

DIE BAUTECHNIK

10. Jahrgang

BERLIN, 15. Juli 1932

Heft 31

Alle Rechte vorbehalten.

Der Bau des Reichsbahn-Ausbesserungswerks Berlin-Schöneweide.

Von Reichsbahnrat Erich Zorn, Berlin.

Die Erbauung des Reichsbahn-Ausbesserungswerks Berlin-Schöneweide, die im Jahre 1926 im Zusammenhang mit der Einführung des elektrischen Betriebes auf den Strecken der Berliner Stadt-, Ring- und Vorortbahnen begonnen wurde, umfaßt drei Ausbaustadien, und zwar die Stadien A, B und C. Der Ausbau A kam für einen Auftragbestand von 1050 Wagen in Betracht, der Ausbau B kommt für 1400 Wagen in Frage und der Ausbau C ist dann notwendig, wenn die jährlich zu unterhaltende Zahl der Wagen auf etwa 2000 angewachsen sein wird.

Bevor nun dieses neue Werk errichtet wurde, war eingehend geprüft worden, ob nicht eine alte Berliner Werkstätte für den beabsichtigten Zweck aus- oder umgebaut werden könnte. Es hat sich dabei jedoch ergeben, daß die hierfür aufzuwendenden Kosten sich ebenso hoch, wenn nicht sogar höher stellen würden als ein vollständig neuer Bau. Außer dieser Feststellung sprachen gegen einen Aus- bzw. Umbau noch die nicht zu unterschätzenden Mängel infolge der Enge auf einem alten Werkgelände sowie das Fehlen jeder Möglichkeit einer späteren Erweiterung. Es wurde daher beschlossen, ein neues Werk zu errichten, bei dem alle bisher gesammelten Erfahrungen sowohl für den maschinentechnischen Ausbau als auch für den bautechnischen Teil voll verwertet werden konnten.

Für die Errichtung des neuen Werkes, das eine günstige Lage zu einem Bahnhofe haben mußte, stand ein rd. 30 ha großes, zwischen Berlin-Schöneweide und Adlershof gelegenes Gelände zur Verfügung, das bereits früher durch die Reichsbahn vom Forstfiskus erworben worden war. An dieser Stelle wurde das neue RAW Berlin-Schöneweide errichtet. Durch die Hauptausfallstraße im Südosten von Berlin, das Adlergestell, ist es von dem übrigen Reichsbahngrundbesitz in Berlin-Schöneweide getrennt. Es mußte daher zum Anschluß der Werkgleise an die Gleise des Verschiebebahnhofs Berlin-Schöneweide erst noch eine besondere Brücke über das Adlergestell und eine Erdrampe geschaffen werden.

Der Ausbau A wurde Mitte August 1926 begonnen und so gefördert, daß bereits am 15. Oktober des nächsten Jahres der Ausbesserungsbetrieb aufgenommen werden konnte. Der Ausbau B ist zur Zeit noch im Gange. Am 29. März 1930 fand der erste Spatenstich hierfür statt. Es bestand die Weisung, auch dieses Mal mit größter Beschleunigung alle Bauausführungen so voranzutreiben, daß nach einem Jahre, also am 1. April 1931, die neuen Anlagen von dem Werke in Benutzung genommen werden konnten. Infolge der allgemein gespannten Wirtschaftslage, die ja auch nicht ohne Einfluß auf die Finanzlage der Reichsbahn geblieben ist, wurde jedoch im Herbst 1930 der Fertigstellungstermin hinausgeschoben.

Der Ausbau C kommt erst für einen späteren Zeitraum in Betracht, wenn noch weitere Strecken des Berliner Direktionsbezirkes elektrifiziert worden sind.

Wie aus dem Lageplan (Abb. 1) zu ersehen ist, besteht das Werk einschl. des Erweiterungsbaues aus dem Verwaltungsgebäude, den dahinterliegenden sieben Wagen- und Werkstatthallen, dem daran anschließenden Kesselhaus, der Federaufbereitung und der Ablaugerei, einem Wagenwaschschuppen und der Lackiererei. Außerdem ist noch ein Abspannwerk, ein Windkesselhaus, ein Werkstofflager und ein Eisenlager vorhanden.

Bei der Anordnung der einzelnen Gebäude zueinander wurde von dem Gedanken ausgegangen, kürzeste Wege für alle Bearbeitungsvorgänge zu schaffen. Es wurde daher die Kreisbewegung für die Wagen eingeführt. Es ist nicht Aufgabe dieses Aufsatzes, die Arbeitsvorgänge¹⁾ näher zu beschreiben; um indessen die Gliederung der gesamten Anlage zu verstehen, muß kurz erwähnt werden, in welcher Weise die erforderlichen Untersuchungen bzw. Instandsetzungen der Wagen und ihrer Einzelteile vorgenommen werden sollen.

¹⁾ Über die Betriebsweise des Werkes s. F. H. Dönges in Glas. Ann., Bd. 107, Nr. 1282 u. 1283.

Die dem Werk zugeführten Wagen kommen zuerst in die Wagenwaschhalle, wo die Außenseiten vom Schmutz gesäubert und im Winter durch eine Auftauanlage im Schuppenboden auch von Eis und Schnee befreit werden. Dann laufen die Wagen in die großen Wagenhallen (A bis C). Hier werden die Wagenkasten mittels Krane von den Drehgestellen abgehoben und durch Seitentransport auf die einzelnen Arbeitsstände gestellt. Die Drehgestelle rollen weiter in die Hallen M, R und D und werden dort unter Benutzung der Arbeitsgruben auseinandergenommen. Ihre Teile kommen dann unter Zuhilfenahme von Kranen in die Abkocherei bzw. an die für sie in Frage kommenden Untersuchungsstellen. In dieser Querrichtung durchlaufen die Drehgestellteile die ganze Hallenlänge, um schließlich auf den Ausfahrgleisen wieder zusammengesetzt zu werden.

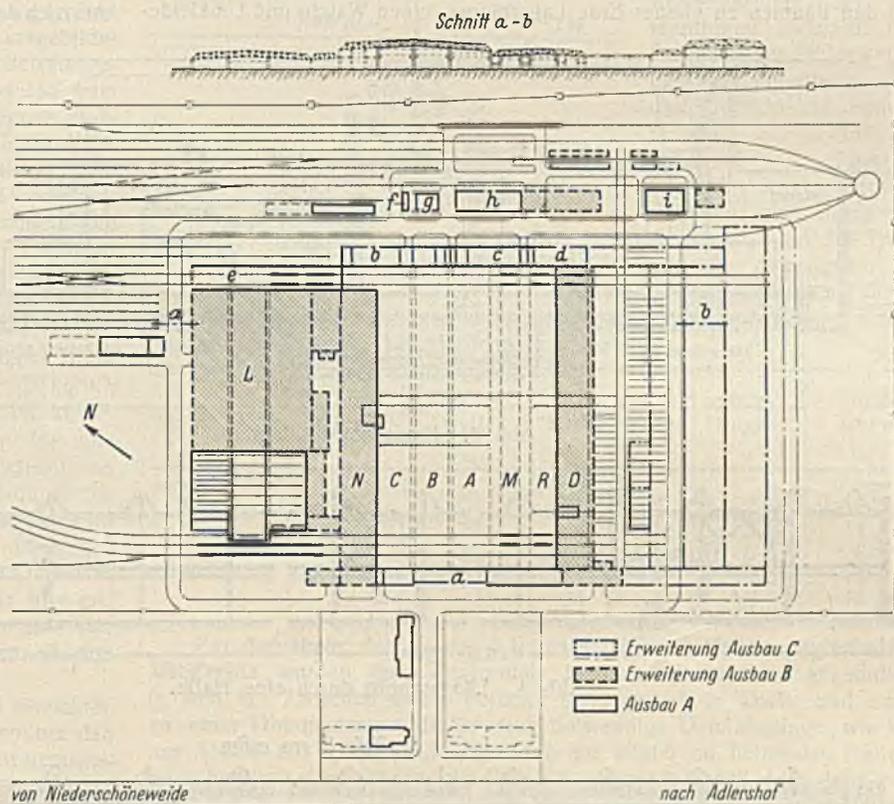


Abb. 1. Lageplan.
a Verwaltungsgebäude. b Kesselhaus. c Federaufbereitung. d Ablaugerei. e Wagenwaschschuppen.
f Windkesselhaus. g Abspannwerk. h Werkstofflager. i Eisenlager. L Lackiererei.

Sie kommen dann in die Wagenhallen, erhalten hier die Wagenkasten wieder und gehen dann, nach Herstellung der elektrischen Verbindungen sowie der Bremsleitungen, zu Viertelzügen zusammengestellt, zu den Probefahrten. Die Wagen, die lackiert werden sollen, kommen zuvor in die Lackiererei und erhalten hier ihren neuen Anstrich.

1. Das Verwaltungsgebäude und die Anbauten.

Das Verwaltungsgebäude (Abb. 2) ist ein Ziegelbau von drei bzw. vier Stockwerken. Die Fensterfluchten sind durch Putzbänder besonders betont, während die übrige Außenfläche mit Sommerfelder unausgesuchten rotbunten Vormauerungsteinen verblendet worden ist, wodurch dem ganzen Gebäude ein lebhafter Ausdruck verliehen wird. Durch Anordnung der Flure unmittelbar vor den Giebeln der großen Wagenhallen ist es möglich, von hier aus jederzeit eine Überwachung des dortigen Betriebes auszuüben. Im Keller ist die Akkumulatorenbatterie nebst Ladeeinrichtung für die Fernsprech- und Uhrenanlage untergebracht, gleichzeitig befindet sich hier eine Heizanlage für die Büroräume. Die Decken sind aus 15 cm dicken Hohlsteinen für eine Belastung von 250 kg/m² hergestellt worden. Sie haben in den einzelnen Räumen und auf den Fluren brauncn Linoleumbelag erhalten. Das Dach des turmartigen Teiles wurde als



Abb. 2. Das Verwaltungsgebäude und die Anbauten.

flaches Zeltdach, die Dächer der Eckgebäude wurden dagegen als abgewalmte Satteldächer ausgebildet, während die dazwischenliegenden Dächer Pultdächer sind.

Die Dächer haben eine Neigung von 1:5 und wurden mit einer unteren Lage 150er Asphaltpappe und einer oberen Lage teerfreier Dachpappe von 35 kg/20 m² eingedeckt.

Die an das Verwaltungsgebäude angrenzenden Hochbauten beherbergen in den Räumen zu ebener Erde Lagerräume, einen Wasch- und Umkleide-

raum, Brausebäder und Aborte, sowie eine Garage für zwei Lastkraftwagen. In den darüberliegenden Stockwerken sind weitere Wasch- und Umkleideräume sowie Brausebäder angeordnet. Die Decken bestehen ebenfalls aus 15 cm dicken Hohlsteinen und sind hier für 350 kg/m² berechnet worden. Die zur Zeit fertiggestellten Wasch- und Umkleideanlagen ermöglichen 1600 Köpfe unterzubringen, sie sind in der Lage, schon jetzt einen Teil der für den Ausbau C notwendigen Belegschaft aufnehmen zu können.

2. Die eisernen Hallen.
a) Die Fundamente.

Die chemische Untersuchung des Grundwassers — das Grundwasser liegt rd. 2,50 m unter Gelände — hatte ergeben, daß an verschiedenen Stellen Moorsäure und freie Kohlensäure vorhanden ist. Es mußten daher besondere Vorkehrungen getroffen werden, um die Betonfundamente vor Zerstörungen zu schützen. Die Maßnahmen bestanden darin, daß es, wo es irgend ging, vermieden wurde, mit den Fundamenten in das Grundwasser zu kommen, und außerdem, daß durch Wahl eines fetten Betons und säurefester Zemente (Alca-Zement, Rolandshütten-Zement) und durch Anstrich der Außenflächen des Betons mit Petrolpech etwaigen Einwirkungen schädlicher Erdfeuchtigkeiten entgegen gearbeitet wurde. Der Boden selbst bestand aus Schwemmsand.

Da die Genehmigung zur Einführung des elektrischen Betriebes auf der Stadt- und Ringbahn und den daran anschließenden Strecken Ende Juli 1926 erging, wurde im August mit der Aufstellung der endgültigen Entwürfe für den Ausbau A begonnen. Am 20. Oktober 1926 setzten die Erdarbeiten für die Hallenfundamente ein. Mit Hilfe von Doppelschichten gelang es der Firma Polensky & Zoellner, diese und die anschließenden Betonarbeiten noch vor dem zu erwartenden Frost fertigzustellen. Am 22. November war diese Arbeit beendet, rund 3200 m³ Betonfundamente waren entstanden. Das Mischungsverhältnis betrug 1:6.

Während bei Herstellung der Hallenfundamente das Eindringen in das Grundwasser vermieden werden konnte, war dies bei Gründung des Kesselhauses nicht möglich. Hier mußte daher eine Grundwasser-senkung vorgenommen werden. Mit Hilfe von zehn Brunnen wurde das Grundwasser abgesaugt und dieses, da eine einwandfreie Vorflut noch nicht vorhanden war, sowie in Anbetracht der kleinen Bauausführung, einfach auf das große zur Verfügung stehende freie Gelände gepumpt. Nach Ausschachtung des Erdbodens und Freilegung der Baugrube wurde mit Rücksicht auf die betonzerstörenden Eigenschaften des Grundwassers eine Lage säurefester Ziegel auf der Sohle verlegt und eine halbsteindicke Schicht an den Seitenwänden hochgemauert. Darauf wurde dann eine dreilagige Biene-sche Dichtung aus Asphaltisolerpappe gebracht, wie sie bei dem Bau der Berliner Untergrundbahn benutzt ist. Auf dieser Dichtung wurden die Fundamente im Mischungsverhältnis 1:6 mit Eiseneinlagen betoniert und die Ziegelpfeiler für die Kesselanlage errichtet.

