

DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang

BERLIN, 3. Februar 1928.

Heft 5

Ein Bauunfall beim Bau eines Durchlasses an der Elbe bei Hamburg.

Ersatz eines geplanten Durchlasses durch ein Hebersiel.

Von Oberbaurat Schwoon, Hamburg.

A. Die ursprünglichen Bauplanungen und ihre Geschichte.

In der „Bautechnik“ 1926, Heft 53, berichtete der Verfasser über „Die Ent- und Bewässerung der Hamburger Marsniederungen“, unter anderem auch über den Bau des Bewässerungspumpwerks VII in Neuengamme, der wegen der außerordentlich ungünstigen Wasser- und Witterungsverhältnisse im Sommer 1926 noch nicht zu Ende geführt werden konnte. Es wurde geschildert, daß diesem Pumpwerk das von ihm in das Binnenland zu fördernde Wasser in einer Gesamtmenge von 1500 l/Sek. mittels

Sommer und Herbst 1926 bis tief in den folgenden Winter hinein. Die Rammung der den Schacht rings umschließenden 9 m langen und 15 cm starken, bis 3 m unter die Schachtsohle vorgesehenen Holzspundwände war bis Mitte Juni fertiggestellt. Die beiden parallel zum Deich verlaufenden Spundwände waren außer-

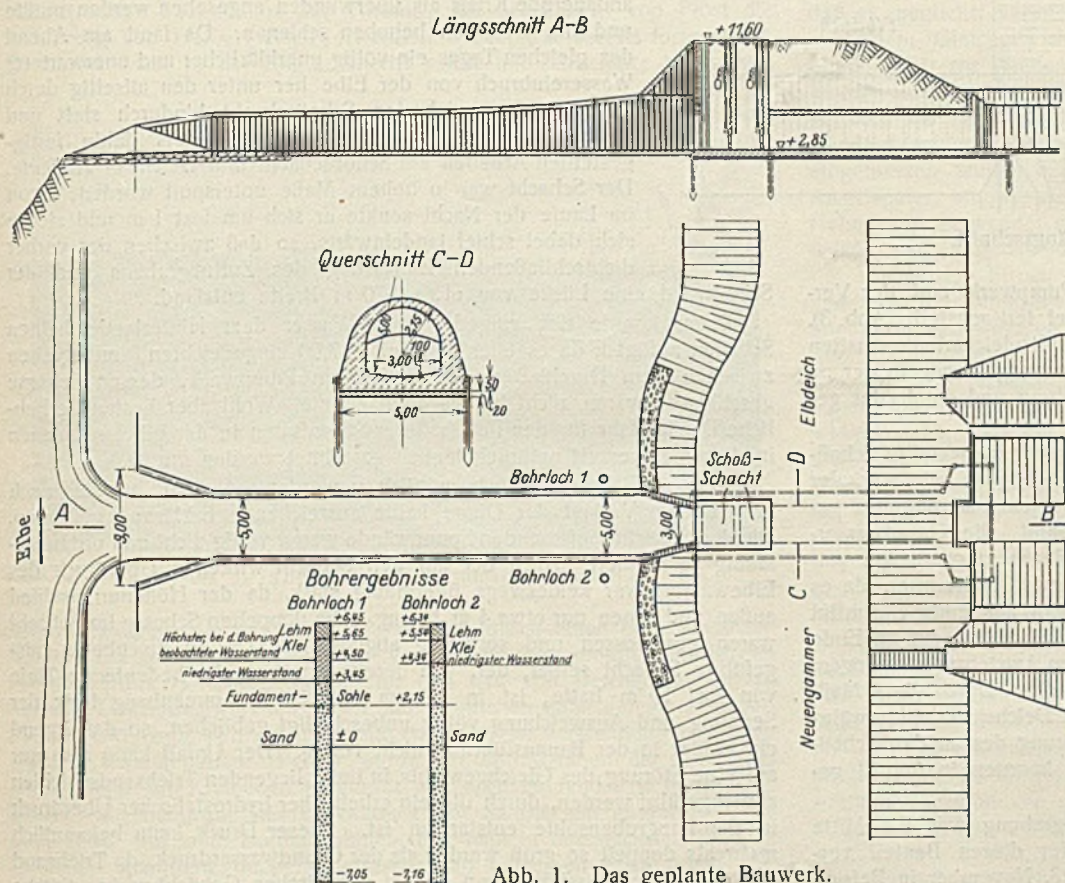


Abb. 1. Das geplante Bauwerk.

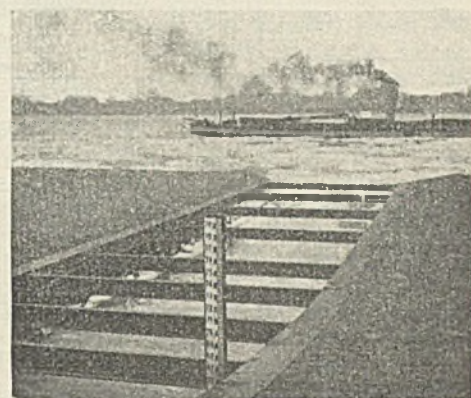


Abb. 2. Ausmündung des Zuflußgrabens in die Elbe.

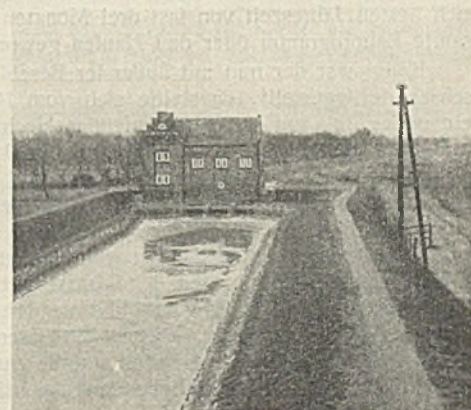


Abb. 3. Blick auf das fertige Pumpwerk und den Zwischengraben zwischen Heber und Pumpwerk.

eines Deichdurchlasses aus der Elbe zugeführt werden sollte. Zur Wahrung der mit dem Bau dieses Durchlasses unterbrochenen Deichsicherung war in der Außenböschung des Elbdeiches ein Schloßschacht zur Aufnahme zweier durch Gegengewichte ausbalancierter eisernen Schosse von etwa 3×2 m Weite vorgesehen.

Gegenüber Abb. 47 auf S. 804 zu dem genannten Aufsatz wurde während der Bauausführung nachträglich angeordnet, den Schacht zur tunlichsten Einschränkung der in das Hochwasserprofil der Elbe hineinragenden, insbesondere für die Abführung des Eises ungünstig wirkenden Deichausbuchtung, etwa 7 m näher an die Krone heranzuführen. Eine weitere Abweichung von der ursprünglichen Planung bestand darin, daß der das Deichsiegel mit der Elbe verbindende Graben durch das Außendeichvorland nicht mit einer $\frac{1}{2}$ füßigen unbefestigten Böschung, sondern in 5 m Breite mit lotrechten Larssen-Spundwänden abgerammt wurde. Das so geplante Bauwerk ist in Abb. 1 im Grundriß und Längsschnitt dargestellt. Abb. 2 zeigt die Ausmündung des Zuflußgrabens in die Elbe.

Der Bau des von der Krone ab gerechnet rd. 10 m tief (von +11,60 bis +1,90 über HN) in den Deich einzubauenden Schachtes stand von vornherein unter einem Unglücksstern. Während nach den sorgfältigen Vorbereitungen der Bauleitung die Ausführung dieses Schachtes als schwierigster Teil der gesamten Anlage im zeitigen Frühjahr nach Abfluß nach der Schneeschmelze aus der Oberelbe andrängenden Hochwasserwelle begonnen und bis Mitte Juli fertiggestellt werden sollte, verzögerte sich die Ausführung aus nicht vorausgesehenen Ursachen durch den ganzen

dem zu beiden Seiten des Schachtes über diesen hinaus in der Richtung des Deiches um je 6 m, wie aus Abb. 4 ersichtlich, verlängert worden zum Schutze des Deichkörpers bei den später vorzunehmenden Abgrabungen. Auch ein im Vorland angeordneter, ebenfalls mit doppelten Spundwänden gesicherter, bis +8,0 aufgeführter, beiderseits an den Elbdeich angeschlossener behelfsmäßiger Schutzdeich war fertiggestellt. Unmittelbar nach Beendigung all dieser Vorarbeiten traten dann infolge der ununterbrochenen Regenfälle hohe Elbwasserstände ein, die das gesamte Außendeichvorland überschwemmten und alle weiteren Außendeicharbeiten für lange Zeit unmöglich machten. Während in dieser Jahreszeit der Elbwasserstand nur etwa bis auf +6,5 über HN anzusteigen pflegt — Ebbe und Flut von der Nordsee her machen sich an dieser Stelle nur noch um wenige Dezimeter geltend —, stieg das Wasser bis Anfang Juli auf Ordinate +8,53, so daß auch der behelfsmäßige Fangedamm völlig überflutet war. Erst am 18. August ließen die Wasserstände es gerade wieder zu, auf dem behelfsmäßigen Fangedamm festen Fuß zu fassen, so daß auf ihm eine Pumpe postiert werden konnte zu dem Zweck, das durch die behelfsmäßige Eindeichung eingefasste Vorland freizupumpen, um dann die für die weiteren Arbeiten erforderliche Grundwasserabsenkungsanlage, die schon vor der Überflutung nahezu fertig gewesen war, zu vollenden und in Betrieb zu setzen. Es zeigte sich jedoch, daß die Filterbrunnen infolge der langen Überflutung völlig versandet waren und durch neue ersetzt werden mußten. Am 30. August konnte die erneute Anlage in Betrieb genommen werden.

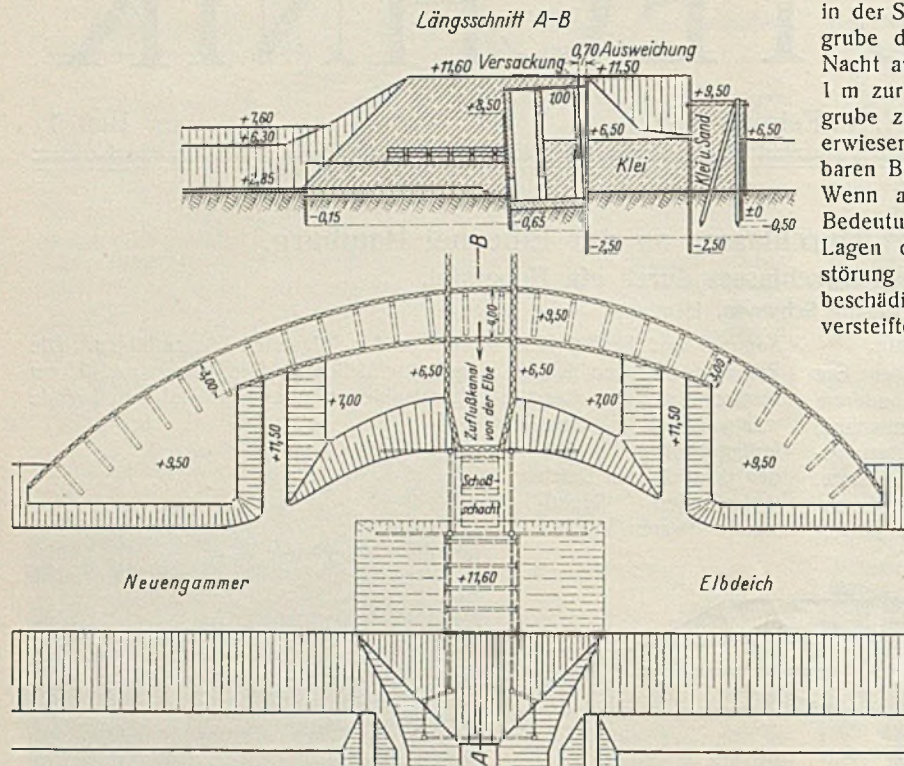


Abb. 4. Lageplan und Längsschnitt.

