernung von 150 m beiderseitig des Talweges der Maas an dem bestehenden Zustande etwas zu ändern oder Bauten zu errichten, die eine Verengung des Hochwasserdurchflußprofils nach sich ziehen würden.

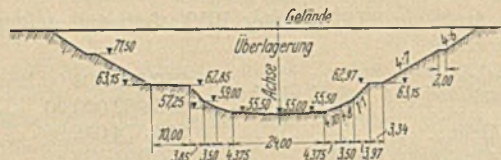
Die Bauverwaltung hatte daher vorgesehen, auf der in Frage kommenden Strecke, da, wo die Maas sich dem Kanal nähert, statt des Erddammes eine Ufermauer aus Beton zu errichten; immerhin eine erzwungene, aber keine glückliche Lösung. Durch eine Enteignung hätte selbstverständlich das Problem leicht gelöst werden können; aber nach den in Belgien gültigen Gesetzen hätte diese Enteignung womöglich Jahre erfordert und hätte die Inangriffnahme dieses Loses und damit die Fertigstellung des ganzen Kanals verzögert.

Als nun mit Beginn der Bauarbeiten die Besitzer des Zementwerkes erkannten, daß durch die vollständig neue Lösung des Abförderungsproblems ihr Gelände gar nicht mehr benötigt war und sie also auch

nicht mehr die Möglichkeit hatten, von dem Unternehmer hohe Entschädigungen zu erhalten, boten sie der Verwaltung das ganze Zementwerk freiwillig zum Kauf an, und zwar zu einem Preise von 30 Mill. Bfrs., gegenüber 100 Mill. Bfrs., die sie zuerst gefordert hatten. Durch diese sehr hohe frühere Forderung war die Verwaltung gezwungen gewesen (wie aus Abb. 2 hervorgeht), die Abzweigung des Kanals vom Maas-Kanal etwas



Zu Abb. 7.



Zu Abb. 7.

weiter nördlich an eine ungünstigere Stelle zu legen. Durch die Erwerbung des Zementwerkes konnte nunmehr die Abzweigung an die günstigste Stelle — etwas südlicher — gelegt werden.

Durch diese Verlegung wurde das Abförderungsproblem nicht berührt, wohl aber ergaben sich wesentlich höhere Abtragungsmassen, als im Angebot vorgesehen waren.

Abb. 5 u. 6 zeigen den schon fertiggestellten Einschnitt zwischen Maas und Canne und zwischen Canne und Vroenhoven und geben damit ein Bild der Schwierigkeit der Ausführung.

III. Angaben über die Leistungen und Bauzeiten.

Nach dem Angebot waren ursprünglich zu leisten:

- 9 400 000 m³ Überlagerungsboden,
- 9 740 000 m³ Mergelfelsen.

Die Errechnung dieser Massen beruhte auf dem von der geologischen Anstalt erkundeten Profil. Gleich nach Inangriffnahme der Vorarbeiten stellte sich heraus, daß diese Angaben unrichtig waren, und es mußte durch Vornahme einer großen Anzahl von Bohrungen die richtige obere Lage der Mergelfelsen festgestellt werden.

In dem Längsprofil der Abb. 3 ist das der Ausschreibung zugrunde liegende geologische Profil und dessen tatsächliche Lage dargestellt.

Die tiefere Lage des Mergelfelsen hatte zur Folge, daß das Kanalprofil an verschiedenen Stellen verbreitert werden mußte. Diese Verbreiterung ist in Abb. 7 dargestellt.

Trotz der Verengung des rechtseitigen Leinpfades von 10 auf 5 m und Zulassung von steileren Böschungen im Überlagerungsboden, erhöhten sich die Abtragmassen bedeutend. Zuzüglich der Mehrmassen durch die vorerwähnte Achsverlegung im Abschnitt Maas—Jeker und einer nachträglich beschlossenen Erweiterung der Schiffahrtrinne für Schiffe von 1350 auf 2000 t waren nunmehr zu leisten:

1. Überlagerung: 16 800 000 m³
2. Mergelfelsen: 7 000 000 m³ } zus. 23 800 000 m³

gegenüber 19 000 000 m³ der Ausschreibung.

Bei Abgabe des Angebotes hatte die Arbeitsgemeinschaft, wie schon erwähnt, sich verpflichtet, die auf 8 Jahre festgestellte Bauzeit um 2 Jahre auf 6 Jahre zu verkürzen. Als die endgültig zu leistenden Massen festlagen, wurde für die Mehrmassen eine im Verhältnis der Mehrmassen zu den ursprünglich vorgesehenen Massen ermittelte Verlängerung der Bauzeit um 440 Tage und für die Mehrmassen der Schiffahrtrinnenerweiterung um 92 Tage genehmigt. Gleichzeitig aber brachte die Bauverwaltung zum Ausdruck, daß sie hoffe, daß trotz der erhöhten Massen in der zuerst genannten Bauzeit von 6 Jahren der Bau beendet werden würde. Auf Grund der bis dahin schon feststehenden Ergebnisse konnte dies zugesagt werden.

Als dann bei dem guten Fortschreiten der Arbeiten die Baudirektion die Möglichkeit kommen sah, wenigstens den Teil des Kanals zwischen Lüttich und Neerhaeren fertigzustellen und in Betrieb zu nehmen, ehe Holland den Juliana-Kanal fertigstellen und in Betrieb nehmen konnte, richtete die Bauverwaltung die Anfrage an die Arbeitsgemeinschaft, ob es dieser möglich sei, die Bauzeit noch um 1 Jahr auf 5 Jahre zu ermäßigen. In Verhandlungen, die dieserhalb geführt wurden, wurde die Einigung erzielt und gegen Erhöhung der Prämie für jeden Tag der früheren Fertigstellung die Verpflichtung übernommen, zum 1. April 1935 den Bau zu Ende zu führen.

Tatsächlich wurde der Bau aber durch Einsatz weiterer Geräte in noch

kürzerer Zeit fertiggestellt, und es konnte schon am 16. Oktober 1934, nach Beendigung der Arbeiten der anschließenden Baulose, in Gegenwart des Königspaares der Kanal eröffnet und dem Betriebe übergeben werden.

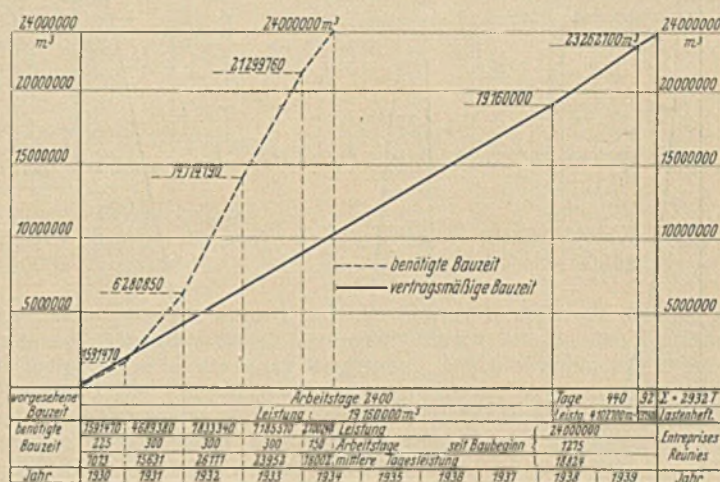


Abb. 8. Graphische Darstellung der tatsächlichen Bauzeiten und Leistungen im Gegensatz zu den vertragsmäßigen.

Die Bauzeit, die der Ausschreibung zugrunde lag, war 8 J.
 Durch Massenvermehrung über Leinpfad 440 Tage Terminverlängerung . . . 1 J. 5 M. 15 T.
 Durch Massenvermehrung für Erweiterung der Schiffahrtrinne Terminverlängerung 92 Tage 3 M. 17 T.
 Das Jahr zu 300, der Monat zu 25 Tagen gerechnet

Baubeginn: 15. Januar 1930
 Bauende: 7. Juli 1934
 Tatsächliche Bauzeit: 4 J. 5 M. 22 T.
 Erspart 5 J. 3 M. 10 T.

In Abb. 8 sind die vertragsmäßigen Leistungen und Bauzeiten den tatsächlichen gegenübergestellt. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Die Entwicklung des Entwurfs für die Zillierbachtalsperre.

Von Regierungsbaumeister Forner, Wernigerode.