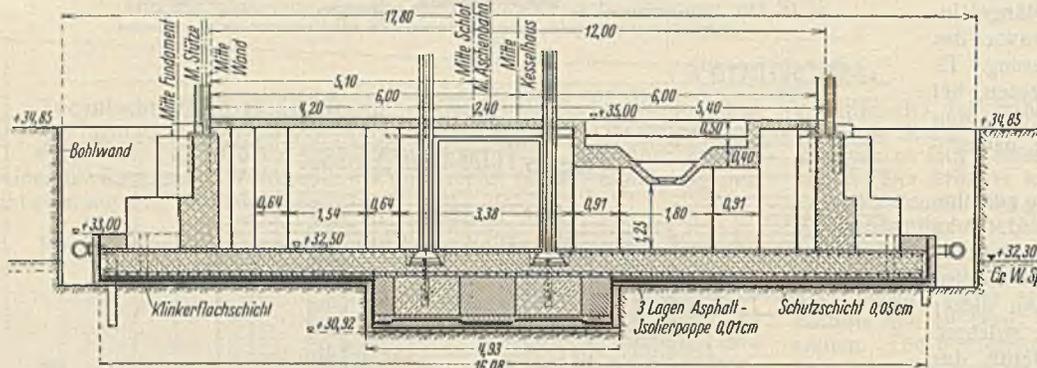


Abb. 3. Kesselhausfundament.

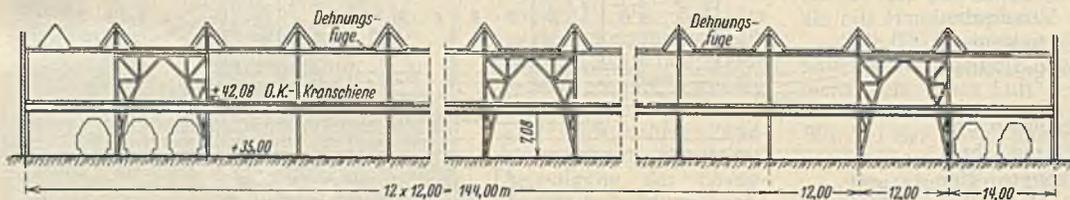


Abb. 4. Längsschnitt durch eine Halle.

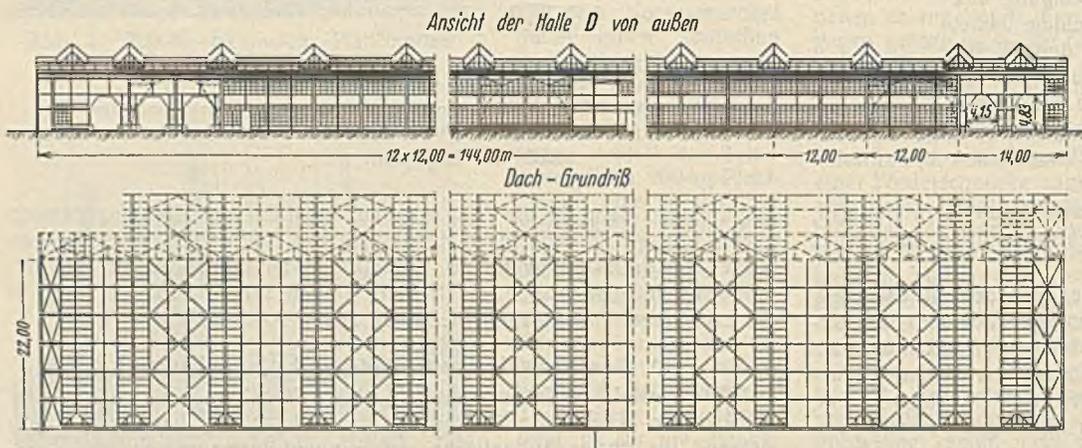


Abb. 6. Ansicht und Dachgrundriß der Halle D.

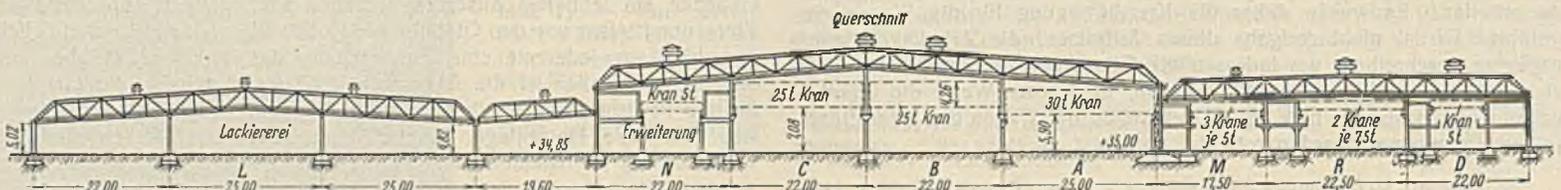


Abb. 5. Querschnitt durch die Hallen.

Die Dichtung hat sich recht gut bewährt; die Keller sind bisher vollkommen trocken geblieben. Abb. 3 zeigt einen Querschnitt der Ausführung.

b) Die Eisenkonstruktion.

Zur Zeit der Fundamentherstellung war die Eisenkonstruktion ausgeschrieben worden. Etwa 3000 t waren beim Ausbau A und rd. 2000 t beim Ausbau B zu liefern und zu errichten. Der Ausbau A wurde an fünf Firmen, der Ausbau B an drei Firmen vergeben. Die Firmen, die sich in die Ausführung teilten, waren C. H. Jucho, Dortmund; Pfeffer, Erfurt-Gispersleben; Vereinigte Stahlwerke Dortmunder-Union, Dortmund; Hein, Lehmann & Co., Berlin; D. Hirsch; Krupp-Druckmüller und Gossen, Berlin. Wie aus Abb. 4 bis 6 zu ersehen ist, haben die eisernen Wagenhallen A, B, C sowie Halle N eine Länge von 182 m bzw. 168 m und Breitenabmessungen von 25 + 22 + 22 + 22 m, während die Werkstatthallen, Halle M, R und D, Breitenabmessungen von 17,50 + 22,50 + 22 m bei ebenfalls 182 m Länge besitzen. Die Lackiererei hat in ihrem alten Teil (Ausbau A) Stützweiten von 22 + 25 + 22 m, die beim jetzigen Bau (Ausbau B) auf 25 + 25 + 22 m neu festgesetzt worden sind. Die nicht ganz gleichmäßige Teilung der Wagenhallen ist dadurch bedingt, daß die alten Wagenkasten der Wagen der Nordstrecken länger sind als die der neuen Wagen. Da auch diese in dem neuen Werk untersucht und instandgesetzt werden sollen, so mußte dementsprechend eine Halle mit größerer Breite hergestellt werden. Die Binderentfernung beträgt 12 m, die des Endfeldes zu den nördlichen Kopfbauten hin 14 m.

Für die Berechnung der Eisenkonstruktion wurde bestimmt, daß für die Wagen- und Werkstatthallen ein gemeinsames festes Lager angeordnet werden sollte, alle übrigen Stützpunkte demnach beweglich ausgebildet werden mußten. Für die zulässigen Beanspruchungen und die Belastungsannahmen waren die preußischen Bestimmungen für Hochbauten vom 24. Dezember 1919 und der Erlaß vom 25. Februar 1925 allgemein maßgebend. Der Winddruck wurde bei den nicht über 15 m hohen Umfassungswänden mit 100 kg/m² und für das Dach mit 125 kg/m² senkrecht getroffene Dachfläche berücksichtigt. Außerdem wurde für die Zwischenwände und das Dach mit einem Innenwind von 60 kg/m² gerechnet. Die zulässigen Beanspruchungen betragen ohne Wind = 1400 kg/cm², mit Wind = 1600 kg/cm². Die Dachneigung der Hohlsteindächer beträgt 1 : 15, die der Oberlichter rd. 45°. Als weitere Belastungsannahmen wurden für die Hallen A bis C folgende Werte noch festgesetzt:

Für die massive Dacheindeckung — es wurde eine 7 cm dicke Hohlsteindecke mit Eiseneinlagen gewählt — 80 kg/m², für die Pfetten 20 kg/m², die Binder und Verbände 20 kg/m², Schnee 75 kg/m², zusammen 195 kg/m².

Für die Hallen D und N kommt noch dazu das Gewicht für eine 3 cm starke Dachisolierung nebst einer 3 cm starken Betonschicht von 5 bzw. 65 kg/m², so daß hier unter Berücksichtigung der dadurch bedingten schwereren Eisenkonstruktion eine Gesamtbelastung von 280 kg/m² zu beachten war. Die Dachisolierung und Schutzschicht der Werkstatthallen M und R ist etwas schwächer als die auf den Hallen D und N, und damit auch das in Frage kommende Gewicht geringer, da hier erst seinerzeit während des Baues die endgültige Entscheidung über die Isolierungsart getroffen wurde. Das Belastungsgewicht für diesen Bauteil beträgt 256 kg/m².

Bei der Lackiererei wurde auf eine Isolierung der Dachhaut verzichtet, da die Wirkung der zu isolierenden kleinen Deckenflächen gegenüber den großen Glasdachflächen, die auf diesem Bau vorhanden sind, nicht nennens-

wert in Erscheinung hätte treten können. Es beträgt hier das Verhältnis der Oberlichtflächen zu den Deckenflächen etwa 1 : 1. Um zu verhindern, daß Schwitzwasser auf die neu lackierten Wagen tropfe, erhielt das nördliche Seitenschiff eine zweite Decke aus Drahtglas. Die Belastung des

Daches wurde hier einheitlich für Sparren, Pfetten, Binder, Schnee, Hohlsteindecken und Glasdecke zu 280 kg/m² bestimmt.

Weiter wurde der Berechnung der Bühnen in den Werkstatthallen und in der Halle N, die in Beton im Mischungsverhältnis 1 : 4 ausgeführt wurden, ein Eigengewicht von 500 kg/m² und eine Nutzlast von 1500 kg/m² zugrunde gelegt. Die Übergangsbühnen zu den Waschräumen neben dem Verwaltungsgebäude wurden mit 350 kg/m² für Eigengewicht u. 500 kg/m² für Nutzlast gebaut. Als Beanspruchung der Zementfugen zwischen der Fußplatte der Stützen und dem Fundamentbeton wurden 50 kg/cm², als Bodenpressung 2,5 kg/cm² zugelassen.

Besonders zu berücksichtigen waren noch die Anordnung und die Tragfähigkeit der Krane. In der nachstehenden Tabelle

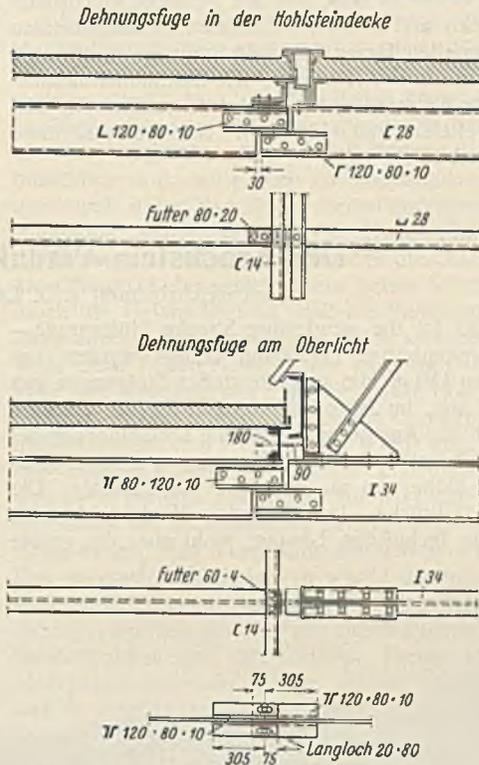


Abb. 7. Dehnungsfuge in der Hohlsteindecke bzw. am Oberlicht.

sind die vorgesehenen Krane angegeben. Bei sämtlichen Kranen wurde eine Stoßziffer von $\eta = 1,5$ in Ansatz gebracht.

| Halle | Krane | Tragfähigkeit t | Stützweite m | Halle | Krane | Tragfähigkeit t | Stützweite m |
|-------|-------|--------------------|-----------------|-------|-------|--------------------|-----------------|
| A | 1 | 30 | 24 | R | 2 | 7,5 | 16,7 |
| B | 1 | 25 | 21 | D | 1 | 5 | 11 |
| C | 1 | 25 | 21 | | 1 | 5 | 6 |
| N | 1 | 5 | 10 | | 1 | 10 | 12 |
| | | | | M | 3 | 5 | 12 |

Zur Aufnahme der in der Längsrichtung der Hallen angreifenden Windkräfte wurden drei Windportale in jeder Säulenreihe angeordnet (s. Abb. 4). Zwischen diesen Portalen befindet sich im Dach, und zwar an einer Oberlichtzarge, die jeweilig notwendige Dehnungsfuge, wie sie aus Abb. 7 zu ersehen ist. Um den im Winter zu heizenden Hallenraum herabzusetzen, wurden die Binder so angeordnet, daß sie in das Oberlicht zu liegen kamen. Hierdurch wurde erreicht, daß die Hohlsteindecken in Höhe des Untergurtes der Binder angebracht werden konnten, womit



Abb. 8. Lackiererei. Geschweißtes Windportal.

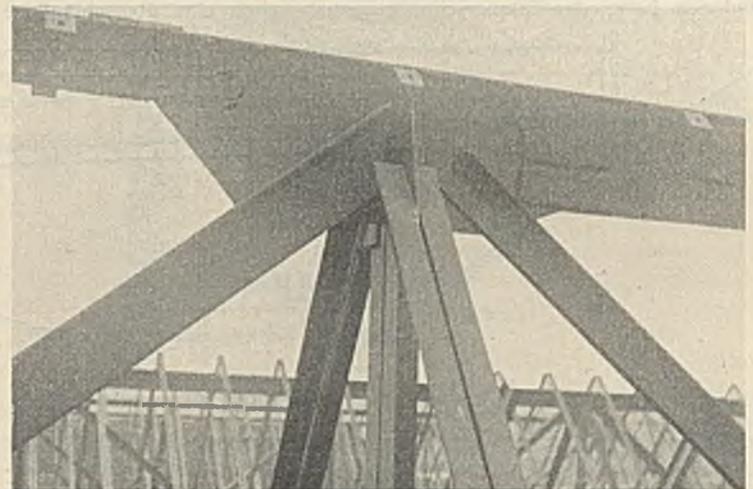


Abb. 9. Geschweißter Obergurtknotenpunkt eines Binders der Lackiererei.

eine bedeutende Heizersparnis erzielt wurde. — Die Wände der Hallen bestehen aus einfachem Eisenfachwerk und sind in halbsteindickem Verblendmauerwerk hergestellt. Die Fenster sind eiserne Sprossenfenster mit eingebauten Klappflügeln.