In der Zwischenzeit war das eigentliche Pumpwerk und der Verbindungsgraben zwischen ihm und dem Deichsiel fertiggestellt (Abb. 3). Die wichtigsten und gefährlichsten Deich- und Außendeicharbeiten hatten aber durch die hohen Wasserstände eine Unterbrechung gerade in der an sich besten Jahreszeit von fast drei Monaten erfahren und damit das gesamte Bauprogramm über den Haufen geworfen.

Kaum war der nun mit äußerster Beschleunigung hergestellte Schoßschacht fertiggestellt, da stellte sich vom 10. Oktober ab schon wieder ein neues, bis auf +8,0 auflaufendes Hochwasser ein, so daß das gesamte Vorland erneut von allem Baumaterial geräumt, die Grundwasserabsenkungsanlage außer Betrieb gesetzt und Deichsicherungsarbeiten vorgenommen werden mußten. Zum Glück hielt dieses Hochwasser, da es diesmal nicht durch Oberwasser der Elbe, sondern aus einer Sturmflut von der Nordsee her entstanden war, nur kurze Zeit an, so daß bis Ende Oktober auch die Einbauten der Schosse mit ihren Antriebsvorrichtungen, Gegengewichten usw. fertig montiert werden konnten. Durch diese Maßnahme erschien nach menschlichem Ermessen die Deichsicherheit gewährleistet, und die weiteren Arbeiten für die Ausführung des an den Schoßschacht binnendeichs anschließenden Deichsiesles konnten in Angriff genommen werden.

Die für diese Arbeit erforderliche Deichabgrabung war bis Mitte November so weit gediehen, daß die auch für diesen Bauteil vorgeschriebene Grundwasserabsenkungsanlage am 23. November in Betrieb genommen wurde. Am 7. Dezember war auch die Spundwandrammung

in der Sielbaugrube hergestellt, so daß in der völlig trockengelegten Baugrube die Einbringung des Betons beginnen konnte. Da rutschte in der Nacht auf den 8. Dezember die südliche Ausbohlung des Deiches um etwa 1 m zur Seite, was einen Einbruch erheblicher Bodenmassen in die Baugrube zur Folge hatte. Die Ausbohlung selber und ihre Aussteifungen erwiesen sich dabei als so widerstandsfähig, daß sie trotz der unberechenbaren Beanspruchung infolge dieses Einbruchs in sich völlig standhielten. Wenn auch dieser örtlich beschränkten Ausweichung keine wesentliche Bedeutung beizumessen war, so ließ sie doch erkennen, daß in den tieferen Lagen des Deiches Kräfte am Werke waren, die eine Gleichgewichtsstörung befürchten ließen und zur größten Vorsicht mahnten. Die beschädigte Aufgrabung wurde daher nicht mit lotrechten, sielbauartig versteiften Bohlwänden wieder hergestellt, sondern der Deich wurde nunmehr mit beiderseitigen Böschungen so tief abgegraben, wie dies die nach der Elbseite hin früher hergestellten, entsprechend verlängerten Spundwände zuließen. Auch diese Arbeit war in wenigen Tagen beendet, und am 17. Dezember konnte nun endlich mit der Einbringung der Sohle des Durchlasses begonnen werden. Auch die Eisenbewehrung und Schalung für die weitere Betonschüttung des Durchlasses war am 19. Dezember beendet, so daß nunmehr die langandauernde Krisis als überwunden angesehen werden mußte und alle Gefahren behoben schienen. Da fand am Abend des gleichen Tages ein völlig unerklärlicher und unerwarteter Wassereinbruch von der Elbe her unter den allseitig durch Spundwände gesicherten Schoßschacht hindurch statt und machte in wenigen Augenblicken alle bis dahin fertiggestellten Arbeiten am Schoßschacht und Deichsiel zunichte. Der Schacht war in hohem Maße unterspült worden, denn im Laufe der Nacht senkte er sich um fast 1 m und stellte sich dabei schief landeinwärts, so daß zwischen der vorher dichtschießenden Einfassung des Zuflußgrabens und der Schoßwand eine Lücke von etwa 0,70 m Breite entstand.

Zwar konnte das eingedrungene Wasser dem Hinterlande keinen Schaden zufügen, da es über den auf +7,60 eingedeichteten Binnengraben zwischen dem Durchlaß und dem fertigen Pumpwerk, dessen Schosse geschlossen waren, nicht hinausgehen konnte. Wohl aber bestand erhebliche Deichgefahr für den Fall höherer Sturmfluten in der Elbe, mit denen in dieser Jahreszeit natürlich täglich gerechnet werden mußte.

Wie der Wassereinbruch möglich geworden ist, dafür hat sich auch im weiteren Verlauf der Dinge keine ausreichende Erklärung gefunden. Die den Schacht einfassenden Spundwände waren völlig dicht und ordnungsmäßig verzimert. Auch der auf den Schacht wirkende Überdruck des Elbewassers war keineswegs übermäßig stark, da der Höhenunterschied außen und innen nur etwa 4 m betrug. Die doppelten Schosse im Schacht waren geschlossen und sorgfältig abgedichtet. Der in Eisenbeton ausgeführte Schacht selber, der, wie bereits erwähnt, die bedeutende Tiefe von fast 10 m hatte, ist in seinem inneren Zusammenhang trotz der Senkung und Ausweichung völlig unbeschädigt geblieben, so daß irgend ein Fehler in der Bauausführung nicht vorlag. Der Unfall kann also nur auf eine Störung des Gleichgewichts in tiefer liegenden Triebssandschichten zurückgeführt werden, durch die ein erheblicher hydrostatischer Überdruck in der Baugrubensohle entstanden ist. Dieser Druck kann bekanntlich mehr als doppelt so groß werden als der Grundwasserdruck, da Triebssand wie eine zähe Flüssigkeit von hohem spezifischen Gewicht wirkt. Solche Verhältnisse sind bei dem heutigen Stande der Ingenieurwissenschaft



Abb. 5. Der versackte Schacht.



Abb. 6. Der versackte Schacht.

nicht vorzusehen, um so weniger, als man den Verlauf der Triebssand-schichten nicht kennt. Daß die Ursache des Unfalls in solchen Umständen zu suchen ist, ergibt sich auch daraus, daß erhebliche Mengen feinsten Triebssandes in die Durchlaßbaugrube mitgerissen worden sind und daß durch Peilungen außendeichs eine 2 m tiefe Auskolkung unter der Schacht-sole festgestellt werden konnte.

An ein Wiederaufnehmen der Arbeit war in dieser Jahreszeit nun nicht mehr zu denken. Vielmehr konnte es sich nur darum handeln, die durch das eingetretene Ereignis stark gefährdete Deichsicherheit zum Schutze des Binnenlandes wieder herzustellen.

Die durch die geschilderten Ereignisse entstandene Situation ist aus Abb. 4 zu erkennen. Abb. 5 u. 6 sind photographische Aufnahmen, aus denen die Maße der Schachtausweichung nach unten und landeinwärts zu ersehen sind.

B. Die vorübergehenden Maßnahmen zur Wiederherstellung der Deichsicherung.

Die sofortige Einleitung von Sicherungsmaßnahmen, unabhängig von dem Fortschreiten des eigentlichen Bauwerks, war um so mehr geboten, als in jenen Tagen stürmische Westwinde und sehr ausgiebige Regenfälle herrschten, die ein erhebliches Ansteigen der Elbe befürchten ließen. Der behelfsmäßige Fangedamm im Vorland, der bei Eintritt von Frost die Abführung von Treibeis erschwert haben würde, war bereits fortgeräumt. Es wurde daher in der Unglücksnacht sofort mit zahlreicher Mannschaft



Abb. 7. Die ersten Sicherungsmaßnahmen.

daran gegangen, die Baustelle im Vorlande durch einen behelfsmäßigen Damm, der aus vielen tausenden von Sandsäcken gebildet wurde, zu schützen (Abb. 7). Säcke werden für den Fall von Deichgefahr überall bei den Deichgeschworenen, sowie auf staatlichen nahe gelegenen Lagerplätzen und Magazinen zur jederzeitigen sofortigen Verwendung in großen Mengen bereitgehalten. Ferner wurde der Zuflußgraben der Elbe über Vorlandhöhe mit Kleiboden ausgefüllt und auch binnendeichs hinter dem Schacht die Baugrube des Durchlasses mit Sandsäcken ausgefüllt. Das alles waren nur erste Notmaßnahmen, die dann in den nächsten Wochen durch die Rammung doppelter eiserner, mit hölzernen Pfahlböcken versteifter Spundwände im gegenseitigen Abstände von 3 bis 4 m mit Zwischenfüllung aus Kleiboden ergänzt wurden. Die eine dieser Spundwände lag mit ihrer Oberkante fast in Kronenhöhe des Deiches und wurde beiderseits an den Elbdeich herangeführt. Die Anordnung ist aus Abb. 4 zu erkennen. Diese Arbeiten waren in den ersten Januartagen 1927 beendet.

Es entstand nun die Frage, in welcher Weise die Erneuerung des durch Naturgewalt zerstörten Werkes am zweckmäßigsten durchgeführt werden könne. Hierfür kamen drei Möglichkeiten in Frage:

1. den verdrückten, aber sonst völlig unbeschädigten Schacht wieder in seine richtige Lage zu rücken; daß dies nicht ganz einfach gewesen wäre, ergibt sich schon daraus, daß der Schacht ohne die Einbauten das beachtliche Gewicht von rd. 215 t aufwies;
2. den Schacht ganz abzubauen und durch einen Neubau in gleicher Art zu ersetzen und
3. die Wasserzuführung von der Elbe zum Pumpwerk VII in anderer Weise zu lösen.

C. Der Ersatz des Schachtes durch ein Hebersiel.

Schon bei der ersten Planung war der Bau eines Hebersieles ernstlich in Erwägung gezogen worden. Der Gedanke wurde aber aufgegeben, weil mit derartigen Hebern an manchen Stellen keine guten Erfahrungen gesammelt waren. Er wurde daher wieder verlassen, und zwar zur Hauptsache aus dem Grunde, weil ein Durchlaß, dessen Sohle mit der Sohle der anschließenden Gräben in gleicher Höhe liegt, immerhin die einfachste und sicherste Wasser-Zu- und Abführung gewährleistet.