Die Bestrebungen, die Wasserversorgung der Stadt Wernigerode mit ihren Unzulänglichkeiten auf Talsperrenwasser umzustellen, führten schon im Jahre 1928 dazu, daß die Stadt einen Spezialingenieur annahm, der die Möglichkeiten untersuchen und einen Entwurf aufstellen sollte. Als Träger des Vorhabens kam zunächst nur die Stadt Wernigerode selbst in Frage, die aber mit ihrer geringen Einwohnerzahl und durch die Lasten

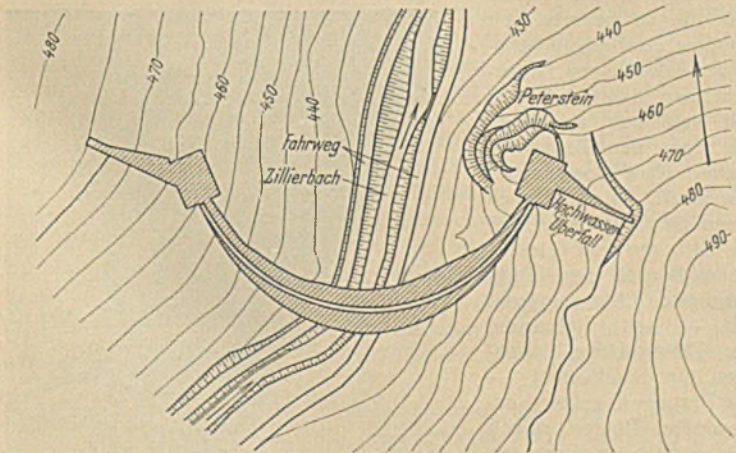


Abb. 1.

der ständig wachsenden Erwerbslosigkeit finanziell nicht stark genug war, die anfangs recht großzügig aufgestellten Entwürfe verwirklichen zu können. Daher wurde der Plan einer Gewichtstaumauer am Kalten Tal aufgegeben und eine für eine kleinere Mauer günstigere Stelle im Zillierbachtal, 2,5 km oberhalb des Kalten Tales, als Sperrstelle ausersehen.

Die Talsohle liegt hier auf Ord. NN + 432 m. Der linke Talhang bildet einen großen vorspringenden Bogen. Am rechten Hang liegt etwas vorgeschoben eine Klippe, der Peterstein. Das Tal ist also verhältnis-

mäßig eng. Der Entwurfsbearbeiter glaubte daher, an dieser Stelle eine Bogenstaumauer günstig gestalten zu können. Nachdem der Plan mit Rücksicht auf die Kostenfrage zweimal auf kleinere Abmessungen umgeändert worden war, verblieb der Entwurf für eine Bogenstaumauer vom 28. Februar 1931, der nur noch einen Kostenaufwand von 1,7 Mill. RM erfordern sollte (Abb. 1 u. 2). Doch auch dieser Entwurf wurde seinerzeit nicht ausgeführt, weil sich die Stadtverwaltung außerstande sah, den Bau zu finanzieren und das erhebliche Risiko allein zu tragen.

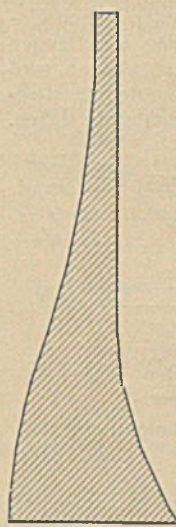


Abb. 2.

Die Arbeitbeschaffungsmaßnahmen des Dritten Reiches ließen den Plan wieder aufleben, und zwar übernahm nunmehr die Provinz Sachsen die Trägerschaft.

Grundlage für die Ausführung sollte der obige Entwurf sein. Der Hauptteil der Mauer war als großes liegendes Gewölbe von 60 m wassersseitigem Kronenhalbmesser, 135° Öffnungswinkel, 111 m Sehnenlänge und rd. 36,5 m Stich gedacht. Im Bogenscheitel betrug die Mauerhöhe rd. 40 m, die Fußbreite 13 m. Die Kronenbreite sollte mit 2 m durchlaufen. Bis 20 m unter Krone legten sich die Mauerkämpfer gegen den Fels. Darüber waren künstliche Widerlager in Form von Betonblöcken vorgesehen, weil die Talflanke linksseitig zu flach und der rechtsliegende Peterstein nicht hoch genug war. Der Anschluß zwischen Talhang und Widerlagern wurde durch kleine Gewichtstaumauern hergestellt, von denen die rechtsseitige als Hochwasserüberfall dienen sollte.

Es galt zunächst, diesen Entwurf einer genaueren Nachrechnung zu unterziehen, da die erste Durchrechnung nur eine grobe Annäherung darstellte. Diese Aufgabe wurde einem Sachverständigen übertragen. Die schwierige Form der Mauer, deren untere Teile im Scheitel nach der Wasserseite vorgezogen waren, um auch für die unteren Bogen große Zentriwinkel bei kleinen Halbmessern zu erzielen, veranlaßten den Sachverständigen, eine Vereinfachung der Form im Interesse leichter Ausführung vorzuschlagen. Die Wasserseite sollte eine senkrechte Zylinder-

fläche werden (Abb. 3) und dafür eine erhebliche Verstärkung an den Kämpfern vorgesehen werden. Beide Systeme wurden mit Hilfe experimenteller Statik untersucht.

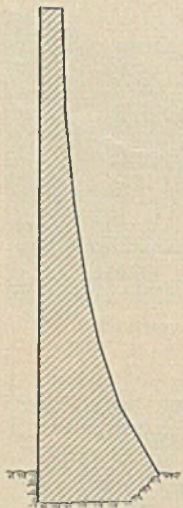


Abb. 3.

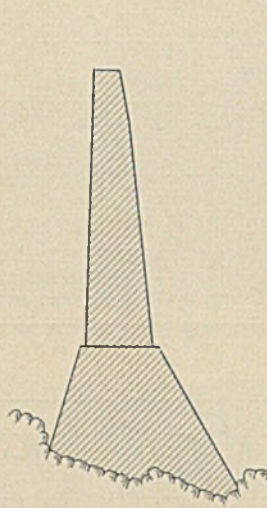


Abb. 4.

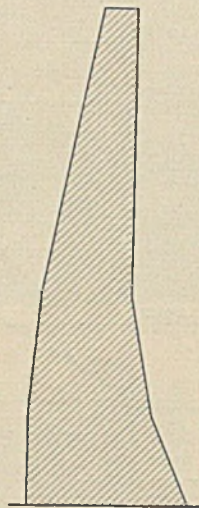


Abb. 6.

Das Ergebnis der statischen Berechnung zeigte bald, daß die Ausführung dieser Mauern wegen der viel zu hohen Betonzugspannungen kaum in Betracht kommen konnte. Während der Sachverständige die Berechnung noch weiter durchführte, wurde daher die mit der Ausführung des Bauwerks betraute Arbeitsgemeinschaft mit der Aufstellung von Vergleichsentwürfen beauftragt. Sie legte fünf Entwürfe vor, und zwar die ersten drei als die einer Bogenstaumauer mit einer großen, das ganze Bauwerk schneidenden waagerechten Fuge in drei verschiedenen Höhenlagen mit dem Zweck, hierdurch die in der Berechnung des Vorentwurfs gemachte Annahme, die Mauer wirke nur in dem oberen Teil als liegendes Gewölbe, im unteren Teil als Gewichtsmauer einwandfrei zu verwirklichen. Diese Entwürfe, die hinsichtlich der Kosten günstig lagen, begegneten einerseits dem Bedenken, daß die große Fuge (Abb. 4), in der

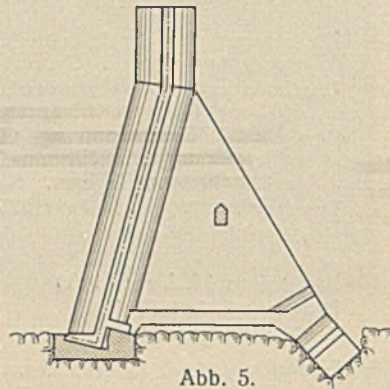


Abb. 5.

ganz erhebliche Gleitbewegungen zu erwarten waren, sehr schwierig auszuführen, und daß diese immer ein schwacher Punkt der Mauer sein würde. Andererseits wurde dagegen eingewandt, daß man sich zusätzliche Sicherheiten aus rein theoretischen Bedenken verschere. Der vierte Entwurf brachte eine Gewichtstaumauer ohne Besonderheiten und der fünfte eine Rundkopfmauer ähnlich der unter dem Namen Noetzi-Mauer bekanntgewordenen Bauart, jedoch mit einer statisch übersichtlicheren Art der Auflagerung am Baugrunde (Abb. 5).

Die Berechnung der Bogenstaumauer hatte sich inzwischen weiterentwickelt, und es wurde ein abschließendes Gutachten hierzu von einem weiteren Sachverständigen eingeholt, das die Unmöglichkeit ihrer Ausführung durch Vergleich mit ausgeführten Mauern klar herausarbeitete. Gleichzeitig wies diese Arbeit den Weg für eine andere, zweckmäßigere Bemessung einer solchen Sperre.