Von besonderem Belang dürfte es sein, daß die Deutsche Reichsbahn beim Erweiterungsbau der Lackiererei zum ersten Male einen Eisenhochbau in geschweißter Form hat herstellen lassen. Rd. 450 t wurden geschweißt. Abb. 6 u. 7 geben Ausführungen dieser Art wieder. Die Eisenkonstruktions-teile wurden, soweit es zugänglich war, in der Werkstatt geschweißt, alsdann in großen Stücken angeliefert und eingebaut. Nur die Anschlüsse wurden auf der Baustelle geschweißt.

Um einen Vergleich zu haben, wieviel die erzielte Gewichtsersparnis infolge der Schweißung gegenüber der Nietung betrug, wurden von den zu beschaffenden Bindern zwei vollständig gleichartige Binder in genieteter Weise ausgeführt. Bei dem Nachrechnen der Gewichte ergab sich, daß bei dem geschweißten Binder nur 4 % an Gewicht eingespart worden waren. Dieser geringe Unterschied ist dadurch zu erklären, daß bei der Schweißung dieser Binder noch volle Nahtschweißung vorgeschrieben war, und daß die Diagonalen und Vertikalen aus Profileisen wie bei den genieteten Bindern bestanden, also nur die Ober- und Untergurtstäbe durch Zusammenschweißen von Blechen hergestellt wurden, somit nur hier an Gewicht gespart werden konnte. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Der Krockstein-Viadukt bei Rübeland (Harz).

Von Reichsbahnrat a. D. Lavezzari, Blankenburg/Harz.

Im Laufe des Jahres 1930 ist die eingleisige Strecke Hüttenrode—Rübeland der Halberstadt-Blankenburger Eisenbahn verlegt worden, um die scharfen Krümmungen von 180 m Hm und die steilen Steigungen von 60‰ zu beseitigen, die die alte, im Jahre 1885 erbaute Strecke aufwies. Die zweckmäßigste und auch zur Ausführung gewählte Linienführung der neuen Strecke bedingte die Überschreitung des Kreuztales, eines Nebentales des Bodetales, in einer Höhe von rd. 30 m über der Talsohle. Die zu diesem Zwecke erbaute Talbrücke, der Krockstein-Viadukt (Abb. 1), stellt keine außergewöhnliche technische Lösung, wohl aber die größte

die Überlegung, daß etwa nicht ganz einwandfrei hergestellter Beton in dem sehr rauhen Gebirgsklima leicht durch Witterungseinflüsse beschädigt werden kann. Auch die Bauzeit hätte durch Fröste, die oft im Harz noch sehr spät im Frühjahr und sehr zeitig im Herbst auftreten, unliebsam verzögert werden können.

Gesamtanordnung.

Ausgeführt wurde ein vollwandiger Gerberbalken-Überbau, mit Schwellen unmittelbar auf den Hauptträgern, auf zwei massiven Endwiderlagern und drei Mittelstützen (Abb. 2). Entscheidend war auch hier die Kostenfrage, bei der sehr ins Gewicht fiel, daß die Blechträgerüberbauten ohne Rüstung mit Schwenkkranen aufgebracht werden konnten. Freie Montage einer Fachwerkbrücke oder Verschieben von Fachwerkträgern von den Seiten her kam nicht in Frage, da, wie gesagt, beiderseits sofort Tunnel anschließen. Eine Lösung (Abb. 3) mit einem Fachwerkträger über einer größeren Mittelöffnung ergab neben größeren Montagekosten ein erheblich höheres Eisengewicht, weil die große Stützweite der Mittelöffnung einen größeren Hauptträgerabstand und infolgedessen die Anordnung von Quer- und Zwischen-Längsträgern erfordert hätte. Die gesamte Länge des Bauwerks beträgt 99 m, die Höhe der S.O. über der Krone der Talstraße 29,16 m. Die Unterteilung in vier Felder ergab die wirtschaftlichste Lösung und gestattete außerdem, die Zwischenpfeiler so zu stellen, daß die Landstraße auf der Talsohle, die keinesfalls verlegt werden konnte, sowie das für ihre künftige Verbreiterung vorgesehene Gelände unberührt blieb. Nicht ganz erreichen ließ sich eine Bemessung der Einzelstützweiten, die gleiche Größtmomente in allen Feldern ergeben hätte. Nahegelegen hätte ferner, den beiderseitig eingehängten Koppelträger in der 27-m-Öffnung vorzusehen, jedoch wurde er mit Rücksicht auf die Montage in die dritte Öffnung verlegt.



Abb. 1.

Eisenbahnbrücke des Harzes dar, und es treten immerhin bei derartigen, nicht alltäglichen Abmessungen Gesichtspunkte auf, die es vielleicht angezeigt sein lassen, das Bauwerk kurz zu beschreiben.

Wahl des Baustoffes.

Soweit die Rücksicht auf die beiderseits anschließenden Tunnel, die möglichst kurz werden und in möglichst standfestem Gestein verlaufen sollten, es zuließ, wurde selbstverständlich versucht, das Tal senkrecht zur Talrichtung zu überqueren. Bei der danach im Zuge der Trasse vorhandenen Form des Talquerschnittes ergab schon eine überschlägliche

Hauptträger.

Einen Querschnitt durch die Überbauten zeigt Abb. 4. Die Entfernung der Hauptträger wurde auf 2 m festgelegt, weil sich dabei einerseits noch eine günstige Lage der Schienen zu den Hauptträgern ohne zu große Biegebungsbeanspruchung der Schwellen ergibt, andererseits eine genügende Kippsicherheit gewährleistet ist. Die Höhe der Träger war ursprünglich mit 2 m vorgesehen. Bei der Durcharbeitung des Entwurfs ergab sich jedoch, daß bei Erhöhung auf 2,2 m eine Gurtplatte fortfallen konnte, ohne daß die Kippsicherheit beträchtlich vermindert wurde. Die Gurtwinkel sind je nach der höchsten Biegebungsbeanspruchung in den einzelnen Öffnungen zu 160 · 160 · 15 oder 150 · 150 · 14 bemessen, dagegen haben die Gurtplatten einheitlich das Maß 340 · 20. Dadurch ist in den weniger beanspruchten Öffnungen gegenüber den erforderlichen Mindestabmessungen ein Mehrverbrauch von insgesamt 500 kg Eisen bedingt, aber erreicht worden, daß statt vier nur drei Schwellenquerschnitte verwendet werden und somit auch zur Auswechslung vorgehalten werden müssen. Die größten Biegebungsbeanspruchungen betragen (Lastenzug E)

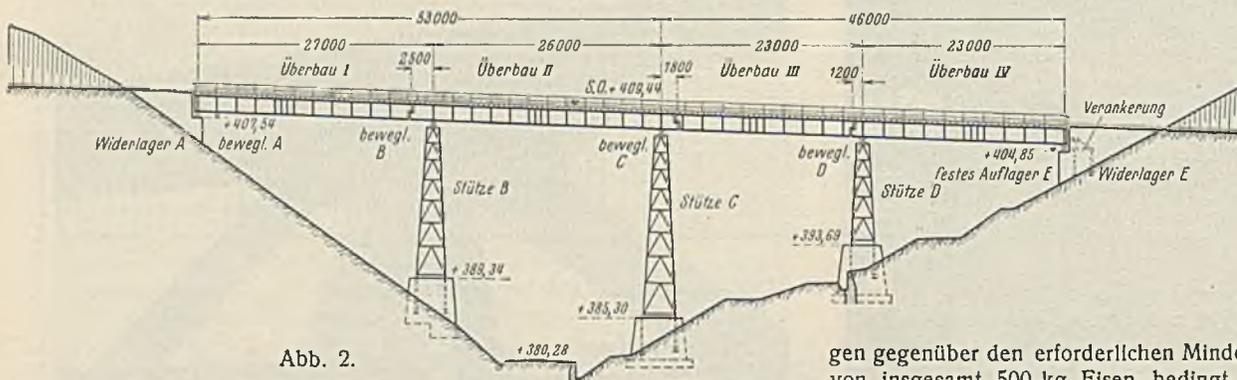


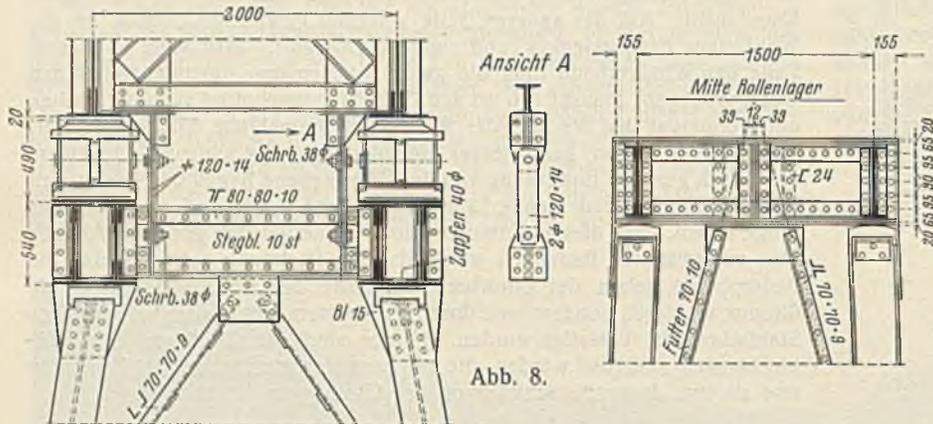
Abb. 2.

Vergleichsberechnung, daß ein eiserner Viadukt beträchtlich billiger war als eine Eisenbeton-Bogenbrücke, für die sehr teure Rüstungen erforderlich gewesen wären. Für die Wahl des ersteren sprach ferner der Umstand, daß die Baustelle räumlich sehr beschränkt war, daß sämtliche Baustoffe auf der Talsohle anbefördert werden mußten, und schließlich

im Überbau I: $\max \sigma = 1250 \text{ kg/cm}^2$ | im Überbau III: $\max \sigma = 1210 \text{ kg/cm}^2$
 II: $\max \sigma = 1320$ | IV: $\max \sigma = 1140$

aufgenommen und über die Unterbrechung bei den Gelenken mittels der bereits erwähnten Laschen, die das Spielen der Gelenke gestatten, übergeführt.

Die Brücke liegt in einer Steigung 1:35. Da die hohen Turmstützen an und für sich schon weniger geeignet sind, die Längs- und Bremskräfte aufzunehmen, besonders aber gegen dauernde einseitige Belastung in der Längsrichtung empfindlich sind, so wurde das feste Auflager auf dem talseitigen Endwiderlager angeordnet. Diese Anordnung hat auch den Vorteil, daß man bei Schweißung der Schienen mit einer Schienenausgavorrichtung auskommt. Natürlich wird die Lagerbewegung am anderen Brückeneinde größer, hält sich aber im vorliegenden Falle in erträglichen Grenzen (8 cm). Die Verankerung gegen Längsbewegungen am festen Auflager zeigt Abb. 7. Diese Bauart wurde gewählt, weil beim Eisenbahnbetrieb infolge außergewöhnlicher Ereignisse auch einmal ungewöhnliche Beanspruchungen auftreten können. Natürlich wurde die rechnerisch mögliche Zugbeanspruchung auch der Untersuchung auf Kippsicherheit



des Widerlagers zugrunde gelegt. Das Widerlager, das, wie die ganze Brücke, auf Fels gegründet ist, konnte ohne Mühe so groß gemacht werden, daß es in Richtung der Brückenachse infolge seines Gewichtes nicht kippen kann.

Ausbildung der Fahrbahn.

Das Schotterbett der offenen Fahrbahn über den Widerlagern ist in der bei der R. B. D. Magdeburg üblichen Weise abgeschlossen worden (Abb. 7). Auf der Brücke und beiderseits etwa 12 m über die Widerlager hinaus liegen Leitschienen als Entgleisungsschutz (Abb. 4). Zwischen ihnen ist die Fahrbahn über der zweiten Öffnung mit Riffelblech abgedeckt, um zu verhindern, daß Benutzer der Landstraße durch Kohlentelchen und abtropfendes Öl belastigt werden. Das auf den leicht nach unten eingeknickten Blechen ablaufende, durch Öl und Asche verunreinigte Wasser wird am Ende der Abdeckung in einer Rinne aufgefangen und durch einen Wasserspeicher von der Stütze C ferngehalten. Die Bleche wurden mit Kopfschrauben angeschraubt.

Zur Sicherung der auf der Brücke tätigen Bahnunterhaltungsarbeiter wurde es für nötig erachtet, einen Fußweg auf beiden Seiten anzuordnen (Abb. 4). Er wurde so tief gerückt, daß sein Belag unter Schwellenunterkante liegt. So ist es möglich, im Bedarfsfalle Schwellen auszuwechseln, ohne daß die Fußwegbohlen oder gar seine Längsträger entfernt zu werden brauchen. Von vornherein verworfen wurde eine häufig anzutreffende Bauart, die den Fußweg durch Verlängerung eines Teiles der Brückenschwellen schafft.

Stützen.

Da das talseitige Endwiderlager als festes Auflager ausgebildet wurde, so mußten sämtliche Zwischenstützen bewegliche Lager erhalten oder als Pendelstützen ausgebildet werden. Wenn auch nur die Stützen B und D pendelnde Rahmenstützen geworden wären, so hätten rd. 15 t Stahl erspart werden können, es hätte sich aber ein in ästhetischer Hinsicht nicht befriedigendes Brückenbild ergeben, das in der landschaftlich reizvollen Gegend besonders peinlich gewirkt hätte. Aus diesem Grunde wurden alle drei Zwischenstützen als Turmstützen gebaut.