An der Elbe, der Unterweser, der Oste und anderen Wasserläufen wurden nunmehr die dort in den letzten Jahren gebauten Hebersiele an Ort und Stelle studiert, um vor allem festzustellen, worauf ein zeitweiliges oder etwaiges gänzliches Versagen solcher Siele zurückzuführen sei. Dabei ergab sich, wie zu erwarten war, daß das einfache Prinzip des Hebers als solches auch in der Praxis nirgends versagt hatte und daß, wo Mißerfolge zu verzeichnen waren, diese auf Mängel in der baulichen Anordnung zurückgeführt werden konnten. So hatte man insbesondere bei einigen in der Kriegszeit hergestellten Hebersielen an Stelle der Schweißnähte, für deren Herstellung die erforderlichen Werkstoffe in jener Zeit nicht zu beschaffen waren, Flanschverbindungen verwendet, die dann zu Leckstellen Anlaß gegeben hatten und die Schaffung des für den Betrieb erforderlichen Vakuums erschwerten. An anderen Stellen waren die Ausmündungsbauwerke nicht sicher genug gegründet worden, so daß sie schließlich infolge eingetretener Sackungen dem Heber nicht nur kein sicheres Auflager mehr boten, sondern sich im Gegenteil an ihm aufhingen und dadurch Undichtigkeiten verursachten. Solche und ähnliche Mängel, insbesondere die durch den Krieg bedingten Erschwernisse, lassen sich heute natürlich unschwer vermeiden, so daß die Wahl für die Wiederherstellung des zerstörten Schachtes mit Durchlaß auf das Hebersiel fiel. Von großer Bedeutung war für diese Entscheidung auch der Umstand, daß es möglichst vermieden werden mußte, den durch die Unterspülung in seinem Gleichgewichtszustande gestörten Elbdeich, der sich in den Monaten bis zur Wiederaufnahme der Arbeiten hinlänglich gesetzt hatte, erneut aufzuwühlen. Daß der volle Gleichgewichtszustand wieder eingetreten war, konnte an dem Verhalten des versackten Schachtes einwandfrei festgestellt werden, der fast täglich nivelliert und an Festpunkten eingemessen wurde und sich nicht im geringsten mehr gerührt hatte. Auch später, als er, wie weiter unten beschrieben, zur Auflagerung des Hebers mit verwendet und zu diesem Zweck mit Magerbeton ausgefüllt wurde, zeigten sich keinerlei Höhen- und Ortsveränderungen.

Die einzige Firma, die hier für den Bau des Hebersieles in Betracht kam, war das Ottensener Eisenwerk in Altona-Ottensen, das auch bisher alle derartigen Anlagen in hiesiger Gegend gebaut hatte und demnach über ein ausgiebiges Maß von Erfahrungen verfügte. Dieses Werk hatte den Bau von Hebern, Hydropulsoren u. dergl., für den es früher eine eigene Abteilung besaß, nach dem Kriege noch nicht wieder aufgenommen, widmete sich aber der ihm gestellten Aufgabe mit anerkennenswertem Eifer.

Die zu lösende Aufgabe bestand darin, durch den eisernen Heber bei ungünstigstem Elbwasserstand, wofür nach den langjährigen Pegelbeobachtungen die Ordinate + 4,0 über HN anzunehmen war, noch so viel Wasser über den Deich zu hebern, daß das von den drei Pumpen des Pumpwerks zu bewältigende Bewässerungswasser von je 500 l/Sek. mit Sicherheit dauernd an das Pumpwerk herangebracht werden kann.

Der lichte Durchmesser des Hebers wurde auf Grund der unter Berücksichtigung der örtlichen Verhältnisse aufgestellten Berechnung zu 1250 mm ermittelt, wofür sich die treibende Fallhöhe zu 94 mm ergab, d. h. wenn zwischen Außen- und Innenwasserspiegel eine Höhendifferenz von rd. 100 mm vorhanden ist, hat der Heber die verlangte Leistungsfähigkeit von 1,5 m³/Sek. Dem Werk war aufgegeben worden, mit einem Außenwasserstand von + 4,0 und einem Binnenwasserstand von + 3,80, d. h. mit einer treibenden Fallhöhe von max 200 mm zu rechnen. Es wurde also der Nachweis erbracht, daß der Heber in der geplanten Form eine ausreichende Sicherheit gewährleistet.

Die Anordnung des Hebers ist aus Abb. 8 zu ersehen. Die Oberkante liegt bündig mit der alten Deichhöhe, d. h. auf + 11,50 über HN. Dies hatte zur Voraussetzung, daß die Deichkronen über dem Heber zur Aufnahme des Pflasters — die Deichkronen dienen fast überall in den Hamburger Marschniederungen zur Aufnahme des gesamten Straßenverkehrs — um 0,5 m mit beiderseitigen Rampen im Längsgefälle von 1 : 40 erhöht werden mußte. Zur Druckübertragung zwischen dem Pflaster und der Oberkante des Hebers ist eine Eisenbetonplatte eingebaut. Der voll in den Deich eingebaute Heberquerschnitt liegt also unterhalb der gesetzlichen Deichhöhe. Das wurde von den für die Deichsicherheit verantwortlichen Dienststellen nur unter der Bedingung zugelassen, daß der Heber vor Eintritt des Winters, also zu einer Zeit, wenn er für seine Zwecke ohnehin nicht gebraucht wird, ausreichend sicher abgedichtet werden würde. Hierfür war zunächst eine Drosselklappe im Innern des wagerechten Scheitelstückes vorgesehen; da aber festgestellt wurde, daß mit solchen Klappen an anderen Stellen wenig erfreuliche Erfahrungen gemacht worden sind, da Fälle eintreten können und in der Tat eingetreten sind, daß sie sich schlagartig schließen und dabei erheblich beschädigt werden können, so wurde vorgezogen, das trichterförmig erweiterte Ausmündungsrohr an der Binnenseite mit zwei an kräftigen Scharnieren aufgehängten Klappen zu versehen, die im Herbst nach Leerpumpen des Binnengrabens zwischen Deich und Pumpwerk in einfacher Weise geschlossen und im Frühjahr nach Eintreten normaler Wasserverhältnisse in der Elbe wieder geöffnet werden können. Auch die beiden nach der Neigung der Deichböschungen abgelenkten Heberschenkel sind völlig in

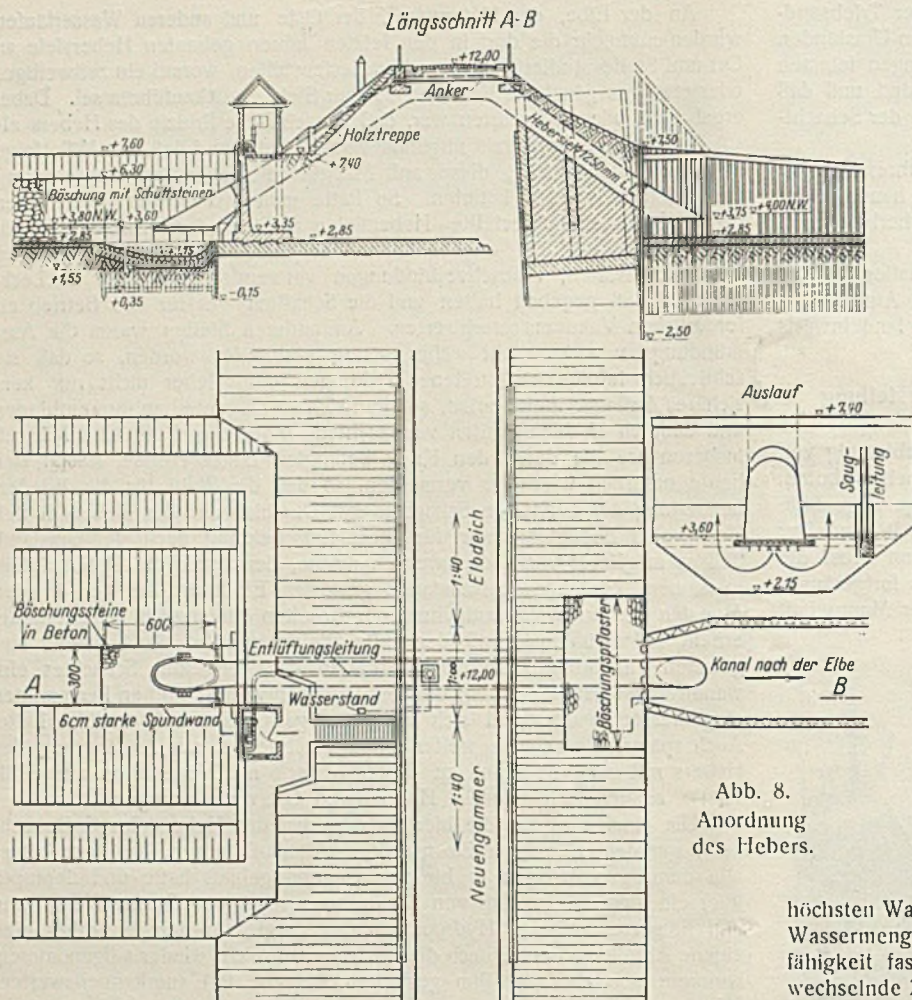


Abb. 8.
Anordnung
des Hebers.

die Böschungen eingebettet, so daß von dem ganzen Heber nur die den im Scheitel angeordneten Dom abdeckende Einsteigeklappe zutage liegt.

Die hauptsächlichste Vorbedingung für die dauernd einwandfreie Wirkung des Hebers liegt in einer in der Höhe völlig unveränderlichen Auflagerung. Sie ist dadurch erzielt worden, daß der Außenschenkel auf dem bis Unterkante Heber abgebrochenen und mit Magerbeton ausgefüllten Eisenbetonschacht verlegt wurde; außerdem ist die Ausmündung nach dem Vorlandgraben noch mit einer 10 m tiefen, bis — 2,50 unter HN reichenden Larsen-Spundwand abgerammt, in die genau an der Durchdringungsstelle des Hebers ein seiner Form scharf angepaßtes Loch zur weiteren Auflagerung des Außendeichschenkel eingebraunt wurde. Binnen-deichs ist unter teilweiser Mitbenutzung der vor dem Wassereinbruch bereits hergestellten Durchlaßsohle eine solide Winkelstützmauer in Eisenbeton errichtet, in die der Binnenheberschenkel eingebettet wurde. In der Fabrik wurde der Heber in drei Teilen fertiggestellt: das Scheitelstück mit den beiden abgeboogenen Ansätzen und die beiden Schenkel mit den trichterförmigen Ausmündungen, so daß an der Baustelle nur zwei Schweißnähte zu schließen waren.

Die Entlüftung zur Inbetriebsetzung des Hebers geschieht durch eine elektrisch angetriebene Strahlwasserpumpe, die mit dem Motor auf einer Grundplatte montiert in einem kleinen massiven Häuschen an der Binnenböschung des Deiches eingebaut ist. In ähnlicher Weise ist ein Wasserstandsanzeiger angebracht (Abb. 8



Abb. 9 zeigt, vom Pumpwerk aus gesehen, die Anrampung des Elbdeiches über dem Heber, den eingedeichten Verbindungsgraben zwischen Pumpwerk und Heber, Bedienungshäuschen und Heberausmündung.

u. 9). Die Entlüftung des Hebers bis zum Einsetzen des Vollbetriebes erfordert eine Zeit von etwa 30 Minuten.

Da die Pumpen des Pumpwerkes nur eine Höchstleistung von 1500 l/Sek. haben, der Heber aber in der Regel, bei günstigeren Wasserständen in der Elbe als dem der Berechnung zugrunde gelegten, erheblich mehr zu leisten vermag, andererseits die Pumpen auch nur beim höchsten Wasserbedarf voll laufen, in der Regel jedoch erheblich geringere Wassermengen zu bewältigen haben, so wird der Heber in seiner Leistungsfähigkeit fast immer mehr oder weniger stark gedrosselt. Dieses stets wechselnde Zusammenspiel der gesamten Anlage hat sich nach der Fertigstellung des Hebers im letzten Sommer einwandfrei bewährt, so daß die unter so mancherlei Erschwernissen entstandene Bewässerungseinrichtung nunmehr als betriebssicher und leistungsfähig anzusehen ist.