Unter Beachtung dieses Hinweises stellte nunmehr das Talsperrenbauamt in Wernigerode einen neuen Bogenmauerentwurf auf (Abb. 6). Die Querschnitte der Mauer wurden so bemessen, daß sich die Spannungen aus der Zylinderformel, nach der diese Sperren im Auslande fast ausschließlich berechnet werden, innerhalb der bei ausgeführten Bauwerken beobachteten Grenzen hielten. Durch weitere Schürfungen am Peterstein und durch genauere Prüfung der statischen Verhältnisse am rechten Widerlager war die Notwendigkeit festgestellt worden, den rechten Mauerflügel noch um 10 m gegen den Berg zu verschieben. Um jedoch die Lage am linken Widerlager beibehalten zu können, wurde der Halbmesser des neuen Entwurfs um 5 m vergrößert. Dadurch schob sich die ganze rechte Mauerhälfte am Talhang empor und kam nun leider an eine Stelle, an der die Bogen tangente mit den Höhenlinien parallel liefen. Dieser Entwurf wurde der Arbeitsgemeinschaft zur Durchrechnung und zum wirtschaftlichen Vergleich mit den früher vorgelegten Entwürfen übergeben.

Es zeigte sich nun, daß der neue Entwurf zwar statisch einwandfrei war, daß aber die ungünstige Lage der Bogen am rechten Hang wirtschaftlich sehr nachteilige Folgen hatte, da der Aushub an dieser Stelle geradezu groteske Ausmaße annahm. Das Ergebnis war, daß die Bogenmauer nunmehr teurer kam als die Gewichtstaumauer. Nur ganz unwesentlich günstiger lag die Bogenmauer mit waagerechter Fuge, während die Rundkopfmauer etwa 10% weniger Kosten erforderte als die Gewichtstaumauer. Die Bogenstaumauer schied demnach endgültig aus. Zu der Mauer mit waagerechter Fuge konnte man sich wegen technischer Bedenken nicht entschließen, besonders, da sie gegenüber der Gewichtstaumauer nur unwesentliche Vorteile bot.

Es standen noch die letztere und die Rundkopfmauer zur Wahl. Der geringe Preisunterschied zwischen beiden konnte gegenüber den Bedenken, die gegen eine zweckmäßige Dichtung zwischen den Rundköpfen bei einer Anlagefläche von nur 1,3 m Breite erhoben wurden, nicht ins Gewicht fallen. Die Entscheidung fiel also zugunsten der Gewichtstaumauer.

Die Bauausführung wurde sofort mit Nachdruck begonnen. Bereits in diesem Winter wird der Zillierbach durch die Stollen des Grundablasses geleitet werden, so daß der Baugrund in der Talsohle ohne besondere Vorkehrungen freigelegt werden kann. Es ist zu erwarten, daß mit dem Einstau bereits im Herbst 1935 begonnen wird.

Alle Rechte vorbehalten.

Einstielige Bahnsteigüberdachungen.

Von techn. Reichsbahn-Oberinspektor Strothotte, Kassel.

Der Zweck der Bahnsteigüberdachungen, die Reisenden gegen Unbilden der Witterung zu schützen, besonders auch schräg einfallenden Regen oder Schnee so weit wie möglich von den Reisenden abzuhalten, wird um so besser erfüllt, je weiter die Dachflächen seitlich über die Bahnsteigkanten hinwegreichen und je niedriger sie über dem Bahnsteig liegen. Geringe Höhe ist zum guten Seitenschutz namentlich bei schmalen Bahnsteigen anzustreben. Auch in statischer Hinsicht sind niedrige Bahnsteigdächer günstiger als hohe. In jedem Falle dürfen die Dachflächen seitlich nur so weit geführt werden, daß das Eisenbahnlichtraumprofil frei bleibt. Außerdem müssen sie mindestens so hoch liegen, daß genügend Tageslicht auf den Bahnsteig fällt, auch wenn an beiden Seiten gleichzeitig Züge halten. Die Stützen müssen bis zu einer Höhe von 3,05 m über S.-O. mindestens 3 m von Gleismitte entfernt sein¹⁾. Sie sollen im allgemeinen auch so gestellt werden, daß sie den Verkehr auf dem Bahnsteig möglichst wenig behindern. Bei Überdachungen, die auf Bindern mit zwei Stützen ruhen (zweistielige Binder), bilden die Stützen fühlbare Hindernisse. Aus diesem Grunde werden bei Zwischenbahnsteigen überwiegend Dachbinder mit nur einer Mittelstütze und zwei nach außen ansteigenden Kragarmen (einstielige Binder) verwendet. Die Stützen stehen hierbei in der Achse des Bahnsteiges und behindern dadurch und wegen

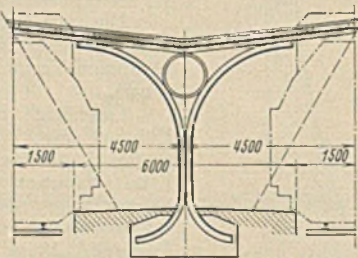


Abb. 1. Bahnsteigüberdachung auf Bahnhof Gandersheim (erbaut 1901).

ihrer geringen Anzahl den Verkehr weniger als die der zweistieligen Binder.

Vergleicht man ältere und die in neuerer Zeit erbauten einstieligen Bahnsteigüberdachungen, so ersieht man, daß ihre Höhen und seitlichen Ausladungen über den Bahnsteigkanten stark voneinander abweichen. Hierzu haben besonders das im Jahre 1928 für Strecken mit elektrischem Betrieb eingeführte erweiterte Lichtraumprofil und — seit Einführung des Elektroschweißverfahrens für Stahlbauten — das Bestreben geführt, geschweißte Binder soweit wie möglich im Werk fertigzustellen und Baustellen-schweißungen zu beschränken oder ganz zu vermeiden.

Wegen der Verschiedenartigkeit der in den letzten Jahren hergestellten Bahnsteigdächer ist es angebracht, zu prüfen, welche

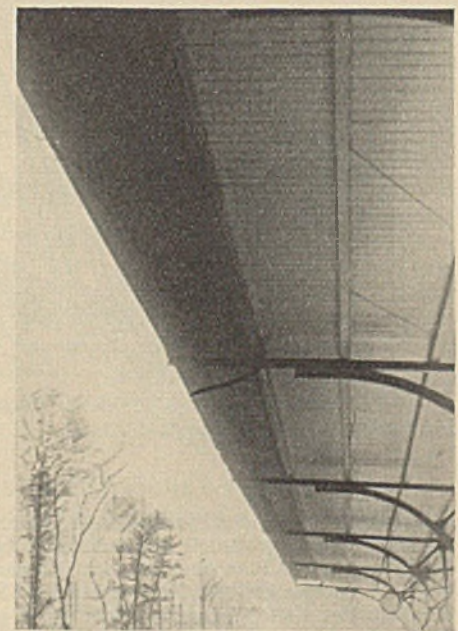


Abb. 2. Untersicht der Bahnsteigüberdachung auf Bahnhof Vorwohle.

¹⁾ § 23 der Eisenbahn-Bau- und Betriebsordnung.

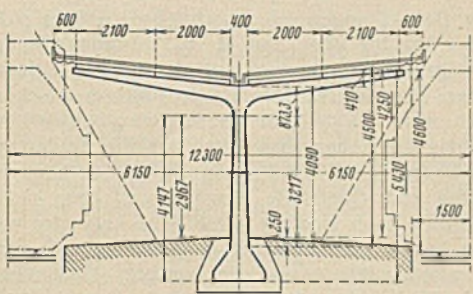


Abb. 3. Musterentwurf für Bahnsteigdächer der preußisch-hessischen Staatseisenbahnen für 9,50 bis 12,30 m Gleisabstand.

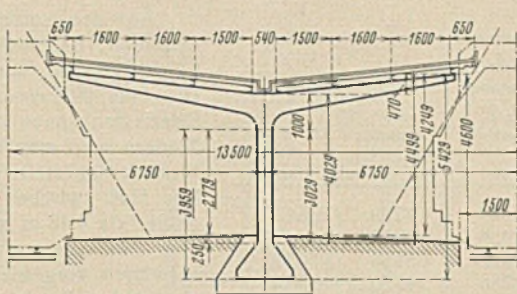


Abb. 4. Musterentwurf für Bahnsteigdächer der preußisch-hessischen Staatseisenbahnen für 12,30 bis 16,50 m Gleisabstand.