Als bewegliche Auflager kamen nur Rollenlager in Frage. Ihre Bauart bietet nichts Besonderes. Die statische Berechnung ergab, daß eine Sicherung gegen Abheben an sich nicht erforderlich wurde, jedoch mußten die Lager verankert werden, weil die Kippsicherheit der Überbauten mit $S > 1,3 < 1,5$ nahe der zulässigen Grenze liegt. Die Anker bestehen aus einem Flachisen, das mittels Bolzen an den Überbau und die Stützen gelenkig angeschlossen wird, um eine Längsbewegung der Lager ungehindert zuzulassen (Abb. 8). Am beweglichen Landauger beträgt die Kippsicherheit $S = 1,84$, so daß hier eine Verankerung oder ein Einziehen des Hauptträgers nicht erforderlich erschien.

Die drei Turmstützen erhalten durch die beweglichen Lager der Überbauten außer den quergerichteten Wind- und Schlingerkräften einen

durch die Lagerreibung entstehenden Längsschub in Richtung der Brückenachse. Statisch betrachtet sind die Stützen räumliche Fachwerke. Von den vier Stützenfußlagern ist eins fest, und die drei übrigen sind für die betreffenden Kraftrichtungen beweglich als Gleitlager ausgebildet. Dadurch erhält man trotz des vorhandenen Fußringes, der durch die waagerechten Riegel geschaffen wird, eine statisch bestimmte Bauart.

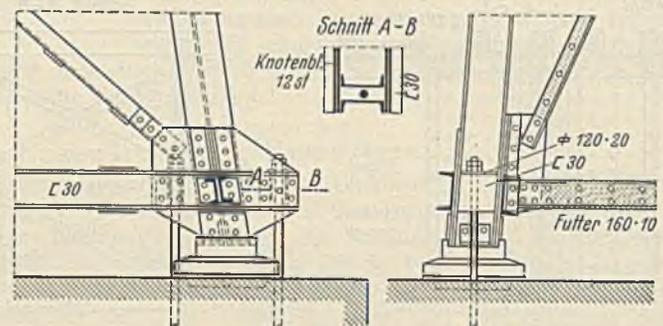
Die nach unten zunehmende Felderteilung ist so gewählt, daß die ganz allmählich flacher werdende Steigung der Schrägstäbe in der Ansicht ein gutes Bild ergibt. Alle Stützen haben den gleichen Kopf, dessen Ausbildung aus Abb. 8 ersichtlich ist. Auch die Feldeinteilung ist oben die gleiche, so daß die höheren Stützen durch Verlängerung der kürzesten nach unten hin entstehen. Die Eckstreben sind aus Walzeisen (I 30) gebildet. Die Ausbildung des Stützfußes ist in Abb. 9 dargestellt. Der Gefahr beträchtlicher Nebenspannungen wurde dadurch begegnet, daß die Fußlager erst nach Beendigung der Montage vergossen und verankert wurden; von der Verwendung von Kugellagern wurde im Hinblick auf deren wesentlich höheren Preis und ihre schwierige Verankerung abgesehen.

Fundamente.

Die größte Zugkraft im Stützenfuß beträgt 21 t. Die Anker sind an der unteren Traverse der Stützen befestigt und in Abb. 9 erkennbar. In den Betonfundamenten liegen Ankerbarren, die durch einen Eisenrost miteinander verbunden sind. Sie liegen so tief, daß das Gewicht des über dem Verbindungsrost lagernden Betons allein genügt, um Kippgefahr auszuschließen. Im übrigen sprachen bei der Bemessung der Betonsockel das Aussehen und die Höhenlage ihrer Oberkante mit, die die oben erwähnte Feldeinteilung der Turmstützen ermöglichen mußte.

Bauzeit. Montage.

Die Bauzeit für die Brücke mußte sehr knapp bemessen werden, weil die Inangriffnahme der Arbeiten am großen Tunnel von ihrer Fertigstellung abhängig war. Daher waren für die Errichtung der Eisenkonstruktion nur drei Monate zugebilligt worden. Die Montage begann am 24. März, nachdem am 1. Februar, also noch im Frost, der erste Spatenstich für den Fundamentaushub getan war, und war am 26. Juni beendet. Eine sehr beachtliche Leistung, ganz besonders, wenn man berücksichtigt, daß die Baustelle räumlich äußerst beschränkt war und gleichzeitig noch von der die Betonarbeiten ausführenden Firma und der Kompressoranlage für den Tunnel in Anspruch genommen wurde. Sie war in der angegebenen Zeit überhaupt nur dadurch durchführbar, daß auf die Verwendung von Gerüsten verzichtet und die Eisenkonstruktion lediglich mittels zweier Turmkrane montiert wurde. Mit Rücksicht auf die geschäftliche Auswirkung für die ausführende Firma, die Reuter & Straube AG in Halle a. d. S., müssen nähere Angaben über diesen Montagevorgang hier leider unterbleiben.



Eine Schwierigkeit bei der Verwendung der Schwenkkrane lag darin, daß die eisernen Haltetaue, mit denen sie verankert werden, über Starkstromleitungen und Zuleitungsdrähte zu elektrischen Antrieben der Baumaschinen hinweggeführt werden mußten. Hier kann nur peinlichste Sorgfalt und Aufmerksamkeit Unfälle, von denen im vorliegenden Falle die Baustelle zum Glück verschont blieb, verhüten.

Anstrich.

Die Eisenteile wurden mit Mennigeanstrich geliefert und nach dem Einbau, wie üblich, mit doppeltem Ölfarbanstrich versehen. Dabei wurde ein gleitender Einheitspreis je m² Anstrichfläche festgesetzt. Aus der Überlegung heraus, daß im Falle der Vereinbarung eines Festpreises bei Unterbrechungen durch Regenwetter der Malermeister, um mit seinem Preise auszukommen, sehr stark in Versuchung gerät, nasse Flächen zu bepinseln, wurde ihm das durch das Wetter bedingte Risiko durch die Abmachung abgenommen, daß sich der Einheitspreis durch jeden Regentag, der in der vorgesehenen Vollendungsfrist von drei Wochen das Arbeiten unmöglich machte, um einige Pfennige erhöhen sollte. Dieses

Verfahren, dessen Durchführung an anderer Stelle mir bisher nicht bekanntgeworden ist, wurde vom Unternehmer sehr begrüßt und hat sich bewährt.

Gewicht und Belastungsprobe.

Die Brücke erforderte insgesamt 249 t Flußstahl und 13,5 t Stahlguß. Das ist nicht viel im Vergleich zu den Lasten, die ein solches Bauwerk zu tragen vermag ($p_F \cdot l = 8,89 \cdot 99,0 = 880$ t) und auch wirklich trägt, und doch waren es 35 t mehr, als im ersten überschläglichen Entwurf, der dem Kostenschlag zugrunde lag, ermittelt war. Der Mehrbedarf wurde durch die Änderung des Hauptträgerquerschnitts, Wahl der Turm- an Stelle der Pendelstützen und durch die Fußwegausbildung verursacht. Auch die Verwendung hochwertigen Baustahls wurde erwogen, doch erwies sich seine Verwendung nicht als wirt-

schaftlich, hauptsächlich, weil die Querschnitte mit Rücksicht auf die Durchbiegung zu sehr hätten überbemessen werden müssen.

Das Ergebnis der Belastungsprobe war sehr günstig. Die Durchbiegung betrug ziemlich gleichmäßig nur etwa $\frac{3}{4}$ der rechnerisch ermittelten, die Seitenschwankung in der Mitte trotz der großen Stützhöhe beim Befahren mit 45 km/h Geschwindigkeit weniger als 2 mm. Bei einem Bremsversuch, bei dem eine Lokomotive von 110 t Dienstgewicht in dem dem beweglichen Endauflager zunächst liegenden Felde von 40 auf 0 km Geschwindigkeit scharf abgebremst wurde, wurde eine Längsbewegung am freien Ende von 1,5 mm gemessen. Wird die Brücke mit dem bei der Halberstadt-Blankenburger Eisenbahn laufenden Leichttriebwagen (zwei Achsen mit je 7,5 t Achsdruck) befahren, so kann man fast behaupten, daß wahrnehmbare Erschütterungen nicht auftreten.

Berechnung von Schleuderbetonrohren für Kanaldüker, Durchlässe usw.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaumeister a. D. Otto Stoltzenburg, Magdeburg.

Einen erheblichen Anteil an den Baukosten für Schiffahrtskanäle nehmen die Kanaldüker ein, die mit Rücksicht auf die Wasserwirtschaft der anliegenden Ländereien gewöhnlich in großer Anzahl gebaut werden müssen. Als geeignetes Mittel, die Kosten dieser Bauwerke gegen früher herabzusetzen, hat sich, wenn Beton als Baustoff gewählt wird, statt der Herstellung der Rohre zwischen Schalung in der Baugrube¹⁾ die Verwendung von geschleuderten Eisenbetonrohren für den Dükerschlauch erwiesen. Die Art der Herstellung dieser Rohre verbessert die Güte des Betons und erhöht dadurch die Sicherheit gegen Rissebildung. Durch die höhere zulässige Beanspruchung wird die Wanddicke der Rohre herabgemindert, durch die damit erreichte größere Elastizität der Rohrwände werden die Spannungsverteilung über die Rohrwand und die statischen Verhältnisse verbessert. Die Rohre sind durch die Gütesteigerung des Betons auch wasserdicht und widerstandsfähiger gegen mechanische Abnutzung und chemische Einflüsse. Die durch die Art der Herstellung bedingte Glätte der Innenwandungen erhöht die hydraulische Leistungsfähigkeit. Da diese Rohre fabrikmäßig hergestellt und mehrere Wochen alt geliefert werden, ist der Schwindvorgang beim Einbau der Rohre in die Baugrube so gut wie beendet, so daß die Gefahr des Auftretens von Schwindrissen am fertigen Bauwerk nahezu beseitigt ist. Da der Baugrubenaushub für Düker unter Schiffahrtskanälen meistens im Schutze einer kostspieligen Wasserhaltungsanlage vor sich geht, ist die Verwendung der fertig angelieferten Schleuderbetonrohre vor allem dadurch wirtschaftlich, daß die Bauzeit und damit die Kosten für die Wasserhaltung für Düker mit Schleuderbetonrohren gegenüber solchen, die in der Baugrube zwischen Schalung gestampft oder gegossen werden, sehr herabgemindert wird. Die Wahl von Schleuderbetonrohren ermöglicht es auch, den Durchflußquerschnitt der Dükerrohre mehr, als es sonst wirtschaftlich ist, zu unterteilen, so daß mittels Überfallwehre am Oberhaupt die Größe des durchströmten Querschnitts den jeweiligen Wassermengen angepaßt werden kann. Die Durchflußgeschwindigkeit in den Rohren wird dadurch hochgehalten und die Versandung und Verschlammung der Rohre verhindert oder stark vermindert.

A. Die Art der Berechnung.

Über die Herstellung, die Eigenschaften und die allgemeine Wirtschaftlichkeit von geschleuderten Beton- und Eisenbetonrohren ist in Bautechn. 1930 ein ausführlicher Aufsatz erschienen²⁾; als ergänzende Fortsetzung wird im folgenden eine Berechnungsart für kreisrunde Dükerrohre gebracht, weil bei Dükerrohren unter Schiffahrtskanälen die Belastungsannahmen am vielseitigsten sind, und diese Berechnungsart infolge der Trennung der Einflüsse der einzelnen Belastungsarten auch ohne weiteres für Durchlässe, Einlässe und sonstige Rohrleitungen verwendbar ist. Die Trennung der Einflüsse der einzelnen Belastungsarten ermöglicht es auch, die einzelnen Einflüsse besser zu verfolgen und Änderungen in den Annahmen leichter durchzuführen. Als Belastungsarten für Dükerrohre werden unterschieden und getrennt behandelt

1. Eigengewicht,
2. äußerer Wasserdruck,
3. innerer Wasserdruck,
4. seitliche Verfüllung und Überschüttung.

Die Berechnung der Längsbewehrung von geschleuderten Eisenbetonrohren erübrigt sich, da deren einzelne Rohrstöße nur bis 5 m Länge geliefert werden. Etwa auftretende Biegebungsbeanspruchungen werden durch die aus konstruktiven Gründen im Abstände von 25 bis 40 cm angeordneten Längsverteilungseisen aufgenommen. Größere Biegebungsbeanspruchungen können nicht auftreten, wenn die Rohre, wie es üblich ist, gut mit Kies unterbettet werden, besonders wenn er mit fließendem Wasser eingespült wird.

¹⁾ Beschreibung eines solchen Bauwerks s. Garbe und Krueger, „Der Allerdüker unter dem Mittellandkanal“, Bautechn. 1931, Heft 5, S. 57.
²⁾ Bautechn. 1930, Heft 40, S. 587. Geschleuderte Beton- und Eisenbetonrohre. Von Dr.-Ing. Erwin Marquardt, Stadtbaurat in München.