D. Kosten und Rechtsverhältnisse.

Die dem Hamburger Staat aus dem Unfall entstandenen Unkosten setzen sich zusammen aus den behelfsmäßigen Deichsicherungsarbeiten und dem Neubau des Hebers an Stelle des Durchlasses. Sie haben sich insgesamt auf etwa 150 000 R.-M. belaufen. Hierin ist die fabrikmäßige Herstellung des Hebers mit allem Zubehör, jedoch ohne die Transport- und Einbaukosten, die im Tagelohn beschafft wurden, mit 14 500 R.-M. enthalten. Wengleich in den Ausschreibungsbedingungen vorgesehen war, daß die ausführende Baufirma für alle bei oder infolge der Vertragserfüllung entstandenen Schäden und Unglücksfälle aufzukommen hatte, so ist doch mit Rücksicht auf die offen zutage liegende „höhere Gewalt“ von der scharfen Anwendung dieser Vertragsbestimmung aus Billigkeitsgründen abgesehen und der Unternehmer, dem irgend ein Verschulden an dem Unfall nicht beigemessen werden konnte, zur Wahrung des formalen Vertragsstandpunktes nur mit einer geringen Summe, die kaum 3% des Schadens ausmacht, belastet, während alle übrigen Kosten vom Staat übernommen wurden.

Die wichtigsten Arbeiten der Reichswasserstraßenverwaltung im Jahre 1927.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Ministerialdirektor Gähns, Berlin.

(Schluß aus Heft 4.)

Im Bau sind seit dem Jahre 1927 die Staustufen Heidelberg, Horkheim oberhalb Heilbronn, Münster und Cannstatt bei Stuttgart sowie Obereßlingen zwischen Eßlingen und Plochingen. Bei den Staustufen oberhalb Heilbronn wird die Herstellung der Schiffahrtsanlagen so lange zurückgestellt, bis die 1200-t-Kähne nach Heilbronn fahren können. Bei der Staustufe Heidelberg, deren Wehr- und Schleusenanlage 600 m oberhalb der alten Karl-Theodor-Brücke und damit unmittelbar in den Bereich des Heidelberger Schlosses zu liegen kommt, ist das Wehrgefälle so gering als möglich angenommen worden, um den außerordentlich starken Einwendungen der Vertreter der ästhetischen Rücksichten gegen die Verbauung des Flusses, die sich schließlich gegen die Fortsetzung der Neckarkanalisation über Heidelberg hinaus auswachsen, gerecht zu werden. Bei dem geringen Gefälle von nur 2,6 m war auch der Entschluß leicht, bei der Staustufe Heidelberg auf die sonst streng durchgeführte Ausnutzung der Wasserkraft zu verzichten und nur ein nicht in die Erscheinung tretendes Nebenkraftwerk mit rd. 350 PS ständiger Leistung,

die sowohl der Ablösung einer bestehenden Wasserkraft dient, als auch den Betriebsstrom für die Wehr- und Schleusenanlagen liefert, auszuführen. Diese geringe Verwertung der Wasserkraft hat auch zur Folge, daß die eisernen Wehrverschlässe — drei um 0,6 m absenkbar Walzen von je 40 m Länge und 4,10 m Höhe — ständig von Wasser überströmt und daher nicht sichtbar sind, worauf die Gegner der Anlage großen Wert gelegt haben. (Abb. 22 zeigt das Modell der Staustufe Heidelberg.)

Bei den Staustufen Horkheim und Obereßlingen handelt es sich um die Fortsetzung der während der Inflation stillgelegten Arbeiten und um die Ausführung dieser Stufen zunächst als Wasserkraftwerke, nachdem der Absatz der elektrischen Energie gesichert war.

Die beiden Staustufen Münster und Cannstatt werden zunächst zum Zweck der Hochwasserfreilegung von über 450 ha wertvollen und teilweise stark besiedelten Geländes mit Beiträgen des württembergischen Staates und der Gemeinden Stuttgart und Münster, die zusammen etwa $\frac{2}{3}$ der Baukosten (13,4 Mill. R.-M.) aufbringen, nach den Gesamtplänen für

die Neckarkanalisation ausgeführt werden. Die Arbeiten umfassen die Verbreiterung, Verflachung und Eindämmung des Flußlaufs auf rd. 7 km Länge als Verlängerung der bereits ausgeführten 6,1 km langen Flußregulierung Obertürkheim—Untertürkheim, die Erstellung von Wehr und Kraftwerk der Staustufe Cannstatt mit 5,6 m Gefälle, die Ausführung mehrerer Straßenbrücken und sonstiger Kunstbauten.

Jede Staustufe besteht aus Wehr, Schleuse und Kraftwerk. Die Ausführung von Seitenkanälen zwischen Wehr und Schleuse bzw.

Kraftwerk ist dort vorgesehen, wo durch sie die Zahl der Staustufen verringert und die Leistung der Wasserkräfte gesteigert werden kann, oder wo aus örtlichen Verhältnissen oder Gründen des Hochwasserschutzes u. dergl. die Erstellung eines Seitenkanals dem Einbau weiterer Stauanlagen im Flußbett vorzuziehen ist (Abb. 20 u. 21).

Wehre: An einigen Staustufen oberhalb Heilbronn sind am Neckar einige bewegliche Wehre bereits vorhanden, die auch für die Schifffahrtsstraße belassen werden können. Alle neuen Wehre erhalten ebenfalls solche beweglichen Verschlusskonstruktionen, die im Interesse der Schifffahrt und der Wasserkraftnutzung möglichst lange im Fluß belassen, rasch über Hochwasser gezogen und schnell wieder eingesetzt werden können. Verwendet wurden am Neckar bisher Walzen-, Schützen- und Segmentverschlüsse und dabei Walzen mit Längen bis zu 45 m und Höhen bis zu 5,6 m, Schützen, der Höhe nach ein- und zweiteilig, mit Längen bis zu 25 m und 5,6 m Höhe, ein Segment mit 36 m Länge und 5,5 m Höhe einschließlich einer 1,5 m hohen Aufsatzklappe an torsionssteifer Welle. Der Hochwasserabschluß im Seitenkanal der Staustufe Ladenburg besteht aus einem der Höhe nach zweiteiligen Schütz von 40 m Lichtweite und 8,1 m Höhe. (Abb. 23 u. 24 zeigen die Wehranlagen bei Ladenburg und Wieblingen.)

Ein großer Aufwand an Arbeit wurde auf die Bauentwürfe der Wehranlage der Staustufe Heidelberg verwendet. Ein hierfür ausgeschriebener

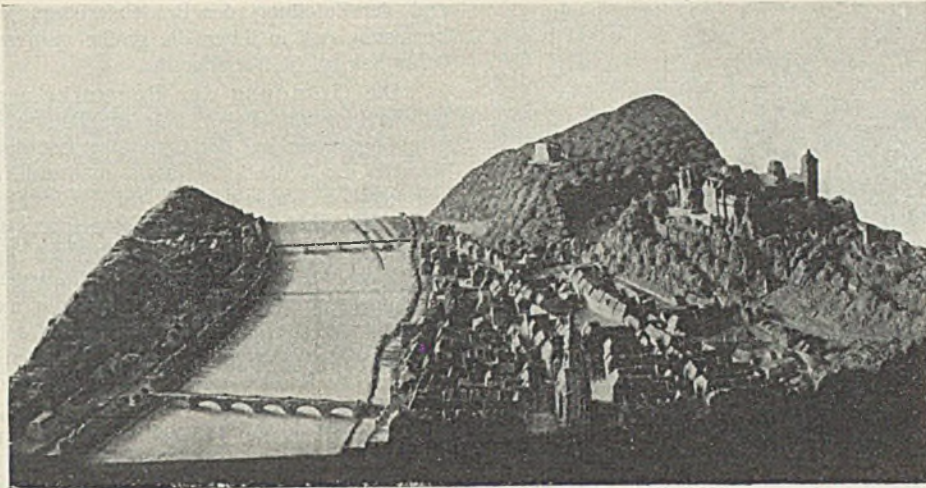


Abb. 22. Staustufe Heidelberg, Modell der Anlage.

Ideenwettbewerb¹⁶⁾ hatte zwar schöne, ästhetisch befriedigende Vorschläge geliefert, die aber vom Standpunkte der nicht minder wichtigen Bedingungen der Betriebssicherheit aus für den Bau nicht gewählt werden konnten. So kam schließlich einer der ersten Entwürfe der Bauverwaltung, ein Walzenwehr mit drei Öffnungen von je 40 m l. W. und 4,1 m Höhe, wobei die einzelnen Walzen um je 0,6 m absenkbar sind, zur Ausführung. Der für dieses Wehr unentbehrliche Bedienungssteg wird als möglichst niedriger Vollwandblechträger, der auf

die Pfeilervorköpfe des Wehrs gelagert wird, ausgeführt (Abb. 22).

Schleusen: Die Schleusen werden als Kammerschleusen von 110 m Nutzlänge, 12 m Breite und 3,20 m Drempeltiefe ausgeführt. An jeder Staustufe wird in der Regel zunächst nur eine Schleuse erstellt; nur wo die örtlichen Verhältnisse dazu zwingen, wird die erst für einen Schiffsverkehr von über 4 Mill. t jährlich notwendige zweite Schleuse schon beim Bau der ersten Anlage ausgeführt. Die eisernen Schleusentore der Staustufen Wieblingen und Neckarsulm sind am Oberhaupt Stemm-, am Unterhaupt Schlagtore. Zur Füllung der Schleusenkammern sind hier in den Häuptern sogen. Kopfumläufe vorhanden, die in den Oberhäuptern mit Zylinderschützen, in den Unterhäuptern mit Rollkeilschützen verschlossen werden. An der Staustufe Ladenburg mit 10 m Gefälle ist wegen des schlechten Untergrundes von vornherein eine Doppelschleuse mit zwei nebeneinanderliegenden Kammern gebaut worden. Bei dieser Schleusenanlage sind in den Ober- und Unterhäuptern Hubtore verwendet worden, die gegenüber den Stemmtoren den Vorteil haben, daß sie jederzeit vollständig aus dem Wasser herausgenommen und nachgesehen werden können. Diese Hubtore dienen auch zur Füllung und Entleerung der Schleusenkammern, wodurch die Umläufe und ihre unzugänglichen Verschlüsse entbehrlich werden und Ersparnisse am Mauerwerk der Anlage

¹⁶⁾ „Die Bautechnik“ 1926, Heft 14.