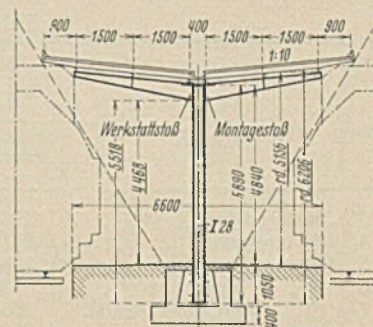


Abb. 5. Bahnsteigüberdachung auf Bahnhof Kolberg.

Höhen- und Breitenabmessungen, von Sonderfällen abgesehen, künftig zu empfehlen sind.

Abb. 1 zeigt eine Überdachung aus dem Jahre 1901. Die Dachflächen reichen über das Lichtraumprofil hinweg bis über die Gleismitten, offenbar zu dem Zweck, einen guten Seitenschutz zu erzielen. Hierbei hat sich jedoch der Übelstand gezeigt, daß die Rauchgase die Dachunterflächen schnell verrußen, den Anstrich zerstören und häßliche schwarze Streifen verursachen, wie Abb. 2 zeigt. Zur Beseitigung dieses Übelstandes werden jetzt vielfach bei solchen Überdachungen an beiden Seiten bis zu rd. 1 m breite Streifen von der Schalung abgeschnitten, so daß der Rauch frei abziehen kann.

Günstiger sind die nach den Musterentwürfen für Bahnsteigdächer der früheren preußisch-hessischen Staatseisenbahnen mit genieteten Bindern ausgeführten Überdachungen vom Jahre 1902. Abb. 3 zeigt einen solchen Musterentwurf für 9,5 bis 12,30 m und Abb. 4 für 12,30 bis 16,50 m Gleisabstand. Die Höhe ist hier geringer und die Vorderkante der Dachfläche bleibt rd. 1,10 m von Gleismitte entfernt, so daß der Rauchabzug nicht behindert wird. Das Regellichtraumprofil ist freigehalten, nicht aber der Raum für die Stromzuführung bei Strecken mit elektrischem Betrieb. Bei Einführung des elektrischen Betriebes kann aber die Dachschalung leicht so weit abgeschnitten werden, daß auch dieser Raum frei wird.

Überdachungen. Es werden auch die Baukosten durch die niedrige Anordnung nicht unwesentlich verringert. Auch hier wurden die Binder in mehreren Teilen im Werk hergestellt. Die Stoßverbindung zwischen Binderstiel und Kragarmansatz (Schnitt a-a), die Verbindung der Stütze mit den Verankerungen im Betonfundament sowie die Verbindungen zwischen den Pfetten und Bindern wurden auf der Baustelle geschweißt.

Abweichend von den bisher genannten ist im Jahre 1933 auf Bahnhof Warburg im Bezirk der Reichsbahndirektion Kassel die in Abb. 8 dargestellte Bahnsteigüberdachung ausgeführt worden, bei der die Binder in der Werkstatt vollständig zusammengeschweißt und als Ganzes zur Baustelle gebracht worden sind. Man konnte sich somit auf Schweißungen im Werk beschränken, die sorgfältiger hergestellt und besser überwacht werden können als auf der Baustelle. Außerdem sollten Baustellen-schweißungen vermieden werden, weil sie bei geringem Umfange teuer sind und auch die Bauzeit verlängern. Abb. 9 zeigt die Verladung dieser Binder auf einem Tiefladewagen. Mit Rücksicht auf das Ladeprofil durfte ihre Höhe zwischen Oberkante Kragarm und Unterkante Fuß höchstens 4,43 m sein. Wegen der breiten Füße sind die Binder in der Längsrichtung gegeneinander versetzt verladen worden, so daß 6 Stück auf einem Wagen befördert werden konnten. Die Binder brauchten dann auf die vorher fertiggestellten Fundamente nur aufgesetzt und mit diesen durch Anker

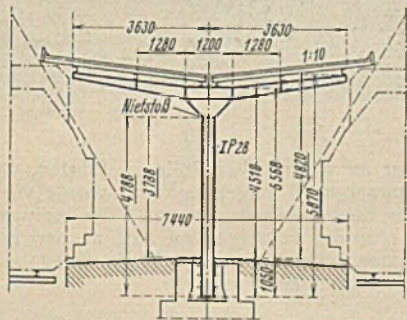


Abb. 6. Bahnsteigüberdachung auf Bahnhof Fürstenberg (Meckl.)

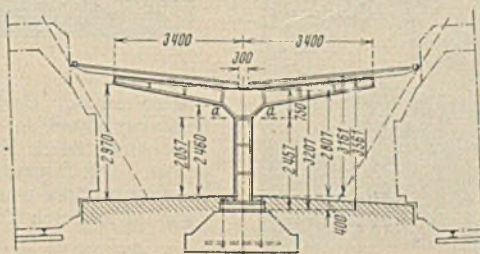


Abb. 7. Bahnsteigüberdachung auf Bahnhof Bremen-Neustadt.

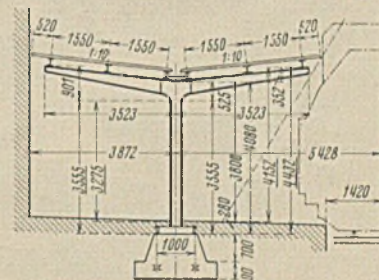


Abb. 8. Bahnsteigüberdachung auf Bahnhof Warburg (Westfalen).

In Abb. 5 ist die im Jahre 1930 ausgeführte geschweißte Bahnsteig-halle auf Bahnhof Kolberg dargestellt²⁾. Bei dieser reicht die Dachfläche über den bis 5,50 m über S.-O. reichenden Raum für Stromzuführung hinweg. Bei einer so großen Höhe bietet die Überdachung auf dem schmalen Bahnsteig nur geringen Schutz gegen schräg einfallenden Regen (s. gestrichelte Linien der Abb. 5). Da diese Binder auf dem Schienenwege nicht im ganzen befördert werden konnten, sind sie im Werk in zwei Teilen hergestellt worden; die Stütze zusammen mit einem Arm und der andere Arm für sich. Letzterer ist dann auf der Baustelle an die Stütze geschweißt worden.

Eine ebenfalls hohe Bahnsteigüberdachung ist im Jahre 1931 auf Bahnhof Fürstenberg (Meckl.) mit den in Abb. 6 angegebenen Abmessungen erbaut worden³⁾. Bei dieser sind die beiden Kragarme in der Werkstatt geschweißt und auf der Baustelle mit der Stütze aus IP 28 vernietet worden.

Wesentlich geringere Höhenabmessungen hat die Bahnsteigüberdachung auf Bahnhof Bremen-Neustadt. Auch hier sind die Binder geschweißt (s. Abb. 7). Direktor bei der Reichsbahn Schlotmann sagt in einer Beschreibung dieser Ausführung⁴⁾: „Die sonst vielfach übliche große Höhe der Bahnsteigüberdachungen ist vermieden. Die Höhe von 2,46 m an den Binderstielen und von 2,97 m an den Enden der Kragarme der Binder genügt vollständig und gibt den auf den Bahnsteigen befindlichen Reisenden gegen schräg einfallenden Regen mehr Schutz als die höheren

verbunden zu werden. Die Bahnsteigkante liegt 0,12 m über S.-O. Bei höheren Bahnsteigen können die Binderfüße auch in das Fundament hineingeführt werden, wie bei den Überdachungen in Kolberg und Fürstenberg. Die Höhe zwischen Dachfläche und Bahnsteigoberkante ist hier um etwa 10 cm geringer als bei den Musterentwürfen der preußisch-hessischen Staatseisenbahnen, jedoch noch rd. 70 cm größer als in Bremen-Neustadt.

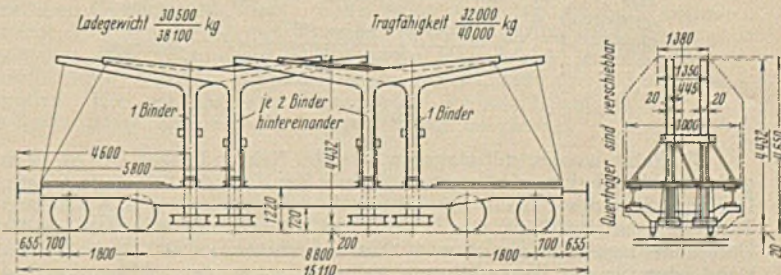


Abb. 9. 6 Binder auf einem vierachsigen Tiefladewagen der DRG verladen.

Zur besseren Übersicht sind die in den Abb. 3 bis 8 unterstrichenen Höhenzahlen in nachstehender Tafel zusammengestellt. Spalte 5 gibt die für Beurteilung der Binderhöhen über dem Bahnsteig und Spalte 6 die für den Versand auf Tiefladewagen maßgebenden Höhenzahlen an.