Zur Berechnung der Beanspruchung des Rohrquerschnitts wird der in bezug auf die inneren Kräfte dreifach statisch unbestimmte Querschnitt im Scheitel aufgeschnitten und an der Sohle eingespannt gedacht (Abb. 1). An der Schnittstelle im Scheitel werden zum Gleichgewicht die noch zu ermittelnden Kraftwirkungen M_o und H_o angebracht. Eine senkrechte Hilfskraft ist nicht erforderlich, weil wegen Symmetrie des Querschnitts die Querkraft an dieser Stelle gleich Null ist. Sind dann in bezug auf einen beliebigen, unter $\angle \alpha$ belegenen Bogenpunkt die Biegemomente M_a bestimmt, so ergeben sich, da Winkelverdrehung und Durchbiegung im Scheitel gleich Null sind, nach dem Castiglianoschen Prinzip der kleinsten Formänderungsarbeit für die beiden Unbekannten M_o und H_o die Formänderungsgleichungen

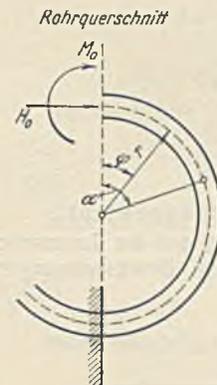


Abb. 1.

$$\int \frac{M_a}{EJ} \cdot \frac{\delta M_a}{\delta M_o} \cdot ds = 0$$

$$\int \frac{M_a}{EJ} \cdot \frac{\delta M_a}{\delta H_o} \cdot ds = 0.$$

Hierbei sind die verhältnismäßig geringen Normalkräfte, wie üblich, vernachlässigt und die Formänderung infolge von Wärmedilatation nicht berücksichtigt, da Düker und Rohrleitungen im Erdboden nur geringen Wärmeänderungen ausgesetzt sind. Für die Belastungsfälle 2 bis 4 ist die geringe Wanddicke der Rohre vernachlässigt und die Belastung auf die Systemlinie des Querschnitts bezogen.

B. Ermittlung der inneren Kraftwirkungen infolge von Beanspruchung der Rohre durch Eigengewicht.

1. Die äußeren Kräfte.

a) Eigengewicht (Abb. 2).

Gewicht des Baustoffes je Kubikeinheit = γ_b

Dicke der Wand = δ .

Dann ist auf die Längeneinheit des Rohres

$$dG = \gamma_b \delta ds = \gamma_b \delta r d\varphi,$$

also für 0 bis α :

$$G_\alpha = \gamma_b \delta r \int_0^\alpha d\varphi = \gamma_b \delta \alpha r,$$

und für den Halbkreis, für den $\alpha = \pi$ wird, ist

$$(1) \quad G = \gamma_b \pi \delta r.$$

Das Biegemoment infolge Eigengewichts in bezug auf Punkt A für den $\angle \alpha$ ist dann infolge dG (s. o.)

$$dM'_\alpha = dG (r \cdot \sin \alpha - r \cdot \sin \varphi)$$

$$M'_\alpha = \gamma_b \delta r^2 \int_0^\alpha (\sin \alpha - \sin \varphi) d\varphi$$

$$(2) \quad M'_\alpha = \gamma_b \delta r^2 (\alpha \cdot \sin \alpha + \cos \alpha - 1)$$

Dann ist

für $\alpha = 0 \quad M'_\alpha = 0$

• $\alpha = \frac{\pi}{2} \quad M'_\alpha = +0,571 \gamma_b \delta r^2$

• $\alpha = \pi \quad M'_\alpha = -2 \gamma_b r^2 \delta.$

b) Bodengegendruck in der Sohle.

Die Rohre werden nach dem Verlegen in der Baugrube mittels Sand oder Kies und fließendem Wassers bis zur halben Höhe eingespült oder gut eingestampft. Da der Boden seitlich der Rohrachse nur wenig an



Abb. 2.

der Aufnahme der Belastung teilnimmt, wird zur Sicherheit nur derjenige Teil der Sohle als belastet angesehen, der beiderseits der lotrechten Achse im Bereiche eines Zentriwinkels von je $30^\circ = \frac{\pi}{6}$ liegt. In diesem Bereiche wird der Bodengegendruck lotrecht wirkend und die Höhe der Druckfigur gleichmäßig $= p$ angenommen. Unter Berücksichtigung der Richtung ist die lotrechte Kraft aus dem Bodengegendruck

$$(2a) +V_p = +pr \cdot \sin \frac{\pi}{6} = \frac{1}{2} \cdot pr.$$

Der Wert für p ergibt sich aus der Bedingung, daß $\Sigma V = 0$ sein muß, daher hier

$$G - V_p = 0, \text{ also}$$

$$+ \frac{1}{2} \cdot pr = + \gamma_b \delta r \pi \text{ (s. Gl. 1).}$$

$$(3) \quad p = + 2 \gamma_b \delta \pi$$

Das Biegemoment M_α'' des statisch bestimmten Systems infolge des Bodengegendrucks unter dem Rohre ist dann für einen beliebigen, für die spätere Integration veränderlichen Punkt A im Bereiche von

$\frac{5}{6}\pi$ bis π , wenn der Lastteil $+pr \left(\frac{1}{2} - \sin \alpha\right)$ und der Hebelarm $r \left(\frac{1}{2} - \sin \alpha\right)$ ist (s. Abb. 3),

$$(4) \quad M_\alpha'' = + \frac{pr^2}{2} \left(\frac{1}{2} - \sin \alpha\right)^2$$

gültig zwischen den Grenzen $\alpha = \frac{5}{6}\pi$ bis $\alpha = \pi$.

2. Berechnung von M_0 und H_0 infolge Eigengewichts.

Als positiv wird ein Moment angenommen, das auf der Innenseite der Rohre Zugspannungen und auf der Außenseite Druckspannungen hervorruft (Abb. 4).

Gemäß Absatz A stehen für die Berechnung von M_0 und H_0 die beiden Gleichungen zur Verfügung

$$0 = \int \frac{M_\alpha}{EJ} \cdot \frac{\partial M_\alpha}{\partial M_0} \cdot ds \text{ und}$$

$$0 = \int \frac{M_\alpha}{EJ} \cdot \frac{\partial M_\alpha}{\partial H_0} \cdot ds,$$

wobei das Integral über den halben Kreisumfang gilt. Nun ist aber im ganzen das Biegemoment im Punkte A für den α

(I) $M_\alpha = M_0 + H_0 r (1 - \cos \alpha) - \Sigma M_\alpha'$, wobei $\Sigma M_\alpha'$ die Summe der Momente infolge der Belastung durch die äußeren Kräfte ist. Es ist daher

$$\frac{\partial M_\alpha}{\partial M_0} = 1 \text{ und } \frac{\partial M_\alpha}{\partial H_0} = r(1 - \cos \alpha),$$

ferner ist wieder $ds = r d\alpha$, und da der Faktor $\frac{r}{EJ}$ durch Division verschwindet, lauten die Bedingungsgleichungen

$$(II) \quad 0 = \int M_\alpha d\alpha \text{ und}$$

$$(III) \quad 0 = \int M_\alpha (1 - \cos \alpha) d\alpha.$$

Setzt man die Momente aus Gl. 2 u. 4 ein, dann geht Gl. I in die Form über

$$(5) \quad M_\alpha = M_0 + H_0 r (1 - \cos \alpha) - \gamma_b \delta r^2 (\alpha \cdot \sin \alpha + \cos \alpha - 1),$$

wozu im 2. Quadranten von $\frac{5}{6}\pi$ bis π nach $-\frac{pr^2}{2} \cdot \left(\frac{1}{2} - \sin \alpha\right)^2$ kommt.

Man setze diesen Wert in Gl. II ein, führe $R_1 = \gamma_b \delta r^2$ ein und setze

$$C = \int_{\frac{5}{6}\pi}^{\pi} M_\alpha'' d\alpha = + \int_{\frac{5}{6}\pi}^{\pi} \frac{pr^2}{2} \left(\frac{1}{2} - \sin \alpha\right)^2 d\alpha$$

ein, dann ist, da $\int \alpha \cdot \sin \alpha d\alpha = \sin \alpha - \alpha \cdot \cos \alpha$ ist,

$$0 = \int_0^{\pi} [M_0 + H_0 r + R_1 - \cos \alpha (H_0 r + R_1) - R_1 \alpha \cdot \sin \alpha] d\alpha - C.$$

Die Integration ergibt

$$(6) \quad 0 = M_0 \pi + H_0 r \pi - C.$$

Der Wert C , der allgemein in der folgenden Rechnung immer wieder auftritt, wird später berechnet.

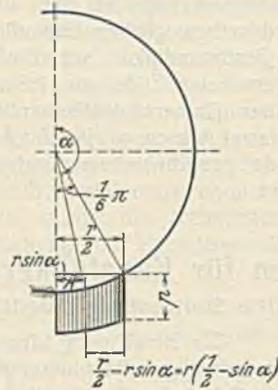


Abb. 3.

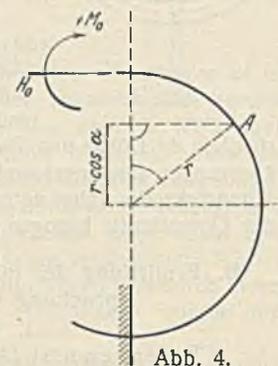


Abb. 4.

Man setze entsprechend die Werte nach Gl. 2 u. 4 noch in die Gl. III ein und setze $\int M_\alpha'' (1 - \cos \alpha) d\alpha = D$, dann ist

$$0 = \int_0^{\pi} (M_0 + H_0 r + R_1) - \cos \alpha (H_0 r + R_1) - R_1 \alpha \cdot \sin \alpha - (M_0 + H_0 r + R_1) \cos \alpha + (H_0 r + R_1) \cos^2 \alpha + R_1 \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha d\alpha - D.$$

Die Integration ergibt

$$(7) \quad 0 = \left(M_0 + \frac{3}{2} \cdot H_0 r + \frac{1}{4} \cdot R_1 \right) \pi - D.$$

Zur Berechnung von C und D setze man

$$\frac{pr^2}{2} = R_2,$$

dann ist nach Gl. 4

$$M_\alpha'' = \frac{1}{4} \cdot R_2 + R_2 \cdot \sin^2 \alpha - R_2 \cdot \sin \alpha$$

$$C = \int_{\frac{5}{6}\pi}^{\pi} M_\alpha'' d\alpha = \int_{\frac{5}{6}\pi}^{\pi} \left(\frac{1}{4} \cdot R_2 + R_2 \cdot \sin^2 \alpha - R_2 \cdot \sin \alpha \right) d\alpha$$

$$C = \frac{1}{4} \cdot R_2 \left(\frac{1}{2} \cdot \pi + \frac{3}{2} \sqrt{3} - 1 \right)$$

$$(8) \quad C = + 0,042 \cdot R_2 \quad C = + 0,042 \cdot \frac{pr^2}{2}$$

Ferner ist

$$D = \int_{\frac{5}{6}\pi}^{\pi} M_\alpha'' (1 - \cos \alpha) d\alpha$$

$$D = \int_{\frac{5}{6}\pi}^{\pi} R_2 \left(\frac{1}{2} - \sin \alpha \right)^2 (1 - \cos \alpha) d\alpha$$

$$\cos \alpha \cdot \sin^2 \alpha = \cos \alpha - \cos^3 \alpha$$

$$D = R_2 \int_{\frac{5}{6}\pi}^{\pi} \left(-\frac{5}{4} \cdot \cos \alpha + \sin \alpha \cdot \cos \alpha + \sin^2 \alpha - \sin \alpha + \cos^3 \alpha + \frac{1}{4} \right) d\alpha.$$

Die Integration ergibt

$$D = R_2 \left(+ \frac{\pi}{8} + \frac{3}{8} \sqrt{3} - \frac{23}{24} \right)$$

$$(9) \quad D = + 0,084 \cdot \frac{pr^2}{2}$$

Für Eigengewicht ist nach Gl. 3 $p = + 2 \gamma_b \delta \pi$, daher

$$R_2 = \frac{pr^2}{2} = + \gamma_b \pi r^2 \delta$$

und

$$C = + 0,042 \gamma_b \pi r^2 \delta,$$

$$D = + 0,084 \gamma_b \pi r^2 \delta.$$

Diese Werte in Gl. 6 u. 7 eingesetzt und $R_1 = \gamma_b \delta r^2$ gesetzt, ergibt

$$M_0 + H_0 r - 0,042 \gamma_b \delta r^2 = 0 \text{ und}$$

$$M_0 + \frac{3}{2} H_0 r + 0,166 \gamma_b \delta r^2 = 0, \text{ woraus}$$

$$\frac{1}{2} H_0 r + 0,208 \gamma_b \delta r^2 = 0 \text{ oder}$$

$$(10) \quad H_0 = - 0,416 \gamma_b \delta r$$

Setzt man diesen Wert in eine der oberen Gleichungen ein, dann ist

$$(11) \quad M_0 = + 0,458 \gamma_b \delta r^2$$

3. Berechnung von M_u, H_u, M_k und V_k infolge Eigengewichts.

Da äußere waagerechte Kräfte nicht auftreten, ist, wenn man H_α und M_α in Sohlenmitte mit H_u und M_u einsetzt,

$$H_u + H_0 = 0.$$

$$(12) \quad H_u = + 0,416 \gamma_b \delta r$$

Ferner ist nach Gl. I für $\alpha = \pi$

$$M_u = M_0 + 2 H_0 r - \Sigma M_\alpha' - \Sigma M_\alpha'',$$

$$M_u = M_0 + 2 H_0 r + 2 \gamma_b \delta r^2 - \frac{1}{4} \gamma_b \pi r^2 \delta.$$

Setzt man die Werte 10 und 11 ein, dann ist

$$(13) \quad M_u = + 0,841 \gamma_b \delta r^2$$

Die lotrechte Kraft im Kämpfer sei V_k , dann ist weiter $V_k = \frac{1}{2} \cdot G$, daher nach Gl. 1

$$(14) \quad V_k = 1,57 \gamma_b \delta r$$

Ferner ist nach Gl. I

$$M_k = M_0 + H_0 r - \Sigma M_\alpha'$$

$$M_k = \gamma_b \delta r^2 (0,458 - 0,416 - 0,571)$$

$$(15) \quad M_k = - 0,529 \gamma_b \delta r^2$$

C. Ermittlung der inneren Kraftwirkungen infolge äußeren Wasserdrucks.

1. Die äußeren Kräfte.

Der äußere Wasserdruck ist für alle Punkte des Ringquerschnitts gleich einer radial gerichteten Kraft q , deren Größe mit wachsender Tiefe zunimmt. Für einen beliebigen Winkel φ ist, wenn γ_w das Gewicht für die Kubikeinheit des Wassers bedeutet (Abb. 5),

$$q = \gamma_w (h + r - r \cdot \cos \varphi).$$

Die senkrechte Belastung des Rohres ist dann bis zu einem beliebigen Punkte A entsprechend dem Zentriwinkel α

$$\begin{aligned} V_\alpha &= \int_0^\alpha q ds \cdot \cos \varphi \\ &= \int_0^\alpha q r \cdot \cos \varphi d\varphi \\ &= \gamma_w (h + r) r \int_0^\alpha \cos \varphi d\varphi \\ &\quad - \gamma_w r^2 \int_0^\alpha \cos^2 \varphi d\varphi \\ (15a) \quad V_\alpha &= \gamma_w (h + r) r \cdot \sin \alpha \\ &\quad - \frac{\gamma_w r^2}{2} (\alpha + \sin \alpha \cdot \cos \alpha). \end{aligned}$$

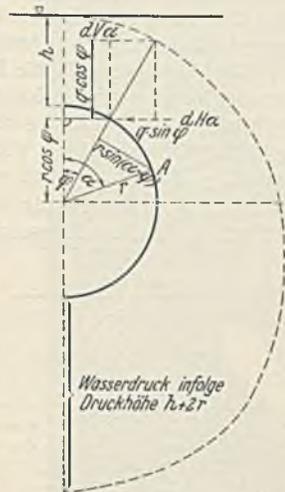


Abb. 5.