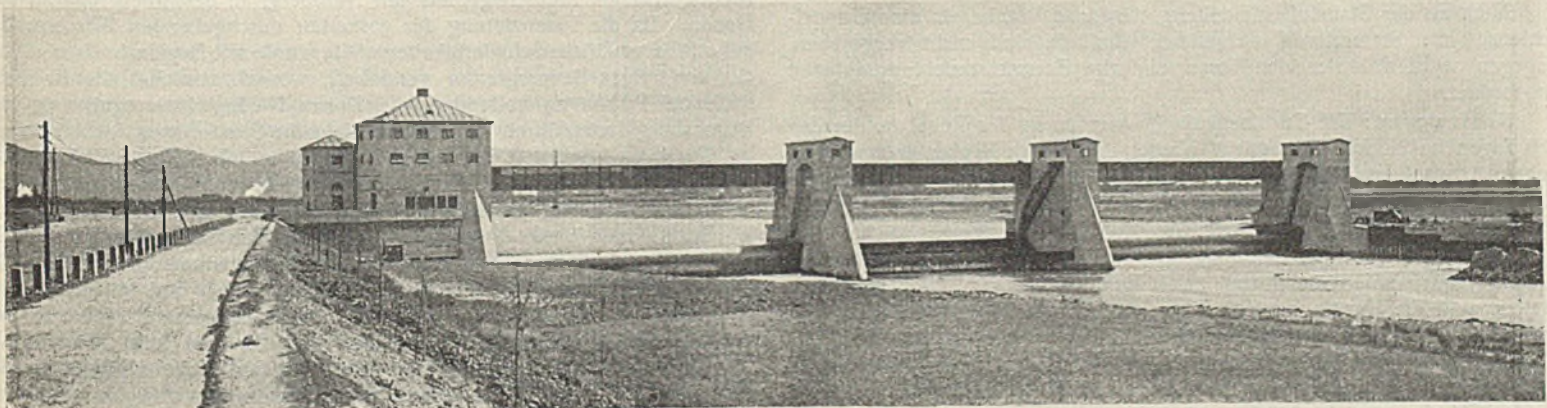


Abb. 23. Staustufe Ladenburg, Wehranlage.

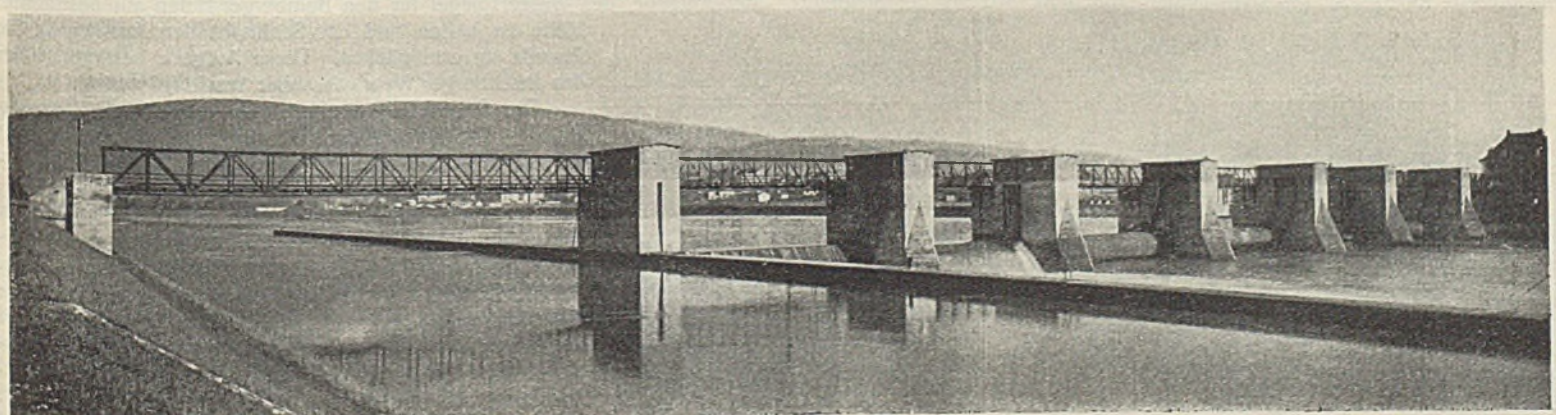


Abb. 24. Staustufe Wieblingen, Wehranlage mit Seitenkanal.

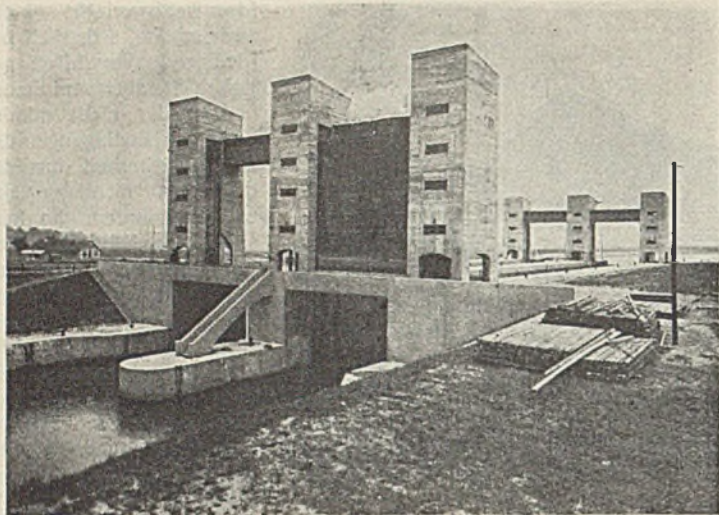


Abb. 25. Staustufe Ladenburg, Schleusenanlage vom Unterwasser aus.

möglich sind. Andererseits sind zum Antrieb der Hubtore ziemlich hohe Aufzugtürme mit Verbindungsbrücken für die Lagerung der Bewegungsvorrichtungen der einzelnen Tore notwendig. Hinter den Ober- und Unterhäuptern sind zum Zweck der Vernichtung der Energie des Betriebswassers besondere Tos- oder Bremskammern eingebaut, die sich bis jetzt gut bewährt haben. Die Tore in den Oberhäuptern haben zum Zweck der Eisabführung aus dem Oberkanal je einen 1,2 m hohen Aufsatz an torsionssteifer Welle erhalten. Die Füllung der Schleusenammer geschieht durch Hochziehen des oberen Tores um zunächst 0,5 m in 6 bis 8 Minuten; zur Entleerung der Kammern in ebenfalls 6 bis 8 Minuten sind in jedem Untertor drei Segmentschützen eingebaut worden. Nach dem Wasserstandsausgleich wird das Tor in höchstens 2 Minuten gehoben. In der Mittelmauer der Doppelschleusen ist zwischen den Toskammern an den beiden Oberhäuptern ein Verbindungsschütz zur Verwertung eines Teils des Betriebswassers der einen Schleusenammer bei der Füllung der anderen vorhanden. Die Bewegungsvorrichtungen der ganzen Schleusenanlage von Ladenburg werden von einem einzigen Raum im Mittelsturm auf dem Unterhaupt aus bedient. Die Schleusenanlage liegt unmittelbar oberhalb der zweigleisigen Eisenbahnlinie Mannheim—Frankfurt, in deren seitherigem Damm zwei eiserne einspurige Brücken von 68 m l. W. eingebaut werden mußten. (Abb. 25 gibt ein Bild von der Schleusenanlage Ladenburg während des Baues.)

Auch an der Staustufe Heidelberg wird von vornherein eine Doppelschleuse mit Stemmtoren ausgeführt, Umläufe sind nicht vorgesehen, dagegen werden hinter den Toren einfache Energievernichtungsanlagen angeordnet.

Kraftwerke: Die Turbinenanlagen werden in der Regel auf das an 180 Tagen im Neckar vorhandene Wasser, im oberen Neckar noch weitergehend ausgebaut und mit den neuartigsten Maschinen ausgestattet. Neben den Kraftwerken in Seitenkanälen ist noch ein Leerschuß zur Ableitung von Überschußwasser, Eis usw. angeordnet.

Seitenkanäle: Die Seitenkanäle liegen teils im Einschnitt, teils im Auftrag und werden durchweg zweischiffig ausgeführt. An mehreren Stellen sind die Kanäle zur Schaffung von Hafenanlagen für Städte und industrielle Unternehmungen auf deren Kosten verbreitert worden. Die Kanäle sind gegen Wasserverluste in der Sohle durch einen mindestens 0,4 m dicken Lehmschlag und darüber eine 0,8 m starke Kiesschutzschicht, an den Böschungen durch eine mindestens 0,2 m starke Betondecke auf kräftigem Betonfuß und einen 2 m breiten Pflasterstreifen in Wasserspiegelhöhe gesichert. Die Seitenkanäle sind dort, wo sie der Schifffahrt

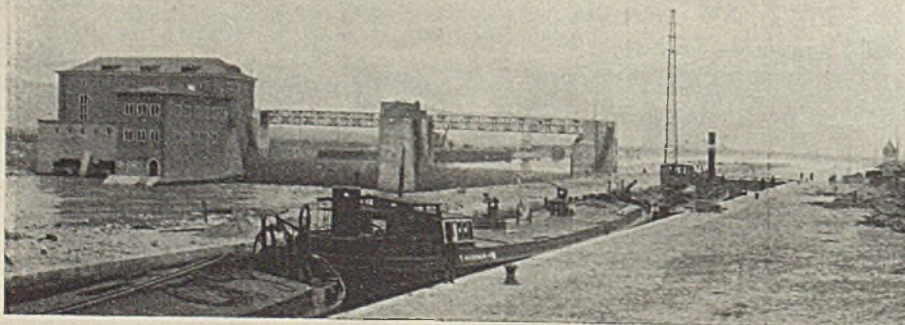


Abb. 26. Staustufe Viereth, Blick vom Unterwasser aus.

und der Zuleitung des Betriebswassers zu den Kraftwerken dienen, so bemessen, daß in ihnen die größte mittlere Wassergeschwindigkeit 0,6 bis 0,7 m/Sek. nicht überschreitet.

Die Gründung der Bauwerke geschieht teils in tiefem Schotter, teils auf festem Fels. Für die Bauten der Staustufen Ladenburg und Wieblingen war bei der Gründung fast durchweg Absenkung des Grundwassers um 7 bis 8 m mittels mehrstufiger Brunnenanlagen für meist sehr starken Wasserandrang (in den Schleusen je über 100 Brunnen für 1800 l/Sek.) notwendig. Die einzelnen Bauten sind durchweg in Betonmauerwerk, die sichtbaren Flächen mit Vorsatzbeton, in den Schleusenammern mit bewehrtem Torkret ausgeführt. Nur an der Staustufe Heidelberg werden die Sichtflächen der Wehr- und Schleusenanlagen, des Wärterhauses, der Ufermauern usw. aus ästhetischen Rücksichten mit dem heimischen Buntsandstein verkleidet.

Um im Bereich der alten Karl-Theodor-Brücke die für die Schifffahrt notwendige Mindestfahrwassertiefe von 2,50 m zu erlangen, war außer der Tieferlegung der Flußsohle bei und unter der Brücke vor allem auch die Umschließung und Sicherung von drei nicht einwandfrei gegründeten Pfeilern der Brücke durch starke Eisenbetonmäntel notwendig, zwischen die zum Schutz vor weiteren Auskolkungen auf die ganze Brückenbreite in der Flußsohle 0,80 m starke Betondecken eingebracht worden sind.

Nach der Fertigstellung der Staustufe Heidelberg werden von der rd. 114 km langen Neckarstrecke Mannheim—Heilbronn rd. 38,5 km oder stark ein Drittel für den Verkehr von 1200-t-Schiffen ausgebaut sein; die Ausführung der weiteren acht Staustufen zwischen Heidelberg und Heilbronn soll nach dem vorliegenden Bau- und Finanzprogramm bis zum Jahre 1935 folgen. Durch die ausgeführten und die im Bau begriffenen Bauten am Neckar in der 87 km langen Strecke Heilbronn—Plochingen werden bereits weitere 22 km für die Einführung der Großschifffahrt auf dieser Strecke vorbereitet sein.