²⁾ Bautechn. 1930, Heft 53/54, S. 787. — ³⁾ Ebenda 1931, Heft 2, S. 25. — ⁴⁾ Ebenda 1931, Heft 42, S. 623.

Tafel.

1	2	3		4		5		6	
		Höhe des Binderstieles		Höhe des Binders		Höhe des Binders		Höhe des Binders	
		von Oberkante Bahnsteig bis Kragarmansatz	von Unterkante Fuß	von Oberkante Bahnsteig	von Unterkante Fuß	von Oberkante Bahnsteig	von Unterkante Fuß	von Oberkante Bahnsteig	von Unterkante Fuß
Abb.	Bahnsteighalle								
3	Musterentwurf	2967	4147	4250	5430				
4	Musterentwurf	2779	3959	4249	5429				
5	Bahnhof Kolberg	4468	5518	5156	6206				
6	Fürstenberg	3738	4788	4820	5870				
7	Bremen-Neustadt	2057	2457	3161	3561				
8	Warburg	3275	3555	4152	4432				

Aus den vorstehenden Betrachtungen ist zu schließen, daß es sich empfiehlt, Bahnsteigdächer nicht bis über den für die Stromzuführung freizuhaltenden Raum hinwegzuführen, sondern sie niedriger zu halten. Die Hauptabmessungen der Musterentwürfe der preußisch-hessischen Staatseisenbahnen sind auch weiterhin beizubehalten. Bei geschweißten Bindern wird man zweckmäßig die Höhen so wählen, daß die Binder im Werk fertiggestellt und als Ganzes zur Baustelle gebracht werden können. Das Maß zwischen Binderfuß und Oberkante Kragarm darf dann nicht größer als 4,43 m sein. Seitlich kann man die Dachfläche entweder vor dem Lichtraumprofil enden lassen oder vorläufig in der in den Musterentwürfen vorgesehenen Breite ausführen und bei späterer Einführung elektrischen Betriebes durch Abschneiden eines rd. 50 cm breiten Streifens von der Dachschalung profilfrei machen.

Vermischtes.

Grundsätze für die bauliche Durchbildung stählerner Straßenbrücken. Der Deutsche Normenausschuß E. V. hat unterm 20. Oktober 1934 das neue (vorläufige) Normenblatt DIN E 1079 (Entwurf 1) veröffentlicht. Die Einspruchfrist läuft bis zum 10. Februar 1935; Einspruchszuschriften werden in doppelter Ausfertigung an den Deutschen Normenausschuß, Berlin NW 7, Dorotheenstraße 40, erbeten.

Flußunterdükering für die Wasserversorgung von Wayne, Ind. In Eng. News-Rec. 1934, Bd. 113, Nr. 6 vom 9. August, S. 170, ist über die Verlegung eines Dükerrohres für die Wasserversorgung von Wayne, Ind., berichtet. Die Versorgungsleitung besteht aus Stahlrohren von 107 cm Durchm. Die Leitung hat eine Länge von 3750 m und unterschneidet den St.-Joseph-Fluß. Bei der Verlegung des Dükerrohres wurden die für die Leitung an anderen Stellen bereitgestellten Rohrschüsse als Schwimmpontons benutzt, wie dies in Abb. 1 ersichtlich ist.



Abb. 1.

In dem Entwurf war einbegriffen eine neue Wasserreinigungsanlage in der Nähe des Geschäftsbezirks der Stadt zwecks Entnahme des Wassers aus dem Fluß, die unterhalb eines neuen Betondammes durch Pumpenförderung bewirkt wurde. Im Zuge dieser Zuleitung zur Reinigungsanlage, die durch Teile der Innenstadt hindurchführt, liegt auch die Unterdükering des St.-Joseph-Flusses.



Abb. 2.

Die Rohre wurden mit längsgeschweißter Naht in Längen von rd. 12 m geliefert, bis auf einzelne Anschlußstücke in der Nähe der Schlieberschächte. Der zum Stau des Flusses seit einigen Jahren bestehende Damm besitzt Trommelwehre, wodurch der Wasserstand während des Sommers an der Unterdükeringstelle um etwa 1,20 m abgesenkt werden kann, ein Umstand, der für die Bauausführung beim Absenken des Dükerrohres auf Schwimmpontons benutzt wurde. Zunächst wurde eine Rinne in der Flußsohle bis zu einer Tiefe von etwa 6,50 m unter dem normalen Flußwasserstand ausgebaggert. Das Baggergut wurde im Schutze einer Spundwand neben der ausgebaggerten Rinne abgesetzt und nach Absenken des Rohres zur Überfüllung verwertet, wobei der Wasserstand durch das Wehr abgesenkt wurde. Die einzelnen Rohrschüsse des Dükers im unteren waagerechten Ast wurden vernietet und durch Verschweißung der Nietköpfe an der Innen- und Außenseite gedichtet. Nach dem Aufbringen eines Betonmantels von 15 cm Dicke wurde das Dükerrohr durch Einschwimmen bei

gehobenem Wasserspiegel abgesenkt. Hierbei waren bereits die beiden Krümmerstücke für die aufsteigenden Äste des Dükers angeschlossen. Erst nach entsprechender Absenkung folgte dann der Anschluß der oberen Krümmer. Die Absenkung konnte an der einen Seite des Flusses genau nach dem vorgesehenen Maß vorgenommen werden, während sich auf der anderen Seite ein zulässiger Höhenunterschied von nur wenigen Zenti-

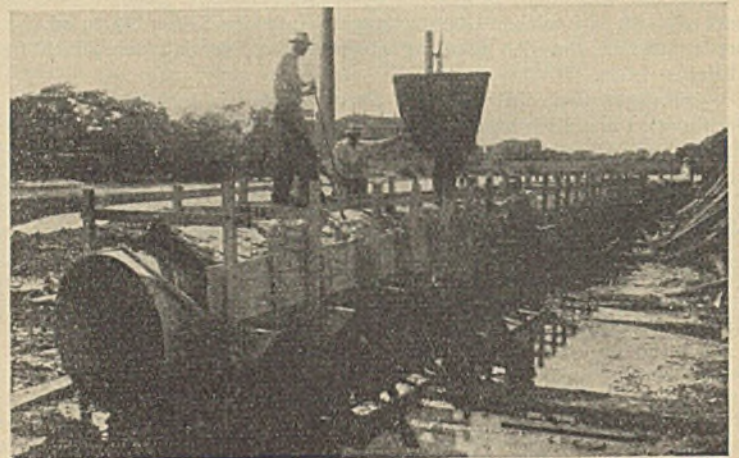


Abb. 3.

metern ergab. Der Düker, der an einem über Rollen geführten, durchgehenden Kabel an den Schwimmpontons aufgehängt war, wurde vor der Absenkung durch Herausziehen dieses Kabels von den Schwimmpontons gelöst. Die Betonumkleidung für die aufsteigenden Äste an den Enden des Dükerrohres wurde teils unter, teils oberhalb des Wasserspiegels, und zwar im letzteren Teile in Holzschalungen hergestellt.

Oberflächen-Betonrüttler. Um die Eigenschaften von Beton zu verbessern, nimmt man möglichst wenig Anmachwasser. Den Beton muß man aber dann durch Rütteln verdichten, wobei der Beton eine laufende Rieselbewegung erhält und alle Hohlräume infolge des damit verbundenen Entziehens der Luft und des etwa überschüssigen Wassers mit festen Bestandteilen ausgefüllt werden. Die Rüttelgeräte (Innenrüttler, Oberflächenrüttler, Außenrüttler, Vereinigungen von Oberflächen- und Innenrüttlern) werden durch Druckluft oder elektrischen Strom angetrieben. Um von den für den Betrieb dieser Geräte nötigen Zuleitungen oder Zusatzeinrichtungen unabhängig zu werden, sind die Oberflächenrüttler (von Heinrich Frisch, Augsburg) mit Antrieb durch einen Verbrennungsmotor versehen worden.