Das Biegemoment infolge des äußeren Wasserdrucks in bezug auf Punkt A ist

$$dM_\alpha = q ds \cdot \sin(\alpha - \varphi) r.$$

Die obigen Werte sinngemäß eingesetzt, ergibt

$$\begin{aligned} dM_\alpha &= \gamma_w (h + r) r^2 \cdot \sin(\alpha - \varphi) d\varphi - \gamma_w r^3 \cdot \sin(\alpha - \varphi) \cos \varphi d\varphi \\ M_\alpha &= \gamma_w r^2 (h + r) \int_0^\alpha \sin(\alpha - \varphi) d\varphi - \gamma_w r^3 \int_0^\alpha \sin(\alpha - \varphi) \cos \varphi d\varphi \end{aligned}$$

$$(16) \quad M_\alpha = \gamma_w r^2 (h + r) (1 - \cos \alpha) - \frac{1}{2} \cdot \gamma_w r^3 \alpha \cdot \sin \alpha$$

Für die dem Auftrieb entgegengesetzt wirkende Kraft wird die gleiche Annahme wie für die Verteilung der Auflagerkraft aus Eigengewicht gemacht (s. Abschnitt B. b.). Bei Auflagerung auf $\frac{1}{6}$ des Kreisumfangs ist

$$-V_p + V_\alpha = 0,$$

daher

$$\frac{1}{2} \cdot p r = -\gamma_w r^2 \cdot \frac{\pi}{2} \quad (\text{s. Gl. 15a})$$

$$(17) \quad p = -3,142 \gamma_w r$$

$$(18) \quad \frac{p r^2}{2} = -\frac{1}{2} \cdot \gamma_w r^3 \pi = -1,571 \gamma_w r^3.$$

Ferner ist nach Gl. 4 für $\alpha = \pi$

$$(19) \quad M_\alpha'' = \frac{p r^2}{8} = -0,393 \gamma_w r^3.$$

Weiter ist nach Gl. 8

$$C = +0,042 \cdot \frac{p r^2}{2}$$

$$(20) \quad C = -0,066 \gamma_w r^3$$

und nach Gl. 9

$$D = +0,084 \cdot \frac{p r^2}{2}$$

$$(21) \quad D = -0,132 \gamma_w r^3.$$

Ferner ist

$$(22) \quad +\frac{2}{\pi} (D - C) = -0,042 \gamma_w r^3$$

und

$$(23) \quad \frac{1}{\pi} (2D - 3C) = -0,021 \gamma_w r^3.$$

2. Berechnung von M_0 und H_0 infolge äußeren Wasserdrucks.

Nach Gl. I ist

$$\begin{aligned} M_\alpha &= M_0 + H_0 r (1 - \cos \alpha) - \gamma_w r^2 (h + r) (1 - \cos \alpha) \\ &\quad - \frac{1}{2} \cdot \gamma_w r^3 \alpha \cdot \sin \alpha - C. \end{aligned}$$

Setzt man $\gamma_w r^2 (h + r) = R_0$ und $\frac{1}{2} \cdot \gamma_w r^3 = R_7$, dann ist

$$M_\alpha = M_0 + H_0 r - H_0 r \cdot \cos \alpha - R_0 + R_0 \cdot \cos \alpha + R_7 \alpha \cdot \sin \alpha - C.$$

Nach Gl. II ist $0 = \int M_\alpha d\alpha$, daher

$$0 = \int_0^\pi [M_0 + H_0 r - R_0 + \cos \alpha (R_0 - H_0 r) + R_7 \alpha \cdot \sin \alpha] d\alpha - C$$

$$(24) \quad 0 = M_0 + H_0 r - R_0 + R_7 - \frac{1}{\pi} \cdot C.$$

Ferner ist nach Gl. III

$$0 = \int_0^\pi (M_0 + H_0 r - R_0) + \cos \alpha (-M_0 - 2H_0 r + 2R_0) + R_7 \alpha \cdot \sin \alpha + (H_0 r - R_0) \cos^2 \alpha - R_7 \alpha \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha] d\alpha - D.$$

$$(25) \quad 0 = M_0 + \frac{3}{2} \cdot H_0 r - \frac{3}{2} \cdot R_0 + \frac{5}{4} \cdot R_7 - \frac{1}{\pi} \cdot D.$$

Durch Subtraktion der Gl. 24 von Gl. 25 erhält man

$$H_0 r = R_0 - \frac{1}{2} \cdot R_7 + \frac{2}{\pi} (D - C).$$

Setzt man die Werte für R_0 , R_7 , D und C ein, dann ist

$$(26) \quad H_0 = \gamma_w r (h + 0,708 r)$$

Aus Gl. 27 ergibt sich

$$M_0 = -\frac{1}{2} \cdot R_7 - \frac{1}{\pi} (2D - 3C).$$

Die Werte für R_7 , D und C eingesetzt, ergibt

$$(27) \quad M_0 = -0,229 \gamma_w r^3$$

3. Berechnung von H_u , M_u , V_k und M_k infolge äußeren Wasserdrucks.

Zur Berechnung von H_u ist noch die waagerechte Kraft infolge Wasserdrucks zu berechnen (s. Abb. 5)

$$H_\alpha = \int_0^\alpha q ds \cdot \sin \varphi = \gamma_w r (h + r) \int_0^\alpha \sin \varphi d\varphi - \gamma_w r^2 \cdot \sin \varphi \cdot \cos \varphi d\varphi$$

$$H_\alpha = \gamma_w r (h + r) (1 - \cos \alpha) - \frac{1}{2} \cdot \gamma_w r^2 \cdot \sin^2 \alpha.$$

Nun muß sein

$$H_u = \sum H_\alpha - H_0 \quad \text{für } \alpha = \pi, \text{ daher}$$

$$(28) \quad H_u = \gamma_w r (h + 1,292 r)$$

Nach Gl. I ist

$$M_u = M_0 + 2H_0 r - \sum M_\alpha' - M_\alpha''$$

$$(29) \quad M_u = -0,420 \gamma_w r^3$$

Nach Absatz C 1 ist für $\alpha = \frac{\pi}{2}$

$$V_\alpha = V_k = \gamma_w r \left(h + \frac{4 - \pi}{4} \cdot r \right), \text{ daher}$$

$$(30) \quad V_k = \gamma_w r (h + 0,215 r)$$

Ferner ist nach Gl. I

$$M_k = M_0 + H_0 r - \sum M_\alpha'.$$

Für $\alpha = \frac{\pi}{2}$ ist

$$M_k = \gamma_w r^2 \left(-0,229 r + h + 0,708 r - h - r + \frac{1}{4} \cdot \pi r \right)$$

$$(31) \quad M_k = +0,254 \gamma_w r^3$$

Der äußere Wasserdruck auf das unter Wasser oder im Grundwasser liegende Rohr kann in zwei Teilbelastungen zerlegt werden, von denen die eine von der Größe h nur Druckspannungen im Rohre hervorruft, also günstig wirkt, die andere vom Scheitel bis zur Rohrsohle von Null bis auf $2r$ stetig zunimmt und auch Biegebeanspruchungen hervorruft. Wird zur Sicherheit nur der letztgenannte Teil des äußeren Wasserdrucks in die Rechnung eingestellt und der gleichmäßig wirkende Teil nur bei der Ermittlung der größten Betondruckspannung als Zuschlag berücksichtigt ($\sigma_{bd} = \frac{hr}{\delta}$), so lauten die Formeln für die Momente und Normalkräfte infolge des äußeren Wasserdrucks

$$(32) \quad \begin{aligned} H_0' &= +0,708 \gamma_w r^2 \text{ und } M_0' = -0,229 \gamma_w r^3 \\ H_u' &= +1,292 \gamma_w r^2 \text{ und } M_u' = -0,420 \gamma_w r^3 \\ V_k' &= +0,215 \gamma_w r^2 \text{ und } M_k' = +0,254 \gamma_w r^3 \end{aligned}$$

Bei Ermittlung der größten Betondruckspannung ist die zusätzliche Druckbelastung

$$H_0' = H_u' = V_k' = \gamma_w r h \text{ und daraus}$$

$$(33) \quad \sigma_{bd} = +\gamma_w \cdot \frac{r h}{\delta}$$

D. Ermittlung der inneren Kraftwirkungen infolge inneren Wasserdrucks.

Bei vollständiger Füllung des Rohrquerschnitts hat die Belastungsfläche für den Innendruck die gleiche Gestalt wie für den äußeren Wasserdruck (Absatz C 2), jedoch mit entgegengesetzten Vorzeichen.

Ist die Höhe des freien Wasserspiegels, also in der Regel der Wasserspiegel an dem Dükeroberhaupt, über dem Scheitel der Systemlinie des zu untersuchenden Dükerquerschnitts h_1 , so ist gemäß Gl. 15a

$$\begin{aligned} \text{für } \alpha = 0 : V_\alpha &= 0 \\ \alpha = \frac{\pi}{2} : V_\alpha &= -\gamma_w \left(h_1 + \frac{4-\pi}{4} \cdot r \right) r \\ \alpha = \pi : V_\alpha &= +\gamma_w r^2 \cdot \frac{\pi}{2} \end{aligned}$$

und nach Gl. 16

$$\begin{aligned} \text{für } \alpha = 0 : M_\alpha &= 0 \\ \alpha = \frac{\pi}{2} : M_\alpha &= \frac{\pi}{4} \cdot \gamma_w r^3 = \gamma_w r^2 (h_1 + r) \\ \alpha = \pi : M_\alpha &= -2 \gamma_w r^2 (h_1 + r). \end{aligned}$$

Es gilt für den Auflagerdruck auf $\frac{1}{6}$ des Kreisumfangs

$$V_p = \frac{1}{2} \cdot p \cdot r = V_\alpha, \text{ daher}$$

$$(34) \quad p = +\gamma_w r \pi$$

und

$$(35) \quad \begin{aligned} H_o &= -\gamma_w r (h_1 + 0,708 r) & \text{und } M_o &= +0,229 \gamma_w r^3 \\ H_u &= -\gamma_w r (h_1 + 1,292 r) & \text{ " } M_u &= +0,420 \gamma_w r^3 \\ V_k &= -\gamma_w r (h_1 + 0,215 r) & \text{ " } M_k &= -0,254 \gamma_w r^3 \end{aligned}$$

E. Ermittlung der inneren Kraftwirkungen infolge seitlicher Verfüllung und Überschüttung der Rohre.

1. Die äußeren Kräfte.

Die beiden Erddruckwirkungen, Auflast und seitlicher Erddruck, werden zu einer einheitlichen Kraft zusammengefaßt, wodurch näherungsweise für die Belastungskurvengleichung sich eine Kosinuspotenzfunktion ergibt:

Da die Erde durchfeuchtet ist und die Wand der Rohre glatt und asphaltiert ist, wird δ_1' , der Reibungswinkel zwischen Rohrwand und Erde, gleich Null gesetzt und der Erddruck E im Kämpfer waagrecht angenommen. Um zur Ermittlung der äußeren Kräfte zu integrierbaren Gleichungen zu kommen, sind im folgenden noch mehrfach vereinfachende Annahmen gemacht worden, die zwar nicht genau der geltenden Erddrucktheorie entsprechen, aber gute Näherungsformeln ergeben.

Der aktive Erddruck auf eine senkrechte Wand sei $E = \frac{m}{2} \cdot \gamma_e h^2$, und die spezifische Belastung für die Längeneinheit in der Tiefe h sei

$$e = m \gamma_e h,$$

wenn γ_e das Gewicht der Kubikeinheit Erde (nach Abzug des Auftriebes) ist.

Der Erddruck auf eine unter dem Böschungswinkel ρ geneigte Wand, hier der unter ρ geneigten Tangente des Kreisquerschnitts, ist gleich Null (Abb. 7).

Im Scheitel des Querschnitts ist die Erdlast unmittelbar mit $\gamma_e h_0$ gegeben. Neben dem Scheitel setzt sich dann der fortschreitend kleiner werdende Erddruck auf die Längeneinheit des Ringquerschnitts aus dem Gewichte der darüber liegenden Erdüberschüttung und dem auf das geneigte Ringstück wirkenden waagerechten Erddruck zu einer geneigten Mittelkraft zusammen, die bei $\varphi = 90^\circ$ in den waagerechten Erddruck $m \gamma_e (h_0 + r)$ übergeht und bei $180 - \rho$ gleich Null wird. Die Belastung durch den Erddruck nimmt danach etwa die in Abb. 8 angegebene Gestalt an. Da $e = \gamma_e h \cdot \text{tg}^2 \left(45 - \frac{\rho}{2} \right)$ ist, ergibt sich

$$m = \text{tg}^2 \left(45 - \frac{\rho}{2} \right).$$

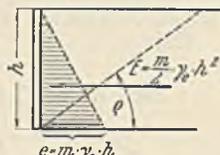


Abb. 6.