Zur Ausführung der Neckarkanalisierung ist die Neckar-Aktiengesellschaft in Stuttgart gegründet worden, deren Aktien in der Hauptsache von dem Deutschen Reich und den drei Neckaruferstaaten Württemberg, Baden und Hessen übernommen worden sind; mit der Entwurfsbearbeitung und Bauausführung ist die Neckarbaudirektion Stuttgart, eine dem Reichsverkehrsministerium unmittelbar unterstellte Behörde, betraut.

9. Die Rhein-Main-Donau-Verbindung.

Für den Ausbau einer Rhein-Main-Donau-Wasserstraße für 1500-t-Schiffe wurde im Jahre 1921 die Rhein-Main-Donau-A.-G. in München gegründet, deren Hauptaktionäre das Deutsche Reich und das Land Bayern sind. Der Wert dieser Wasserstraße liegt nicht so sehr in der unmittelbaren Verbindung der Nordsee mit dem Schwarzen Meer als in dem Anschluß des großen, in aufstrebender Entwicklung befindlichen nordbayerischen Industriegebiets um Nürnberg, an den Rhein und an die Donau. Da die Finanzierung der gesamten durchgehenden Wasserstraße auf unüberwindliche Schwierigkeiten stieß, wurde mit Bayern im Jahre 1925 ein vorläufiges Bauprogramm vereinbart, wonach zunächst die Kachletstufe bei Passau zu vollenden, die Donau-Niedrigwasserregulierung bis Regensburg fortzuführen ist und am Main die Strecke von Aschaffenburg bis Würzburg kanalisiert werden soll, wobei hier als weiteres Ziel die Erreichung von Nürnberg ins Auge gefaßt werden muß. Für obige Arbeiten wurde der Zeitraum von 1925 bis 1935 in Aussicht genommen.

Im Rahmen dieses Programms haben die Bauarbeiten im Jahre 1927 wesentlich gefördert werden können. Am Main wurde im Frühjahr mit den untersten Staustufen Obernau und Kleinwallstadt und im Herbst mit der dritten bei Klingenberg begonnen. Schon im Jahre 1924 wurde die Staustufe bei Viereth am Main vollendet, die hier kurz beschrieben werden soll, da für ihre Ausmaße die Bedürfnisse der künftigen Großschifffahrtstraße maßgeblich waren und sie insofern den übrigen Staustufen im Main gleicht (Abb. 26).

Die Staustufe Viereth¹⁷⁾ liegt stromabwärts von Bamberg und hat die Aufgabe, den Wasserspiegel für den Bamberger Hafen auf bestimmter Höhe zu halten und der Schifffahrt den Aufstieg in die Regnitz zu ermöglichen. Diese Aufgabe besorgte früher das Bischberger Wehr, das aber baufällig war.

Die Staustufe schneidet eine starke Flußkrümmung ab, der alte Flußschlauch ist gegen das Oberwasser mit sehr kräftigem Damm abgeschlossen. Das Gefälle beträgt 6 m bei niedrigstem schiffbaren Wasserstande.

Das Wehr ist ein Walzenwehr mit zwei Öffnungen von je 30 m l. W. Von den beiden Öffnungen ist die eine als Schiffsdurchlaß ausgebildet, um bei abgelassenem Stau die Kleinschifffahrt durch das Wehr leiten zu können. Die Verschlüsse sind so angeordnet, daß auch bei höchstem schiffbaren Wasserstande noch eine freie Höhe von 5,4 m verbleibt. Die beiden Walzen sind zum Versenken eingerichtet, so daß eine Überströmung bis zu 80 cm möglich ist.

¹⁷⁾ „Die Bautechnik“ 1926, Heft 32 u. 33; 1927, Heft 2.

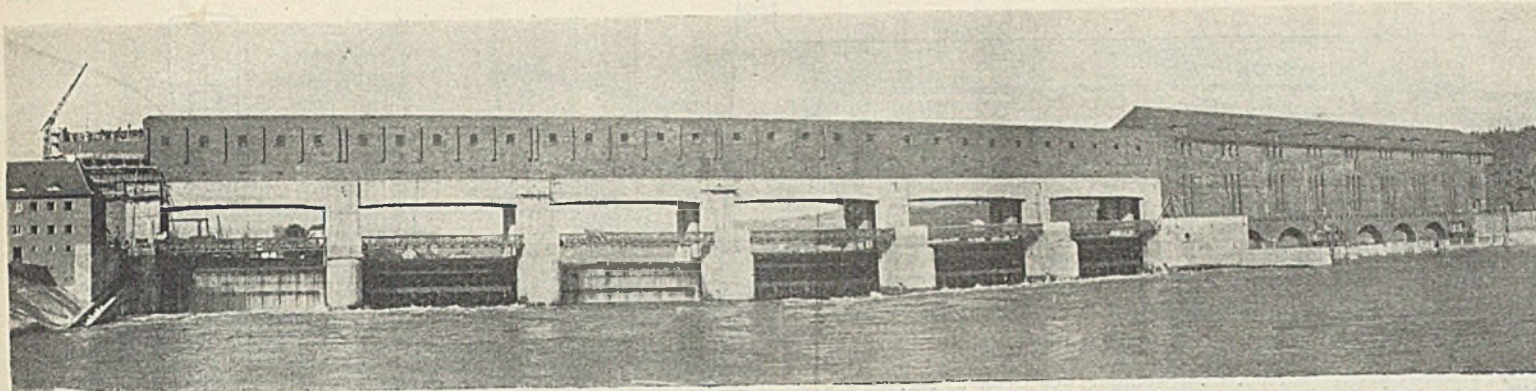


Abb. 27. Staustufe Kachlet bei Passau. Blick vom Unterwasser aus.

Die Kammerschleuse, die, in der Flußrichtung gesehen, links vom Wehre angeordnet ist, hat 300 m Nutzlänge und 12 m l. W. Der Oberkanal hat 300 m Länge, der Unterkanal 200 m Länge mit Verbreiterung auf das Zweieinhalbfache der Schiffbreite. Die Wände der Kammer bestehen aus Eisenbeton mit Sandsteinverkleidung.

Der Untergrund ist mittelharter Sandstein der Buntsandsteinformation, die Kammersohle ist unbefestigt.

Als Verschlüsse sind Stemmtore gewählt, die Umläufe führen kurz um die Tore herum, dabei ist als Verschuß am Unterhaupt das Rollkeilschütz, am Oberhaupt das Zylinderschütz gewählt. Der Antrieb der Umlaufverschlüsse und der Stemmtore geschieht mittels Elektromotoren; eine Zentralisierung des ganzen Antriebes ist im Hinblick auf den noch geringen Schiffsverkehr nicht durchgeführt.

Am Main herrscht im dortigen Gebiet reger Floßverkehr. Die Flöße haben 130 m Länge und fahren immer zu zweien hintereinander (Floßreise). Während am unteren Main von Aschaffenburg abwärts noch Floßgassen angeordnet sind, sind sie hier, um das Wasser für Kraftzwecke zu gewinnen, weggelassen. Die Flöße werden durch die Schleusenammer geleitet, wobei sich eine Schwierigkeit insofern ergeben hat, als die Ausfahrt der Flöße lange Zeit erfordert. Durch Nachschuß von Wasser mittels der Umläufe am Oberhaupt hat sich Abhilfe schaffen lassen.

Das Krafthaus ist auf der rechten Seite des Wehres angeordnet, es nutzt eine Werkwassermenge von 102 m³/Sek. aus. Eingebaut sind drei Turbinen mit senkrechter Welle und unmittelbar darauf gekuppelten Generatoren. Die normale Leistungsfähigkeit einer Turbine beträgt rund 2000 PS. Die Turbinenkammern werden mit Schütztafeln abgeschlossen, außerdem ist oben und unten noch ein behelfsmäßiger Abschluß mittels Dammbalken möglich. Vor den Turbinenschützen befindet sich ein Feinrechen.

Das Werkwasser zu den Turbinen wird aus dem Oberwasser mit Hilfe eines Einlaufbauwerkes entnommen, das parallel zur Flußrichtung, also senkrecht zum Wehr angeordnet ist. Dieses Einlaufbauwerk ist mit Rücksicht auf gute Eisabführung mit einer Tauchwand versehen, die 80 cm unter den normalen Oberwasserspiegel reicht.

Zwischen Kammerschleuse und Wehr ist ein Fischpaß normaler Bauart eingefügt. Um den Fischern den Auf- und Abstieg leicht und unabhängig von der großen Kammerschleuse zu ermöglichen, ist unmittelbar neben dem Fischpaß eine Kahnschleife gebaut. Die Fischerkähne werden auf einen offenen Rollwagen gesetzt und gehen auf schiefer Ebene zum Oberwasser bzw. Unterwasser.

An der Donau sind die Arbeiten wesentlich vorwärts gekommen durch Fertigstellung der Kachletstaustufe¹⁵⁾ bei Passau, an der im Herbst 1927 der Probetrieb aufgenommen werden konnte. Diese Anlage stellt eine der größten Flußstauwerke dar, die in neuerer Zeit ausgeführt wurden, und bezweckt neben der Ausnutzung der Wasserkraft die Verbesserung der Schifffahrtsverhältnisse in der 27 km langen Felsenstrecke von Passau bis Hofkirchen.

¹⁵⁾ „Die Bautechnik“ 1926, Heft 23 u. 27.

Die Stauhöhe beträgt 9,2 m bei NW, 7,65 m bei MW (Abb. 27 zeigt die Anlage vom Unterwasser).

Das Wehr hat sechs Öffnungen von je 25 m l. W. zwischen Pfeilern von 5 m Stärke.

Als Verschlüsse dienen Doppelschützen der MAN, wobei das obere Schütz eine Absenkung von 2,6 m für Regulierung und Eisabführung gestattet. Ein behelfsmäßiger Verschuß mittels eiserner Dammbalken ist vorgesehen.

Das ganze Wehr hat für den Antrieb der Schützen und die Betätigung der Dammbalken einen gemeinsamen Überbau erhalten. Das Wasserabfuhrvermögen des gesamten Wehres beträgt 5000 m³/Sek.

Für die Gründung ist bemerkenswert, daß das Wehr durchweg auf Felsen (Gneis) steht. Die Gründung wurde durchgeführt in offenen Baugruben mit Betonfangedämmen besonderer Bauart.

Die Schleusenanlage besteht aus zwei nebeneinanderliegenden Kammerschleusen von 230 m Länge, 24 m l. W. mit einer Mittelmauer zwischen den beiden Schleusen von 13 m Breite.

Die Drempeltiefen betragen:

am Unterhaupt bei beiden Schleusen . . . 3,0 m unter NSW

an den Oberhäuptern sind die Drempeltiefen verschieden,

bei der Südschleuse 1,4 m unter NSW

bei abgesenktem Stau,

bei der Nordschleuse 4,0 m unter gestautem Wasser.

Bei dieser Anordnung kann die Südschleuse für die jetzige Schifffahrt somit auch benutzt werden, wenn der Stau einmal abgelassen werden muß, die Nordschleuse kann nur bei gestautem Wasser befahren werden.

Als Verschlüsse dienen eiserne Stemmtore mit Schwimmkästen, als behelfsmäßige Verschlüsse schwimmende Dammbalken.

Die Füllung geschieht durch Umläufe um die Tore herum. Diese Umläufe werden mit Rollkeilschützen geschlossen.

Die Kammern sind in fester Bauart mit Betonwänden 1/20 Anlauf ausgeführt. Die Sohle ist aus Fels und unbefestigt, nur an den Ausgangsöffnungen der Umläufe ist eine starke Betonsohle angebracht. Die Betonwände der Kammern sind ohne Verkleidung, nur zur Einfassung von Kanten ist Granitstein verwendet.