Bei dem einen Rüttler mit einer Schwing-Grundplatte (Abb. 1) treibt

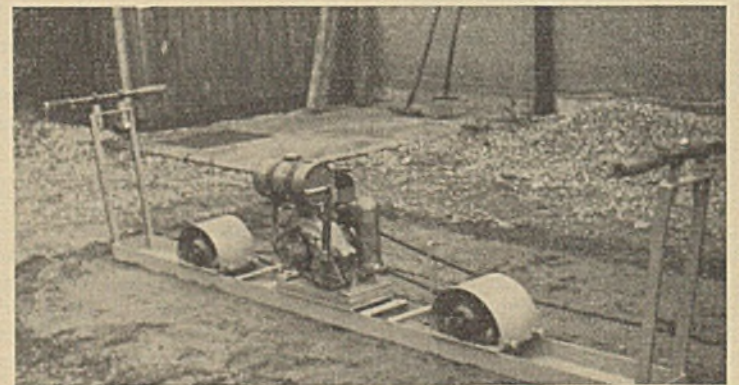


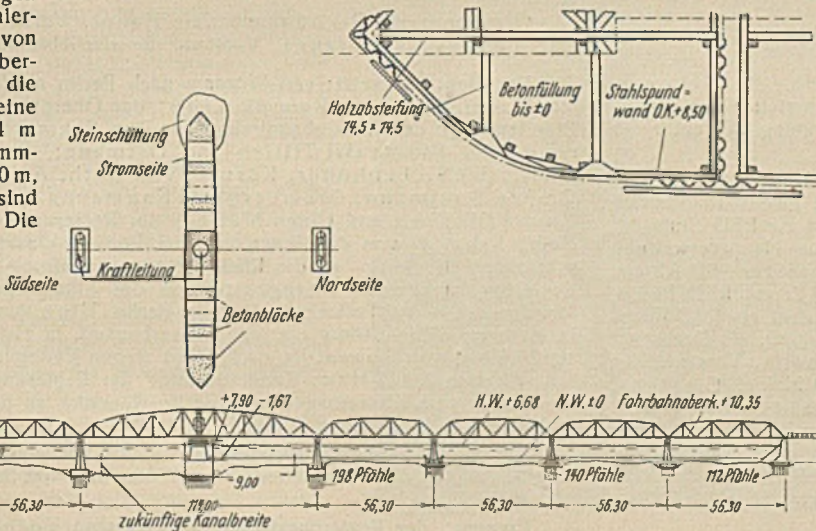
Abb. 2. Oberflächen-Bohlenrüttler für Betonstraßenbauten mit Antrieb durch Benzinmotor.

der 2-PS-DKW-Motor durch einen Riemen die beiden auf einer gemeinsamen Welle befestigten Rüttelscheiben an. Die Scheiben sind einseitig durch Massen belastet und erzeugen infolge der Fliehkräfte bei rascher Drehung Schwingungen, die durch die Welle und deren Lager auf die Grundplatte übertragen werden. Die Holme, mit denen das Gerät von der einen Stelle nach der anderen gesetzt wird, haben Gummihandgriffe und sind am Gerät durch Federn befestigt, damit die Schwingungen möglichst wenig auf die Arme der Bedienungsleute übertragen werden. Der Antriebsmotor ist auf Isolierplatten befestigt, um von ihm die Schwingungen ebenfalls möglichst fern zu halten.

An dem anderen Gerät mit einer langen, schmalen Schwingbohle (Abb. 2) sind die beiden Rüttelscheiben voneinander getrennt, damit sich die Schwingungen gleichmäßig über die ganze Bohle verteilen. Die Traggriffe sind auch mit Gummi überzogen und an den U-förmigen Trägern federnd befestigt. Diese Bauart ist für den Betonstraßenbau geeignet, während die vorhergehende für Betonarbeiten sonstiger Art verwendet wird.

Die Schwingplatte und -bohle schwingen nicht nur in der gewöhnlichen Art, sondern pendeln auch in der Ebene der Schwingrichtung hin und her, so daß beide Geräte sägeartig in den Beton eindringen. R.—

Pfeilergründung für eine Drehbrücke über den Saguenay-Fluß in Quebec. Zur Verbindung der Stadt Chicoutimi am Südufer des Saguenay-Flusses mit der Stadt Ste. Anne de Chicoutimi am gegenüberliegenden Ufer wurde im Jahre 1932 der Bau einer Straßenbrücke, bestehend aus sechs festen Tragwerken und einer Drehbrücke begonnen. Die Brücke verkürzt die Verbindung zwischen den beiden Städten um 65 km. Die Stadt Chicoutimi, die etwa 110 km vom St. Lorenz-Fluß entfernt liegt, ist starken Einwirkungen durch schwankenden Wasserstand und Vereisungen ausgesetzt, so daß der die Drehbrücke tragende Mittelpfeiler sorgfältig gegründet und gesichert werden mußte. Die sechs gleichen Öffnungen werden von stählernen Tragwerken von 56 m Stützweite überbrückt, während die Drehbrücke eine Länge von 114 m hat. Die Fahrdammbreite beträgt 6,10 m, die Seitenwege sind 1,50 m breit. Die



Fahrdammdecke besteht bei den festen Brückenträgern aus Eisenbeton, bei der beweglichen Brücke aus Holz. Der Pfeiler für die Drehbrücke wird von einem Eisenbetonzylinder von 8,5 m Durchm. mit Querverstärkungen gebildet. Die Gründung des Pfeilers hat eine Höhe und einen Durchmesser von 15 m. Zum Schutze der Brücke im ausgeschwenkten Zustande wurden besondere Unterstutzungen zwischen Stahlpundwänden vorgesehen. Mit dem Bau dieser Unterstutzungen wurde in dem stromaufwärts gelegenen Teile unter besonderer Sicherung gegen Eisgang während der Winterszeit begonnen. — Die Gründungen stehen alle auf hölzernen Pfählen. —s—

Deutscher Reichsbahn-Kalender 1935. 9. Jahrgang.¹⁾ Herausgegeben vom Pressedienst der Deutschen Reichsbahn. Leipzig 1934. Verlag Konkordia Reinhold Rudolph. Preis 3,20 RM.

Der kurz vor Ende 1934 erschienene (9.) Jahrgang 1935 des beliebten Abreiß-Kalenders steht in der Hauptsache unter dem Leitworte: „100 Jahre deutsche Eisenbahnen“. Das deutsche Eisenbahnwesen, so wie es war und wurde, in seinen mannigfachen Erscheinungsformen, im Bahnbau, im Fahrzeugbau, im Verkehr, im Betriebe und in der Tarifentwicklung, wird mit den der Eisenbahngeschichte gewidmeten 75 Blättern des Kalenders an dem Benutzer allmählich vorüberziehen und zu kritischen Vergleichen mit den Bildern und Texten über die heutigen Leistungen der Reichsbahn anregen. Manch alter Freund der Eisenbahn wird dabei vielleicht an frühere, längst geschwundene Eindrücke erinnert werden, und dem Fachmanne werden die geschichtlichen Blätter oft ein Vermächtnis verstorbener Berufskameraden für seine heutige Tätigkeit bedeuten. Auch sein heutiger Dienst wird sich namentlich in den

¹⁾ Besprechung des (8.) Jahrgangs 1933 s. Bautechn. 1934, Heft 3, S. 40.

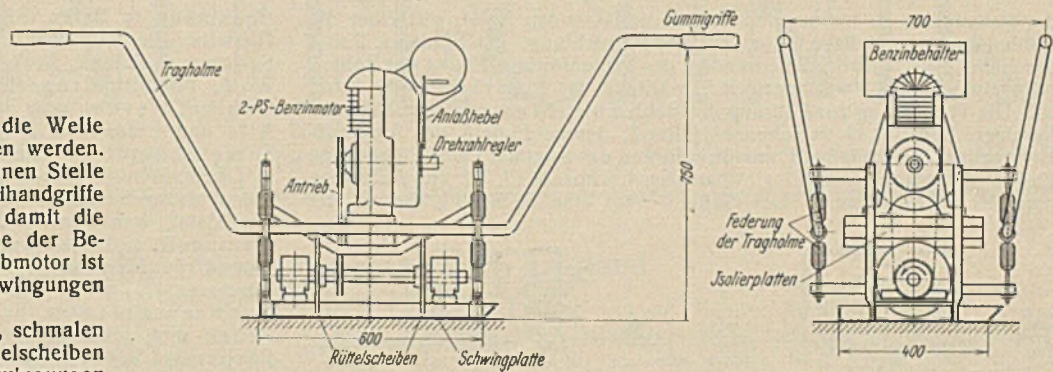


Abb. 1. Oberflächen-Plattenrüttler mit Antrieb durch Benzinmotor.

13 Blättern, die „dem Eisenbahner und seiner Reichsbahn“ gewidmet sind, widerspiegeln.

Fünf alte Stiche und Steinzeichnungen lassen erkennen, wie schon vor Jahrzehnten unser Volk gern „mit der Eisenbahn durch deutsche Lande“ fuhr. Die Reisen, die diesmal „mit der heutigen Reichsbahn durch deutsche Lande“ unternommen werden, gelten besonders dem deutschen Osten. So sind von den 28 hübschen Blättern, die unter diesem Leitworte stehen, etwa die Hälfte den schönen, vielfach leider noch zu wenig bekannten Landschaften der deutschen Ostmark gewidmet, andere sind für die Grenzgebiete in Süd und West vorgesehen.