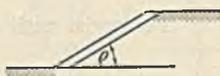


Abb. 7.

Auf die anzunehmende Größe von ρ wird später eingegangen. Die Veränderlichkeit des Erddrucks kann man annähernd durch eine Kosinuskurve festlegen, indem man $\rho = n \pi \left(\frac{1}{6} \cdot 180^\circ \text{ oder } \frac{1}{8} \cdot 180^\circ \text{ usw.} \right)$ einführt. Wie eine Vergleichsrechnung ergibt, ist der Fehler sehr gering, wenn man die Belastungskurve erst bei 180° zu Null auslaufen läßt, also hier für n den Wert Null einsetzt. Zur Vereinfachung des Rechnungsganges wird mit dieser Annahme weitergerechnet.

Die Annahmen für die Belastung des Rohres mit dem Erdboden sind für die Berechnung der Rohre von ausschlaggebender Bedeutung, da diese Belastung die weitaus größten Momente verglichen mit den anderen Belastungsfällen ergibt. Während die Scheitelbelastung mit Zuverlässigkeit zu $\gamma_e h_0$ angenommen werden kann — wobei bei Dükern mit Rücksicht auf den Bauvorgang in breiten Baugruben h_0 in jedem Falle mit der vollen Größe eingesetzt werden muß, — sind für den Druck des Bodens auf die Kämpfer — waagerechter Erddruck — zwei Grenzwerte der Belastungsannahmen möglich, einmal, daß dieser Druck

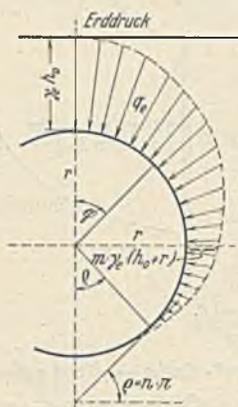


Abb. 8.

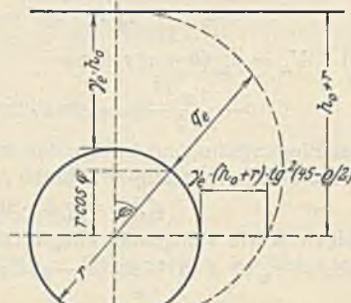


Abb. 9.

gleich dem größten für die Beschaffenheit des Bodens überhaupt möglichen aktiven Erddruck ist, und dann, daß dieser Druck infolge der beim Setzen des Bodens eintretenden Bewegungen oder aus anderen Ursachen nur einen äußerst geringen Wert aufweist. Da nun die Seitenbelastung des Rohres im Scheitelmoment entgegengesetzt wie die lotrechte Belastung im Scheitel wirkt, stellt das nach dem ersten Falle berechnete Moment einen unteren Grenzwert dar. Der oberste denkbare Grenzwert würde sich ergeben, wenn der seitliche Erddruck gleich Null gesetzt würde. Diese Annahme erscheint aber zu ungünstig. Die noch als wahrscheinlich anzusehende ungünstige Belastung wird zutreffend mit dem aktiven Erddruck gleichgesetzt werden können, der sich aus dem größtmöglichen inneren Reibungswinkel der jeweilig vorliegenden Bodenart errechnet. Im Scheitel des Rohres wirkt also die Belastung $\gamma_e h_0$ und im Kämpfer die waagerechte Belastung auf 1 m Breite $\gamma_e (h_0 + r) \text{tg}^2 \left(45 - \frac{\rho}{2} \right)$, worin ρ zu 35 bis 50° anzunehmen ist. Zu jedem Werte von ρ gehört dann (Abb. 9) eine andere Belastungsfigur nach der Kosinuskurve. Es ist allgemein, wenn die Belastungsfigur in der Sohle zu Null auslaufen und im Scheitel den Wert $\gamma_e h_0$ haben soll,

$$(36) \quad q_e = \gamma_e [h_0 + r (1 - \cos \varphi)] \cos^x \frac{\varphi}{2},$$

worin für einen bestimmten Winkel ρ der Exponent x so zu wählen ist, daß für den Winkel $\varphi = \frac{\pi}{2}$ der Wert

$$(37) \quad q_e = \gamma_e \left[h_0 + r \left(1 - \cos \frac{\pi}{2} \right) \right] \cos^x \frac{\pi}{4}$$

gleich oder angenähert gleich dem Werte

$$(38) \quad q_e = \gamma_e (h_0 + r) \text{tg}^2 \left(45 - \frac{\rho}{2} \right) \text{ wird.} \quad (\text{Schluß folgt})$$

Reinhold Krohn †.

Ein Großer aus dem Gebiete der Statik und des Stahlbaues ist von uns gegangen. Am 29. Juni verschied in Danzig-Langfuhr nach kurzer, aber schwerer Krankheit der ordentl. Professor der dortigen Hochschule, der Geheime Regierungsrat Dr.-Ing. ehr. Reinhold Krohn. Mitten aus erfolgreicher Tätigkeit sein Leben abzuschließen, das war immer sein Wunsch; sein letzter Wunsch, am 80. Geburtstag — das wäre am 25. November d. J. gewesen — noch in voller Geistesfrische auf dem Katheder zu stehen, das ist ihm nicht beschieden worden.

Über das Wirken Krohns als Statiker und Ingenieur in der Praxis des Stahlbaues und über seine spätere Tätigkeit auf dem Lehrstuhl in Danzig ist anlässlich der Feier seines 70. Geburtstages im Herbst 1922 vielfach berichtet worden. Die besten Jahre seines Schaffens, die ihm vor allem den Ruf als hervorragenden Brückenbauer brachten, verbrachte Krohn von

1886 bis 1904 bei der Gutehoffnungshütte, zuerst als Oberingenieur und dann als leitender Direktor ihrer Brücken- und Eisenhochbauabteilung. Schier ungezählt sind die Bauten in Stahl, die er da in nie versagender Energie, mit Umsicht und großer Sachkenntnis durchführen durfte. Ich erinnere nur an den Bau der Norder Elbebrücke in Hamburg, der Nord-Ostsee-Kanal-Brücke in Levensau, der beiden Rheinbrücken von Bonn und Düsseldorf — welch letztere seinen Namen mit einem Schläge zu den Ersten seines Faches erhoben —, dann der Kornhausbrücke in Bern, aller eisernen Brücken der Nordrampe der Gotthardbahn, der überdachten Hellinge der Germania-Werft in Kiel und noch an viele, viele anderen Bauten. Dabei war Krohn gleichzeitig Lehrer seiner Ingenieure, Techniker und Zeichner. Nie hatte er bei der Wahl seiner Mitarbeiter einen Versager; keine Mehr- und Überarbeit war seinen Beamten zu viel, wenn

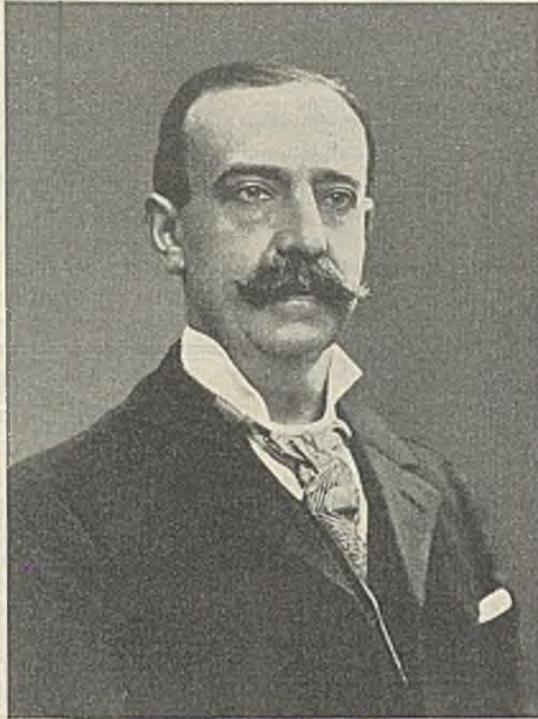
es galt, in einem Wettbewerb die letzte Anstrengung herauszuholen und die Arbeit zu einer guten Ablieferung zu bringen. Er hat in dieser Zeit den Namen des Sterkrader Werkes zur Weltgeltung gebracht.

Um die Schaffung eines neuen Stahles, des Flußeisens an Stelle des Schweißeisens, gebührt Krohn neben Mehrtens und Kintzle ein Hauptverdienst. Er war Mitbegründer des Deutschen Stahlbauverbandes.

Aber auch theoretisch ruhte Krohn nie. Hatte er schon in Sterkrade verschiedene Arbeiten über die Berechnung statisch unbestimmter Brückenträger herausgegeben, wobei er vor allem die Theorien von Maxwell und Mohr weiter entwickelte, so entfaltete er erst recht nach Übernahme der Professur in Danzig eine vielseitige Rührigkeit auf dem Gebiete der Statik. Vor allem befaßte er sich mit Fragen auf dem Gebiete der Knickfestigkeit. 1923 erschien seine erste Arbeit über die Berechnung gegliederter Druckstäbe, wobei er die Tetmajer-Formel auch auf solche Stabgebilde ausdehnte und ihrem Aufbau die Deutung gab, die nach seiner Ansicht den einzelnen Gliedern der Formel zukam. Später hat Krohn die ganze Knicktheorie von Grund auf neu entwickelt, von Eulers Fundament ausgehend bis zum verwickeltesten Gebilde eines gegliederten Stabes¹⁾. Noch kürzlich versandte er an alle seine vielen Freunde und Bekannten einen in Sprache und mathematischem Aufbau geradezu bewundernswert gehaltenen Auszug über den Abschnitt „Druckfestigkeit“ aus seinen Vorlesungen.

An Ehren und Auszeichnungen hat es Krohn während seines langen und restlos tätigen Lebens nicht gefehlt. Neben zahlreichen Ordens-

¹⁾ Vgl. Bautechn. 1923, Heft 25, S. 230.



verleihungen wurde ihm von der Technischen Hochschule Aachen der Doktor-Ingenieur ehrenhalber gegeben, das allerhöchste Vertrauen seines Königs berief ihn als Vertreter der Danziger Hochschule in das frühere preußische Herrenhaus.

Einer überaus glücklichen Ehe Krohns sind zwei Söhne und drei Töchter entsprossen. Sein Haus war in Sterkrade wie in Langfuhr als eines der gastfreundlichsten bekannt. Seine beste Erholung nach angestrengtester Tagesarbeit, nach Reisen und schweren Geschäftsverhandlungen war die Musik. Er spielte ausgezeichnet das Cello. In seiner Wohnung in Langfuhr war das beste und größte Zimmer als Konzertsaal eingerichtet und hatte als einziges Möbelstück nur einen riesigen Flügel aufzuweisen. Hier liebte er es, in Quartett und Sextett, auch mit größerem Personal, vor ausgewählten Besuchern zu spielen und ganze Konzerte abzuhalten. Je nach Lust und Laune spielte er da mit, seine Frau handhabte das Klavier, oder er dirigierte nur, immer mit feinem Sinn und Empfinden die Spieler durch Scherzworte anfeuernd oder durch sachkundigen Tadel die Unebenheiten des Zusammenspiels auszugleichen suchend.

Nun ist Krohn als einer der Letzten aus der Garde der alten Meister des Brückenbaues, Müller-Breslau, Mohr, Rieppel usw., dahingegangen. Möge ihm die Erde leicht sein! Sein Wirken und Schaffen in einem langen und arbeitsreichen Leben wird in seinen Werken und im Herzen wie im Kopfe seiner zahlreichen Schüler noch lange weiter leben bleiben.

Sterkrade, den 4. Juli 1932.

Dr. Bohny.

Martin Grüning †.

Kaum drei Jahre sind verflossen, seitdem in den Fachzeitschriften anlässlich seines 60. Geburtstages Grünings Werke und Bedeutung gewürdigt wurden. Nun weilt Martin Grüning nicht mehr unter den Lebenden. Eine schwere, über 1½ Jahre währende Krankheit hat den starken Körper und Willen gebrochen.

Mit Grüning verlieren wir einen der bedeutendsten Vertreter der Statik in Deutschland. Er ist aus der Müller-Breslauschen Schule hervorgegangen, hat aber das Gebiet wesentlich über die von seinem großen Lehrer gegebene Denkungsweise herausgehoben. Seine bedeutenden Werke, die ja jedem Statiker und Fachmann bekannt sind, zeichnen sich durch die in die letzte Tiefe dringende Gründlichkeit und Schärfe des Denkens aus. Man kann fast sagen, daß das Schrifttum Grünings unfehlbar den Kern des behandelten Problems traf. Er bevorzugte in erster Linie analytische Methoden, wobei ihm seine großen mathematischen Kenntnisse zu Hilfe kamen. Dem Gebiete der Differenzgleichung hat er als einer der Ersten weiten Raum in der Behandlung schwieriger statischer Probleme gegeben. Eine Virtuosität hat Grüning in der Behandlung hochgradig statisch unbestimmter Systeme erreicht, die er mit seltenem Geschick meisterte.

Einen wesentlich neuen und großen Schritt tat Grüning durch seine Arbeit über „Tragfähigkeit statisch unbestimmter Tragwerke aus Stahl bei beliebig wiederholter Belastung“. Er brachte hier in umfassender Weise die Beweisführung, daß durch wiederholte Belastung ein Spannungs-

ausgleich bei statisch unbestimmten Systemen eintritt, und forderte dadurch in vorbildlicher Weise ein neues großes Forschungsgebiet der Statik, das bestimmt erst im Anfange der Entwicklung steht und das die Sondereigenschaften der Baustoffe wesentlich mehr als bisher berücksichtigen wird.

Als Lehrer stellte Grüning große Anforderungen an seine Schüler. Nicht alle werden dem hohen Gedankengang des Verstorbenen gefolgt haben können. Ihm schwebte vor, den wirklich Begabten und für dieses Sonderfach Geeigneten das zu geben, was sie sonst in Büchern schwer finden können.

So klar und konzessionslos wie in seinen Schriften war auch seine Lebensauffassung und blieb so bis zum letzten Augenblick. Streng gegen sich war er auch im Verkehr mit seinen Mitmenschen aufrecht, gerecht und absolut zuverlässig.