Bei der Gründung war bemerkenswert, daß der zerklüftete Gneis vielfach Schwefelkieseinlagen hatte, gegen die Sicherungsmaßnahmen getroffen werden mußten.

Die beiden Kammerschleusen mit den Vorläufen wurden in einer einzigen großen Baugrube hergestellt.

Alle Antriebe für Stemmtore und Umlaufverschlüsse werden elektrisch betätigt.

Es ist Vorsorge getroffen, daß alle Betriebsvorrichtungen, die Beleuchtung und die Signalisierung später zentralisiert werden können.

Die Kraftanlagen sind ausgebaut für eine Werkwassermenge von 700 m³/Sek. Die Niedrigwassermenge beträgt 290 m³/Sek.

Das Gefälle ist bei NW 9,2 m, bei MW 7,65 m.

Gewählt wurden acht Propellerturbinen mit stehender Welle und unmittelbar gekuppelten Generatoren.

Der Bau des Fußgängertunnels unter der Spree in Berlin-Friedrichshagen.

Von Dipl.-Ing. La Baume, Magistratsbaurat.

(Schluß aus Heft 3.)

Alle Rechte vorbehalten.

Zum Schutze der Gründungsarbeiten wurde in Strommitte ein starkes doppeltes Leitwerk geschlagen, das nach den Enden zu spitz verlief und so konstruiert war, daß es in gleicher Weise für sämtliche drei Bauabschnitte ohne wesentliche Änderung diente (Abb. 4 bis 6). Im Schutze dieses Leitwerks wurde zunächst die nach außen abgesteifte Spundwand für die Versenkinsel des ersten Bauabschnittes geschlagen und mit Boden gefüllt. Um die Last des Senkkastens nicht unmittelbar durch die Schneiden auf den frisch geschütteten Boden wirken zu lassen, wurde

die Schalung des Senkkastens auf 72 Handspindeln gestellt, die erst nach der Erhärtung der zuletzt hergestellten Schutzschichten gelöst wurden (Abb. 19). Das gesamte Schalungsmaterial konnte durch ein in den landseitigen Stirnwänden befindliches Loch entfernt werden, das dann geschlossen wurde; nach der Herstellung des Senkkastens wurde die elastische Schicht aufgebracht, die nicht allein unter dem wagerechten Teil des Tunnels, sondern auch unter den beiden unteren Treppenläufen angeordnet war und sich hier auf eine Eisenbetondecke auflegte, die

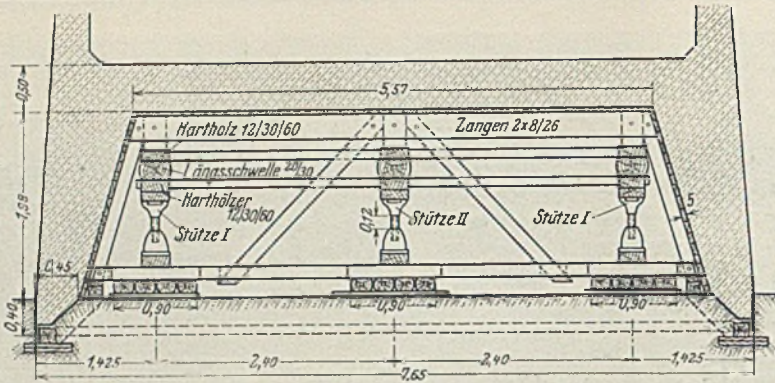


Abb. 19. Schalung des Senkkastens.

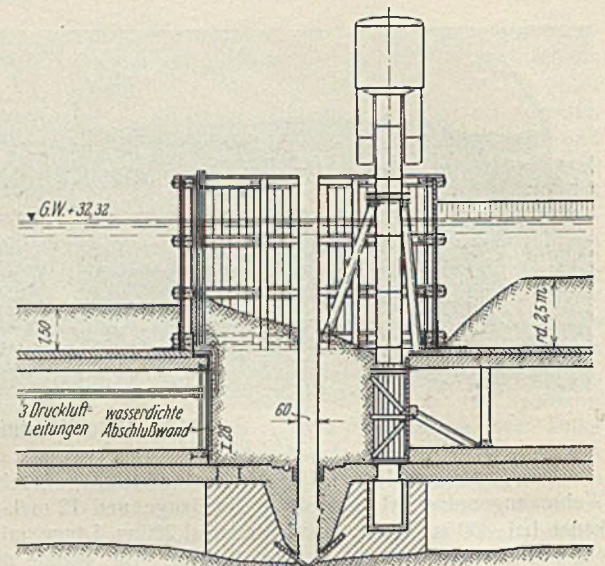


Abb. 24. Senkkasten 2 fertig abgesenkt. Druckluftbeton eingebracht.

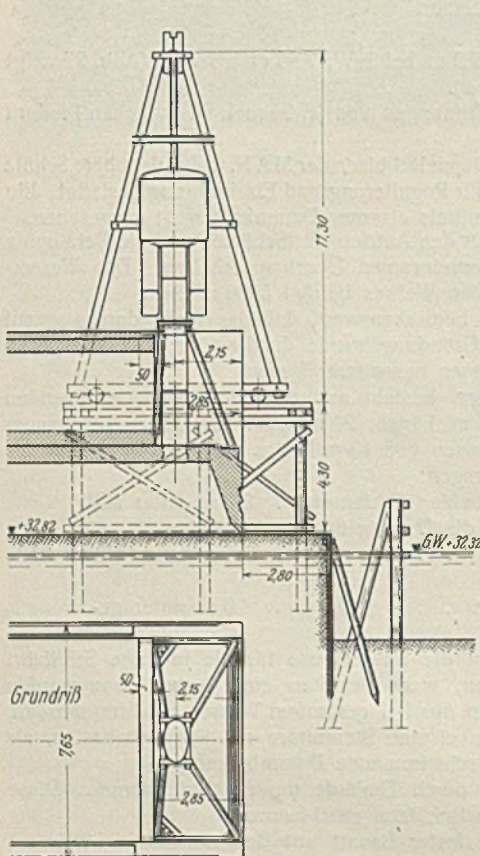


Abb. 20. Senkkasten 1 vor Beginn der Absenkung.

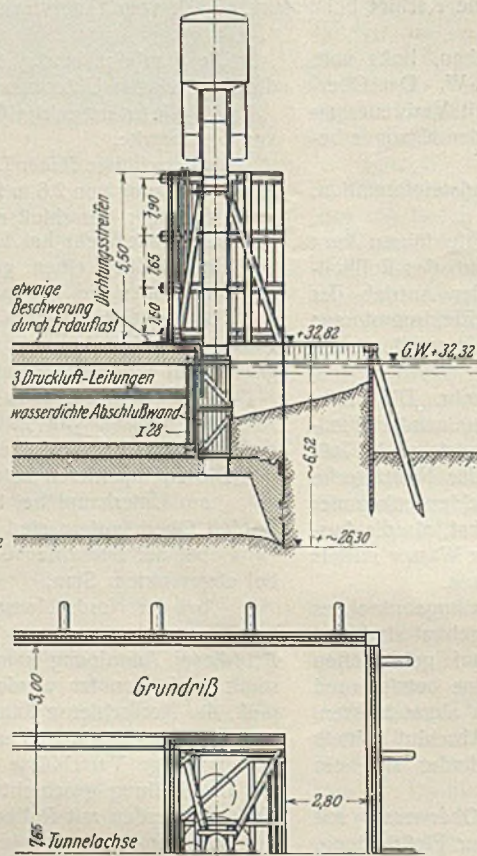


Abb. 21. Senkkasten 1 teilweise abgesenkt; die Stülpwand wird aufgesetzt.

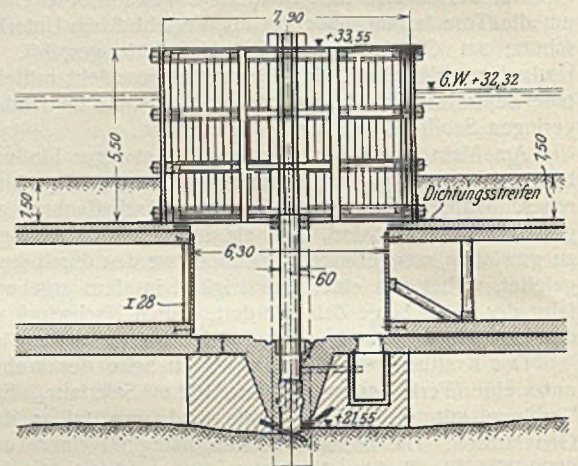


Abb. 25. Schluß der Baugrube für den Bauabschnitt III.

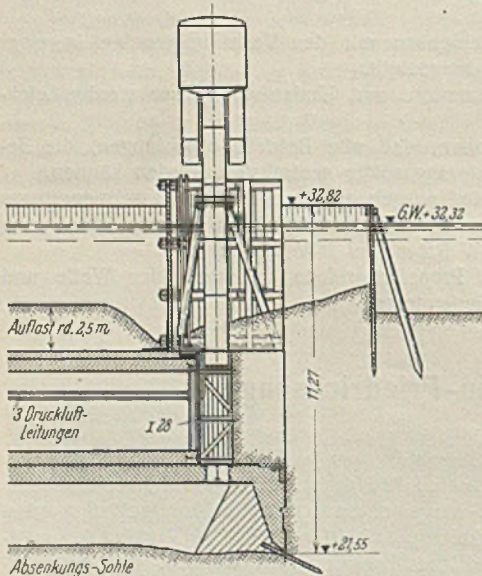


Abb. 22. Senkkasten 1 fertig abgesenkt. Druckluftbeton eingebracht.

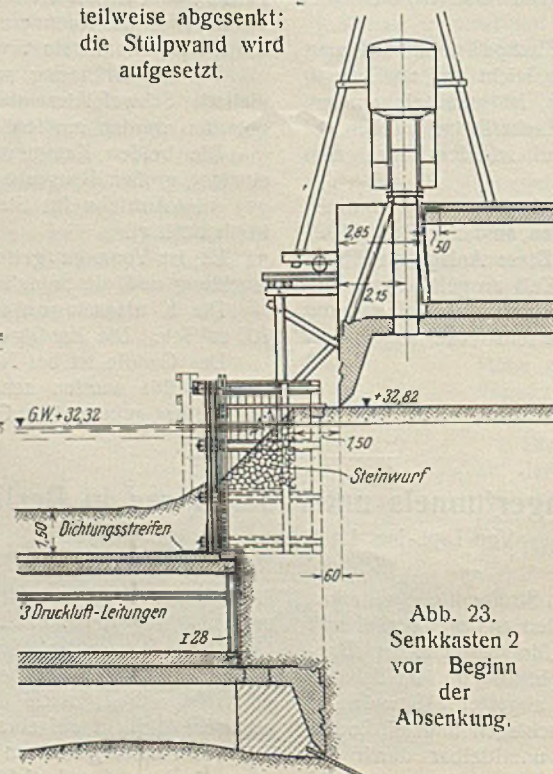


Abb. 23. Senkkasten 2 vor Beginn der Absenkung.