10 Bilder bringen „Technisches von der Reichsbahn“, 13 zeigen „den Eisenbahner in seinen verschiedenen Tätigkeiten“, 9 vermitteln endlich „die Beziehungen der Reichsbahn zum neuen Staat“.

So bringt der neue Jahrgang des Kalenders mit seinen insgesamt 157 Blättern in trefflicher Ausstattung einen inhaltreichen Ausschnitt aus deutscher Pionierarbeit im Dienste des Verkehrs und eine anschauliche Darstellung des unermüdlchen Strebens der Reichsbahn, auch gegenwärtig die ihr gestellten schwierigen Aufgaben mit den technisch vollkommensten Mitteln zu lösen. Er sei darum jedermann zur Anschaffung und aufmerksamen Benutzung warm empfohlen. Ls.

Zuschrift an die Schriftleitung.

Kritische Betrachtungen über die Sicherheit weitgespannter Massivbogen anhand durchgerechneter Beispiele. So sehr ich auch für die Erhöhung der zulässigen Beanspruchungen der Baustoffe eintrete, so wenig kann ich mich mit dem befreunden, was Prof. Dr.-Ing. Dischinger in dem vorstehend genannten, in Bautechn. 1934, Heft 50, erschienenen Aufsätze anregt und zur Erörterung stellt.

Mörsch hat darauf hingewiesen, daß es gewisse Bauunternehmer gibt, die immer wieder versuchen, das dem Eisenbetonbau unangenehme Biegemoment durch Rechenkünste wegzuputzen (Quellenangabe auf Anfordern). Außer dem Biegemoment gehört das hohe Eigengewicht der Eisenbetonkonstruktion zu den unerwünschten Sachen solcher Bauunternehmer.

Die Anregungen Dischingers laufen darauf hinaus, zwei lästige Fliegen mit einer Klappe zu schlagen. Die Klappe sieht so aus: Es werden bei Brücken (und dann wohl allgemein bei allen Baukonstruktionen) zwei Sicherheitsgrade eingeführt: n für das Eigengewicht und m für die Verkehrslast. n ist natürlich bedeutend kleiner als m , sonst hätte ja die ganze Anregung keinen Zweck. Dischinger schlägt $n = 0,5 m$ vor, d. h. das Eigengewicht des Eisenbetons stände mit der Hälfte seines wirklichen Gewichts zu Buche. Eine Fliege wäre tot (das hohe Eigengewicht des Eisenbetons), nun kommt die zweite an die Reihe (das unangenehme Biegemoment). Während das Eigengewicht in jedem Falle getroffen wird, wird das Biegemoment nur im Falle des Bogenträgers getroffen. Hier ist das hohe Eigengewicht erwünscht, weil es die aus der Verkehrslast resultierenden Zugspannungen vermindert. Czech.

Erwiderung.

Die Darlegung des Herrn Czech trifft das Problem nicht. Da jedoch in einer kurzen Zuschrift dieses Problem nicht ausgeschöpft werden kann, werde ich in einem besonderen Aufsätze hierauf zurückkommen.

Dr.-Ing. Dischinger.

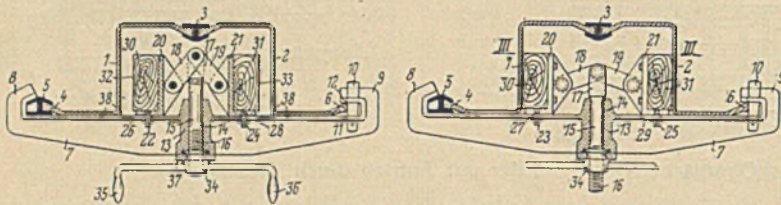
Wir schließen hiermit die Aussprache.

Die Schriftleitung.

Patentschau.

Vorrichtung zur Führung von Z-förmigen Spundwandbohlen beim Rammen. (Kl. 84 c, Nr. 581 758 vom 20. 6. 1931 von Fried. Krupp AG, Friedrich-Alfred-Hütte in Rheinhausen, Niederrhein.) Um beim Rammen Z-förmiger Spundwandbohlen eine gute Führung der einzelnen Bohlen zueinander zu erreichen, besteht die Führung aus einem die freien Enden

der gemeinsam zu rammenden Bohlen umfassenden Halter mit einer die Bohlen an ihm in Anlage haltenden Spannvorrichtung. Die Bohlen 1, 2 sind durch ein Zwischenstück 3 verbunden, das keulenförmige Ende 4 der Bohle 1 trägt ein weiteres Zwischenstück 5, während das Ende 6 der Bohle 2 frei ist. Die Vorrichtung zur Führung der Bohlen besteht aus einem mit klauenförmigen Enden 8, 9 versehenen Halter 7, dessen Ende 8 das Anschlußzwischenstück 5 schließend umfaßt, während das zweimal um 90° gebogene Ende 9 des Halters 7 zwei gleichachsige Lochpaare 11, 12 zur Aufnahme eines Keiles 10 aufweist. Der Halter 7 trägt eine Büchse 13, die mit der



Achse ihrer Bohrung 14 waagrecht in der senkrechten Mittelebene der beiden Bohlen 1, 2 liegt. Die Büchse 13 führt eine Spindel 15, deren eines Ende ein Schraubengewinde 16 trägt, während das andere Ende in eine Gabel 17 übergeht. Mit der Gabel 17 sind durch je einen Lenker 18, 19 zwei den Stegen der Bohlen zugekehrte Schuhe 20, 21 verbunden, die mittels je zweier Stifte 22, 23 bzw. 24, 25 in je zwei Schlitzen 26, 27 bzw. 28, 29 geführt sind. In den Schuhen sind Hartholzklötze 30 bzw. 31 mit je einer Außenfläche 32 bzw. 33 befestigt. Die Spindel 15, 16 trägt eine mit zwei Handgriffen 35, 36 versehene Schraubenmutter 34, die der Stirnfläche 37 der Büchse 13 als Widerlager dient. Durch Anziehen der Mutter 34 werden mittels der Lenker 18, 19 die beiden Hartholzklötze 30, 31 mit ihren Flächen 32 bzw. 33 gegen die Stege der Bohlen gedrückt und dadurch die Bohle 1 mit dem Zwischenstück 5 gegen die Klaue 8 und die Bohle 2 mit der Stirnfläche ihres Teiles 6 gegen die Keile 10 der Klaue 9 gepreßt, wobei die freien Flanschen beider Bohlen an der senkrechten Anlagefläche 38 des Halters 7 anliegen, so daß beide Bohlen genau die gleiche Flucht haben.

Personalmeldungen.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Betriebsverwaltung. Die Oberbetriebsleiter und die Oberverkehrsleiter der Reichsbahn-Oberbetriebsleitungen führen die Dienstbezeichnung „Direktor der Reichsbahn-Oberbetriebsleitung“.

Versetzt: Direktor bei der Reichsbahn Koll, Abteilungsleiter der RBD Altona, als Vizepräsident zur RBD Erfurt; die Reichsbahnoberräte Haeßner, Dezernent der RBD Mainz, als Dezernent zur RBD Stuttgart, Schnell, Dezernent der RBD Altona, als Referent zur Hauptverwaltung in Berlin, Moll, Dezernent der RBD Berlin, als Dezernent zur RBD Altona, Kriesel, Vorstand des Betriebsamts Königsberg (Pr.) 2, zur RBD Berlin, Rochlitz, Vorstand des Betriebsamts Basel, als Dezernent zur RBD Karlsruhe und Wohlschläger, Dezernent der RBD Oldenburg, als Dezernent zur RBD Nürnberg; die Reichsbahnräte Georg Neumann, Vorstand des Betriebsamts Saalfeld (Saale), als Dezernent zur RBD Mainz, Classens, bisher bei der RBD Köln, als Vorstand zum Betriebsamt Saalfeld (Saale), Ball, bisher bei der RBD Karlsruhe, als Vorstand zum Betriebsamt Basel, Karl Ackermann, Vorstand des Neubauamts Duisburg 2, als Vorstand zum Neubauamt Berlin 7, Müller-Hillebrand, bisher bei der RBD Hannover, zur RBD Berlin und der Reichsbahnbaumeister Häcker, bisher beim Neubauamt Horb, zum Betriebsamt Eßlingen.

Übertragen: den Reichsbahnoberräten Greve, Dezernent der RBD Oldenburg, die Stellung des Vorstandes des Betriebsamts Oldenburg 1 und Witzel, Vorstand des Betriebsamts Oldenburg 1, die Stellung des Vorstandes des Betriebsamts Oldenburg 2.

Überwiesen: die Reichsbahnbaumeister Kays er, bisher beim Betriebsamt Köln, zur RBD Köln und Völker, bisher bei der RBD Köln, zum Betriebsamt Köln.