Große Liebe und Fürsorge verbanden den Verstorbenen mit seiner Familie. Das vorbildliche Zusammenleben mit seiner Gattin und seinen drei Kindern war für ihn eine unentbehrliche Grundlage für sein berufliches Schaffen.

Seine Fachkollegen, die mit ihm auch persönlich in Berührung kamen, werden neben seinen unvergänglichen Werken seiner hervorragenden Persönlichkeit das beste Andenken bewahren.

Hannover, den 30. Juni 1932.

Kulka.

Vermischtes.

Fr. Voß 60 Jahre alt. Baurat Dr.-Ing. e.h.r. Friedrich Voß hat am 7. Juli d. J. sein 60. Lebensjahr vollendet. Wir Fachgenossen freuen uns, daß ihm dies in alter Schaffenskraft und Arbeitsfreude vergönnt war. Denn die Brückenbaukunst erhofft von Voß noch weitere Schöpfungen und fruchtbringende Anregungen. Sein bisheriger Lebensweg ist durch rastlose Arbeit und schöne Erfolge gekennzeichnet. Nach den Entwürfen und unter Leitung von Voß sind die großen Eisenbahnhochbrücken über den Nordostseekanal bei Rendsburg und Hochdonn und die große Straßendrehbrücke bei Rendsburg gebaut worden. Alle drei Bauten sind wegen ihrer großen Abmessungen, ihrer mustergültigen baulichen Einzelheiten und ihrer schönen Umrißlinien außerordentlich beachtenswerte Bauwerke, die als Marksteine in der Geschichte der Brückenbaukunst angesprochen werden können. Auch die schöne Straßenbrücke über die Eider bei

Friedrichstadt ist nach den Entwürfen von Voß gebaut worden. Mit großem Erfolg hat sich Voß auch an Wettbewerben für Brückenbauten beteiligt. In dem Wettbewerb um die Eisenbahn- und Straßenbrücke über den Rhein bei Speyer ist sein Entwurf mit dem ersten Preise ausgezeichnet worden. Das Problem der Knicksicherheit gedrückter Stäbe hat Voß durch Ausführung umfangreicher Versuche an großen Druckstäben gefördert. Auch der Frage der Verbesserung des Baustoffes der stählernen Brücken hat Voß große Beachtung geschenkt; er hat für seine Brückenbauten teilweise einen St 44 an Stelle von St 37 mit wirtschaftlichem und technischem Erfolg verwendet. Bei der Festsetzung wichtiger Brückenvorschriften haben Behörden und Körperschaften die großen Erfahrungen und Kenntnisse von Voß nicht entbehren können. Diese Vorschriften sind zum großen Teil unter seiner tatkräftigen Mitwirkung entstanden. So hat sich

Voß auf allen Gebieten des Brückenbaues große Verdienste erworben. Die Technische Hochschule Braunschweig ehrte diese Verdienste durch Verleihung der Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber.

Das Bild des großen Brückenbauers muß aber noch vervollständigt werden. Es wäre sonst kein zutreffendes Bild von Voß. Alle, die ihn kennen, achten seine Anspruchslosigkeit, seinen geraden Sinn und seine vorbildliche, restlose Hingabe an die großen vaterländischen Ideen. Im Krieg und in den Wirren der Nachkriegszeit, überall, wo es galt, das Leben einzusetzen, stand Voß an vorderster Stelle. Wenn Voß in dem äußeren Aufstieg nicht die Erfolge beschiedenen waren, die seinen Kenntnissen und Leistungen entsprochen hätten, so hat das seinen Grund darin, daß er den restlosen Einsatz seiner Person in den schweren Zeiten des Vaterlandes mit länger anhaltenden Schädigungen seiner Gesundheit bezahlen mußte.

Möchten Voß noch viele arbeits- und erfolgreiche glückliche Jahre beschieden sein.
Schaper.

Falster-Seeland-Brücke. Das dänische Ministerium für öffentliche Arbeiten hat mit einer englischen Firma einen Vorvertrag über den Bau der Storström-Brücke zwischen den dänischen Inseln abgeschlossen. Mit dem Bau soll im November d. J. begonnen werden. Die Kosten werden auf etwa 32 Mill. RM geschätzt. Den Bauauftrag erhielt Dorman Long & Co., dieselbe Firma, die die Brücke über den Hafen von Sydney gebaut hat. Die Direktion der englischen Firma hat auch die Beschaffung des Geldes für den Bau der Brücke übernommen. Wie die DAZ berichtet, wird die englische Firma zusammen mit der Bank von England die nötigen Mittel zur Verfügung stellen. Die Brücke wird eine Länge von 3,3 km haben, die im Bau befindliche Brücke über den Kleinen Belt, die sogenannte Lillebælts-Brücke, ist nur 1175 m lang.

Die Schutzbauten der Donaumündung bei Sulina.¹⁾ Nach einem Bericht in Gén. Civ. 1932, Nr. 5, ist die Mündung der Donau neuerdings wieder durch Schutzbauten vor der Versandung geschützt worden. Nach-

jedoch die Schutzdämme vor Versandung nicht genügend schützen konnten, wurden sie zunächst auf 2 km verlängert. Auch das genügte nicht, um die Versandung zu verhindern, so daß schließlich in neuerer Zeit diese Schutzdämme weiter bis zu einer Länge von 2,5 km verlängert wurden. Zunächst begnügte man sich damit, unter Belassung einer Lücke von 450 m Länge zwischen den alten und den neuen Schutzdämmen nur den

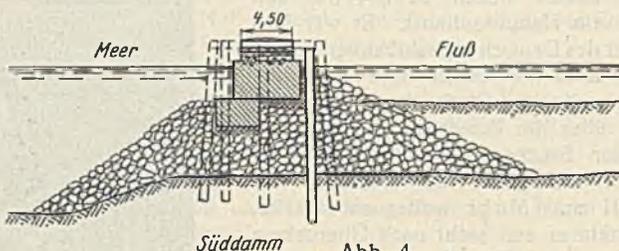


Abb. 4.

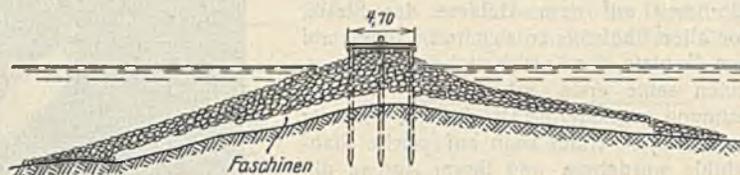


Abb. 5.

vorderen Teil der Mündung zu schützen. Es zeigte sich jedoch bald, daß auch das nicht genügte, und es mußten die Lücken schließlich geschlossen werden. Die neueren Schutzdämme bestehen aus geschütteten Steinschlagdämmen, die auf Weidenfaschinen aufgeschüttet wurden und wie die alten Dämme Pfahlroste erhielten. Da die die Versandung befördernden Strömungen hauptsächlich von der Nordseite her kamen, wurde, wie auch Abb. 1 zeigt, der neueste Teil der Schutzdämme nach Süden zu mit einem Halbmesser von 2500 m gebogen. Man hofft, auf diese Weise die bisher durch Ausbaggern innegehaltene Kanaltiefe von 7,3 m ohne allzu große Baggararbeiten aufrechtzuerhalten.
Schmid.

Patentschau.

Eiserne Spundwand aus Z- oder U-Eisen. (Kl. 84c, Nr. 519 014 vom 27. 6. 29 von Dipl.-Ing. Kurt Schroeder in Dortmund.) Zwischen je zwei Spundbohlen wird nach einer Seite hin ein Zwischenstück *a* eingeschoben und durch entsprechende Ausbildg des Schlosses oder Anbringens von Ansätzen geführt und gehalten. Das Schloß *b* wird so ausgebildet, daß das Zwischenstück *a* mit seinen Haken das Schloß bzw. den nach dem Innern der Bohle abgebo- genen



Steg am Schloß umfaßt und festgehalten wird. Ein Eindringen nach innen kommt infolge der Form der U-Eisen nicht in Frage, kann auch durch einen Ansatz *d* leicht verhindert werden.

Personalmeldungen.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Ernann: zum Direktor bei der Reichsbahn: der Reichsbahnoberrat Ernst Friedrich, Abteilungsleiter der RBD Dresden; — zum Reichsbahnoberrat: die Reichsbahnräte Rabenalt, Vorstand des Betriebsamts Oppeln 1, Heidrich, Vorstand des Betriebsamts Chemnitz 3, Schelling, Vorstand des Neubauamts Ludwigsburg und Hopp, Vorstand des Betriebsamts Basel; — zum Reichsbahnrat: die Reichsbahnbaumeister Kurt Becker bei der RBD München, Moller bei der RBD Augsburg, Hißen und Renn bei der RBD Regensburg; — zum Reichsbahnamtmann: die technischen Reichsbahnoberspektoren Johannes Müller in Berlin, Engehausen in Aschersleben, Warlich in Paderborn, Kaiser in Mainz-Bischofsheim, Juhl in Stettin, Haun und Donath in Dresden und Knapp in Kornwestheim.

Versetzt: der Reichsbahnrat Knöfel, Vorstand des Neubauamts Ebersbach (Sa.), zum Betriebsamt Zittau, die Reichsbahnbaumeister Rosteck, bisher bei der RBD Köln, zum RZB in Berlin, Otto Werner, bisher beim Neubauamt Stralsund, zur RBD Stettin, Walther, bisher beim Betriebsamt Bremen 1, zur RBD Osten in Frankfurt (Oder), Karl Günther bisher beim Betriebsamt Waldenburg (Schles.), zur RBD Breslau, Blasig, bisher beim Betriebsamt Arnstadt, zur RBD Berlin, Geltmann, bisher beim Betriebsamt Beuthen (Oberschles.), zur RBD Oppeln, Jacobschagen, bisher bei der RBD Essen, zur RBD Berlin und Mützelburg, bisher beim Betriebsamt Hagen (Westf.) 3, zur RBD Wuppertal.

Zur Beschäftigung einberufen: der Regierungsbaumeister der bautechnischen Fachrichtung Stritzel im Bezirk der RBD Osten in Frankfurt (Oder).

INHALT: Der Bau des Reichsbahn-Ausbesserungswerks Berlin-Schöneweide. — Der Krockstein-Viadukt bei Rübeland (Harz). — Berechnung von Schleuderbetonrohren für Kanaldüker, Durchlässe usw. — Reinhold Krohn f. — Martin Gröning f. — Vermischtes: Fr. Voß 60 Jahre alt. — Falster-Seeland-Brücke. — Schutzbauten der Donaumündung bei Sulina. — Patentschau. — Personalmeldungen.

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

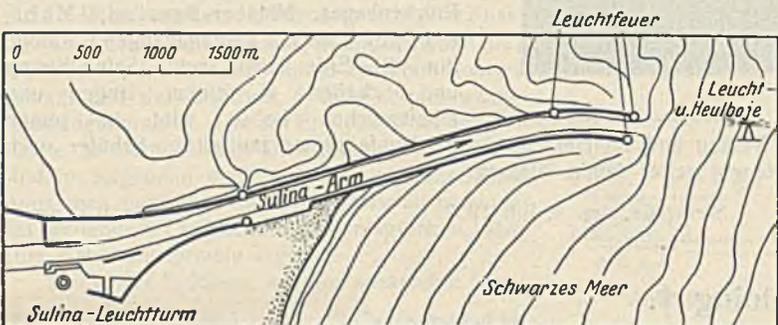


Abb. 1.

dem man sich ursprünglich entschlossen hatte, den mittleren Arm der Donaumündung bei Sulina der Schifffahrt nutzbar zu machen, stellte sich bald heraus, daß ein regelmäßiger Schiffsverkehr nur möglich ist, wenn die Mündung vor der dort auftretenden starken Versandung geschützt wird. Zu diesem Zwecke wurde zunächst auf der Nordseite ein 1800 m langer und auf der Südseite ein 1300 m langer Schutzdamm von 60 m Breite und 5 m Höhe errichtet, der bis in eine Meerestiefe von 5 m hinausreicht (Abb. 1).

Der Damm besteht, wie Abb. 2 u. 5 zeigen, aus Pfahlrosten mit einer Schüttung aus grobem Gestein. Diese ursprünglichen Schutzdämme wurden dann zunächst durch Taucher eingeebnet und mit Betonblöcken von 18 t Gewicht besetzt, wobei die Betonblöcke unter sich durch Beton verbunden wurden, so daß ein einheitlicher Klotz entstand (Abb. 3 u. 4).

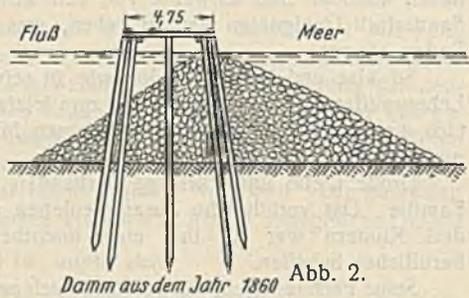


Abb. 2.

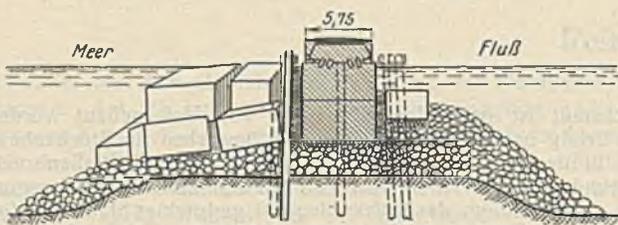


Abb. 3. Norddamm

Später wurde dann der nördliche Schutzdamm auf der Mecresseite zum Schutze gegen Wellenschlag mit Betonblöcken von 10 bis 20 t Gewicht belegt, und auch auf der Flußseite wurden Schutzblöcke von 8 t Gewicht aufgebracht. Die Wassertiefe wurde von 4 auf 7 und später auf 7,3 m vertieft. Da

¹⁾ Vgl. Bautechn. 1929, Heft 9, S. 133.