In den einstweiligen Ruhestand getreten: Reichsbahnoberrat Hopp, Vorstand des Betriebsamts Basel.

In den Ruhestand getreten: Reichsbahndirektionspräsident Dr. jur. Sigel, Präsident der RBD Stuttgart; die Vizepräsidenten Senst in Erfurt und Haselbeck in Nürnberg; Direktor bei der Reichsbahn Kothe, Dezernent der RBD Dresden; die Reichsbahnoberräte Winkelmann und Holtermann, Dezenten der RBD Essen, Dr. phil. Winter, Dezernent der RBD Mainz, Nordhausen, Dezernent der RBD Berlin, Haage und Schlott, Dezenten der RBD Altona, Otto Krüger, Dezernent der RBD Münster (Westf.), Rewald, Dezernent der RBD Halle (Saale), Brabandt, Dezernent der RBD Köln, Erich Rothe, Dezernent der RBD Dresden, Glück und Stegner, Dezenten der RBD Nürnberg, Zintgraf, Dezernent der RBD Regensburg, Neubert, Vorstand des Betriebsamts Berlin 2, Ahlmeyer, Vorstand des Betriebsamts Köslin, Leupold, Vorstand des Betriebsamts Guben, Emil Meier, Vorstand des Betriebsamts Braunschweig 2, Karl Kaufmann, Vorstand des Betriebsamts Mühlendorf (Obb.), Libertus, Vorstand des Betriebsamts Landau (Pfalz), und Huber, Vorstand des Bauamts München Hochbau; die Reichsbahnräte Heidenleben, Vorstand des Betriebsamts Hannover 3, und Anton Ackermann, Vorstand des Betriebsamts Nienburg (Weser); Reichsbahnoberratmann Zeiner in München; die Reichsbahnämter auf Dienstposten von besonderer Bedeutung Heinrich Meyer in Hamburg,

Bäckmann in Berlin, Stauf in Wanne-Eickel und Conrad Fricke in Gleiwitz; die Reichsbahnämter Schüller, Cortzen, Krieg und Schewe in Altona, Jacobs in Hamburg, Sagebiel, Kliesen, Franz Wolf, Friedrich Krüger, Lüder, Abmann und Reimann in Berlin, Gehrke, Heyden und Paul Hartmann in Breslau, Bock, Plathner, Alfs und Ewald in Essen, Adam Wagner in Bochum-Langendreer, Sassenscheidt in Hamm, Plagemann in Duisburg, Blankenstein in Oberhausen-Osterfeld, Grotelpeß in Wanne-Eickel, Pascha in Dortmund, Arthur Scholz, Hedrich, Weil, Kranz und Kersten in Frankfurt (Main), von der Heide in Gießen, Witzeil in Hersfeld, Reinhold Neumann und Haumann in Halle (Saale), Lohausen in Leipzig, Brand in Merseburg, Dreyer, August Meyer und Laßmann in Hannover, Lohmeyer in Seelze, Kummer und Diekhoff in Magdeburg, Otto Krause in Lehrte, Schulte in Soest, Aderhold in Kassel, Schuch, Brück und Josef Stein in Köln, Zarnekow in Neuß, Engbarth, Färber und Seidensticker in Königsberg (Pr.), Friedrich Bauer, Nagel und Johann Herrmann in Mainz, Borgschulze und Backhaus in Münster (Westf.), Bittner in Emden, Heinrich in Oppeln, Apelt in Beuthen (Oberschles.), Witt in Stargard (Pom.), Hoffrichter und Wilhelm Stephan in Stettin, Zang in Trier, Spring in Wuppertal-Elberfeld, Steuermer und Difrting in Hagen (Westf.), Gerling in Vorhalle, Johann-Georg Kaiser und Häffner in Augsburg, Georg Heinz, Philipp Fischer und Peter Bernhard in Kempten (Allgäu), Wirth in Landstuhl, Röckl, Wimmer, Foltz, Feilmeyer, Kupfberger, Neumaler und Vogl in München, Böhm, Bachner, Peetz und Griesbeck in Nürnberg, Schwappacher in Schweinfurt, Pilzwegger in Würzburg, Rubner und Deeg in Regensburg, Christof Heinrich in Hof, Angermann, Emil Bauer, Hering, Bruno Hofmann, Linke und Rudolf Richter in Dresden, Wapler in Leipzig, Weiser in Zittau, Dietterle und Albert Braun in Stuttgart, Karl Hofmann in Ulm, Weißenberger, Markert und Ruf in Karlsruhe, Friedmann in Mannheim, Hertlein in Freiburg (Breisgau), Martin Müller in Basel, Lüschen, Brunken und Rechnungsrat Georg Meyer in Oldenburg; die Oberlandmesser auf wichtigeren Dienstposten Heidenreich in Altona, Gustav Heinrich und Max Lehmann in Berlin, Hartung in Essen, Doinet und Waldmann in Königsberg (Pr.), Bollig in Mainz, Neuber in Stettin und Hönig in Karlsruhe.

Gestorben: die Reichsbahnoberräte Haupt, Vorstand des Betriebsamts Breslau 5, und Braune, Vorstand des Betriebsamts Greiz.

Preußen. Versetzt: von Potsdam nach Berlin an die neu eingerichtete Wasserbaudirektion Kurmark (Leiter: der Oberpräsident der Provinz Brandenburg); der Wasserbaudirektor Dr.-Ing. Schmidt; die Oberregierungs- und Bauräte (W) Tillich und Ostmann; die Regierungs- und Bauräte (W) Siebenhüner, Körner, von Both, Ademeit, Pfeiffer, Dr.-Ing. Bohlmann, Gramberg und Kaumanns, die Regierungs- und Bauräte (M) Koch und Ulrich Müller, der Regierungs- und Baurat (W) Georg Schmidt von der Verwaltung der Berliner Wasserstraßen (Polizeipräsidium) in Berlin an die Rheinstrombauverwaltung in Koblenz; die Regierungsbauräte (W) Borggreve von der Elbstrombauverwaltung in Magdeburg an das Polizeipräsidium in Berlin, Hinz vom Wasserbauamt in Harburg-Wilhelmsburg an das Wasserbauamt in Halle a. S. als Vorstand, Vogt von Slawentzitz nach Ujest wegen Verlegung der Bauabteilung für den Adolf-Hitler-Kanal dort; der Regierungsbaumeister (W) Bormann vom Wasserbauamt in Berlin-Köpenick an das Wasserbauamt in Harburg-Wilhelmsburg.

Der Regierungsbaurat (W) Karl Sohn aus Brunsbüttelkoog ist unter Übernahme in den Staatsdienst dem Wasserbauamt in Hitzacker a. E. überwiesen worden.

Ernannt: der Regierungsbaurat (W) Hermann Koch bei der Wasserbaudirektion Stettin ist zum Regierungs- und Baurat; die Regierungsbaumeister (W) Gerhard Deichsel beim Wasserbauamt in Emden, Albert Zündorf beim Wasserbauamt in Husum, Johann Hofmeyer (beurlaubt) und Johann Clausen bei der Wasserstraßendirektion in Hannover zu Regierungsbauräten.

Der Regierungs- und Baurat (W) Kurt Lohse bei der Wasserstraßendirektion in Hannover und der Regierungsbaurat (W) Knoll beim Wasserbauamt in Münden sind aus der Preussischen Wasserbauverwaltung ausgeschieden und in die Reichswasserstraßenverwaltung übernommen worden.

Württemberg. Der Reichsstatthalter hat im Namen des Reichs den Baurat der Besoldungsgruppe 4b Gäbler beim Kulturbauamt Ravensburg zum Vorstand dieses Amtes in der Dienststellung eines Baurats der Besoldungsgruppe 4a und die Regierungsbaumeister Gustav Kärcher beim Kulturbauamt Cannstatt, Hermann Ostermayer beim Straßen- und Wasserbauamt Biberach und Hermann Schmidt beim Technischen Landesamt in Ludwigsburg zu Bauräten der Besoldungsgruppe 4b im Geschäftskreis des Technischen Landesamts ernannt.

INHALT: Neubau der Rheinbrücke Waldshut-Koblentz. — Der Albert-Kanal zwischen Naas und Scheide. — Die Entwicklung des Entwurfs für die Zillertalstalsperre. — Einsteilige Bahnsteigüberdachungen. — Vermischtes: Grundsätze für die bauliche Durchbildung stählerner Straßenbrücken. — Flußunterdükung für die Wasserversorgung von Wayne, Ind. — Oberflächen-Betaurteilung. — Pfeilergründung für eine Drehbrücke über den Saguenay-Fluß in Quebec. — Deutscher Reichsbahn-Kalender 1935. — Zeitschrift an die Schriftleitung. — Patentschau. — Personalmeldungen.

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