seitlich auf den landseitigen Wangenmauern der Senkkasten, in der Mitte (auf Stützen ruhte, die ihre Last auf die Senkkastendecke übertrugen Abb. 3). Bei der Herstellung der schrägen Flächen der elastischen Schicht ergaben sich naturgemäß große Schwierigkeiten, die im zweiten Bauabschnitt dadurch behoben wurden, daß die Schicht in Plattenform hergestellt und aufgelegt wurde, wobei nur die Fugen verschmolzen zu werden brauchten. Auf die elastische Schicht folgte die Sohlenschutzschicht und auf diese die Sohlendichtung; zum Anschluß der Dichtung an die Seitenwände dienten einstweilige, auf die Senkkastenwände aufgemauerte Flächen. Um das Eindringen scharfer Kieskörner in die Sohlendichtung zu verhindern, wurde auf diese zunächst eine Sandbetonschicht aufgebracht, die gleichzeitig einen Schutz beim Verlegen der Eiseneinlagen bildete. Die weiteren Arbeiten vollzogen sich ohne jede Schwierigkeit; Seitenwände und Decke des Tunnels konnten in einem fortlaufenden Arbeitsgang betoniert werden, was statisch wichtig, bei der Grundwasserabsenkung aber nicht zu erreichen ist. Da der Tunnel in einer Neigung von 1:100 lag, wurde er gegen Gleiten auf der durch die Verwendung hochwertigen Zements erwärmten Sohlendichtung und elastischen Schicht gesichert. Der Tunnel erhielt an seinem wasserseitigen Ende eine wasserdichte Abschlußwand, die den Zweck verfolgte, den Wasserandrang von der Tunnelseite her bei der Herstellung der offenen Baugrube für die oberen Treppen-

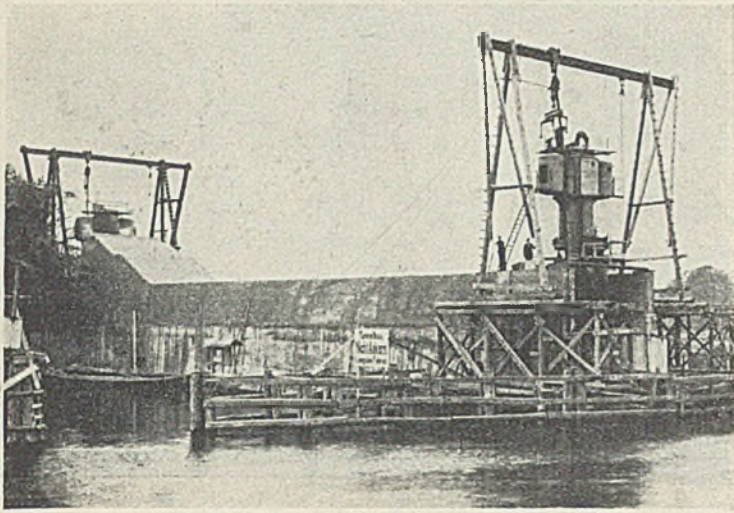


Abb. 26. Bauabschnitt II während der Absenkung.

läufe der Nordseite zu verhindern; für die Südseite wurde diese Anordnung entbehrlich, da bei deren Ausführung die Baugrube für das Mittelstück bereits geschlossen war. An dem zum Absenken fertigen Tunnel wurden landseitig die Anschlüsse für die Baugrube der oberen Treppenläufe, wasserseitig die halbe Baugrubenabsteifung für Bauabschnitt III angesetzt, über die im folgenden noch berichtet wird. Außerdem wurden sämtliche Leitungen für den zweiten Absenkungsvorgang in den ersten Tunnelteil verlegt und wasserseitig so hoch geführt, daß ihr Anschluß für den Bauabschnitt II über Wasser hergestellt werden konnte. Es wurde ferner dafür Vorsorge getroffen, den Tunnel während der Absenkung mit Wasser füllen zu können, um das gegen die Reibung erforderliche Gewicht zu erhalten. Um die bei dem ungünstigen Verhältnis von Länge und Breite des Senkkastens möglicherweise auftretenden ungleichmäßigen Belastungen nicht allein auf die Schneide zu übertragen, wurden die sie verbindenden Traversen durch Unterlegen kurzer Bohlenstücke zur Verteilung des Bodendruckes herangezogen. Der Absenkungsvorgang, dessen einzelne Stadien in Abb. 20 bis 25 dargestellt sind, vollzog sich derart, daß zunächst das Material zwischen den Traversen entfernt wurde und sodann dasjenige unter den Traversen, wobei die Absenkung vor sich ging. Das Material wurde durch eine in der Längsachse des Senkkastens angeordnete Schüttelrinne zu den Schachtrohren befördert, von wo es durch Eimer zu den Schleusen gelangte. Die Schüttelrinne wurde durch einen Druckluftmotor angetrieben; alle Teile der Rinne waren so kurz, daß sie durch die Schleusen hindurchgebracht werden konnten. Die Schüttelrinne, wohl das erste Beispiel einer derartigen maschinellen Beförderung von Boden im Senkkasten, hat sich im allgemeinen gut bewährt, solange Sand und Kies befördert wurden; bei schwererem Boden dagegen versagte sie, da das feuchte Material in den Rinnen haften blieb.

Das Absenken des ersten Tunnelteils vollzog sich ohne die geringste Schwierigkeit innerhalb von 34 Tagen, wobei eine Absenktiefe von 11,7 m erreicht wurde. Die Beobachtungen an den sowohl auf dem Senkkasten wie auf dem Tunnel aufgestellten Meßblättern ergaben eine Durchbiegung des Senkkastens von höchstens 1 cm; der Tunnel selbst zeigte kaum messungsfähige Formänderungen. Auch das Ausweichen aus der Achse wurde kontrolliert, wobei sich Abweichungen bis zu 2 cm ergaben. Dank dem großen Spielraum in seitlicher Richtung ist diese Abweichung ohne Einfluß geblieben. Die erzielten Ergebnisse sind ein Beweis für die Genauigkeit, mit der selbst große Senkkasten abgesenkt werden können.

Schon während des letzten Stadiums der Absenkung des Bauabschnitts I waren die Inselspundwände beseitigt worden, und der Schiffsverkehr konnte bereits im Juli über den abgesenkten Tunnelabschnitt geleitet werden. Dadurch, daß das gesamte Schalungsmaterial für den Bauabschnitt II verwendet werden konnte, wurde dieser, zumal das Leitwerk nicht verändert zu werden brauchte, in bedeutend kürzerer Zeit fertiggestellt. Auch hier ging die Absenkung (Abb. 26 u. 27) glatt vonstatten; sie hätte wohl in noch kürzerer Zeit beendet werden können, wenn nicht die Bodenschichten sehr unregelmäßig aus Kies und Ton bestanden hätten; letzterer behinderte die Absenkungsarbeiten beträchtlich, und die Schüttelrinne mußte zeitweise außer Betrieb gesetzt werden, da sie für den Transport des schweren Bodens nicht geeignet war. Die Herstellung und Absenkung des zweiten Abschnittes hat etwa drei Monate in Anspruch genommen; auch hier waren die Abweichungen nicht größer als beim Bauabschnitt I; der Spielraum von 10 cm nach jeder Seite genügte vollkommen, um die Unterschiede mittels der Innenverkleidung auszugleichen.

Nach Beendigung der Druckluftarbeiten, die mit der Ausfüllung der Senkkastenräume teilweise mit Beton, teilweise mit Boden (Abb. 8) ihren Abschluß fanden, konnte an den Schluß der Baugrube für das Mittelstück herangegangen werden.

Die auf die wasserseitigen Wangenmauern aufgesetzten hölzernen Stülpwände wurden an eine Fußschwelle angeschlossen, die mit den Wangenmauern durch Bolzen verbunden war, soweit sie aber unmittelbar auf die Tunneldecke aufsetzte, mit dieser keine Verbindung hatte. Dem an dieser Ecke zu erwartenden Wasserzufluß wurde durch Anwerfen von Ton von außen her vorgebeugt; beim zweiten Bauabschnitt begnügte man sich mit dieser einfachen Sicherheitsmaßregel nicht, sondern legte außerdem einen besonderen Dichtungstreifen in den Winkel zwischen Tunneldecke und Stülpwand, der seinen Zweck gut erfüllte und nach Beendigung der Arbeit leicht abgelöst werden konnte. Der Seitenschlitz wurde zunächst durch eine einzige Bohle geschlossen, deren Einbringen sich ohne Hindernis vollzog; das Einbringen der zweiten Bohle erwies sich als überflüssig. In der geschlossenen Baugrube wurde dann der als Auflast auf den vorspringenden Enden der Senkkasten ruhende Boden entfernt. Die für diesen Zweck in Tätigkeit gesetzte Luftstrahlpumpe konnte allerdings den Boden nur teilweise entfernen. Es mußte nun mit Rücksicht darauf, daß die Stirnwände der Senkkasten fast durchweg in festem Ton standen und die Bohlenstücke unter den Schneiden einen gewissen Schutz gegen das Hochdrücken des Bodens bildeten, versucht werden, mit einer Oberflächenhaltung den Boden zu entfernen. Dieser Versuch gelang bis auf eine Tiefe von etwa 6 m, wo der Wasserdruck durch den Bodenschlitz so stark wurde, daß ein Wassereintrich die Folge war. Es konnte nun entweder mit Grundwasserhaltung weitergearbeitet werden oder mittels Taucher. Bei der verhältnismäßig engen Baugrube entschied man sich für den Taucher, zumal der Einbau von Brunnen viel Zeit in Anspruch genommen hätte. Der Taucher beseitigte den Boden mittels Kübel so weit, daß er den Bodenschlitz mit Beton füllen konnte. Hierbei führte er den Schütt-Trichter, so daß man mit Sicherheit annehmen konnte, daß eine vollkommene Ausfüllung des Schlitzes erreicht wurde. Der Beton war unter Zusatz von Tricosal hergestellt worden, um ein schnelles Abbinden zu bewirken. Wie sich später herausstellte, hatte der Taucher eine vollkommene Dichtung des Bodenschlitzes erreicht. Nun konnte die Baugrube von neuem leergepumpt und der noch auf den Senkkasten lagernde Ton entfernt werden. Noch ehe diese Arbeiten vollendet waren, folgte ein neuer Wassereintrich durch das Schachtrohrloch des ersten Senkkastens. Hier mußte eine Undichtigkeit entstanden sein, die man sich zunächst nicht erklären konnte. Der Taucher stellte fest, daß der Beton im Schachtrohrdurchlaß eine offene Stelle aufwies, die dadurch entstanden war, daß sich die im Senkkasten eingeschlossene Luft einen Weg durch den noch nicht erhärteten Beton des Schachtrohrdurchlasses gebahnt hatte. Der aus dem Durchlaß herausgedrückte Beton hatte sich über den eisernen Ansatzring gelegt. Dieser Ring bildete aber das einzige Mittel zum Aufsetzen eines Deckels, weshalb er zunächst von allem ihn umgebenden Beton durch Abstemmen mit Drucklufthammer befreit werden mußte. Während der Taucher diese schwierige Arbeit ausführte, wurde in der Werkstatt der Deckel angefertigt, dessen Bolzenlöcher denen der Schachtrohre entsprechen mußten. Mit Rücksicht auf den nach innen stehenden Winkel des Ansatzringes erhielt der Deckel einen Mannlochverschluß, durch den die Bolzen eingesteckt werden konnten. Es gelang dem Taucher, 14 Bolzen einzuziehen und festzuschrauben. Wenn auch keine völlige Dichtigkeit des Deckels erzielt werden konnte, so war doch so viel erreicht, daß die Arbeiten ohne weitere Behinderung beendet werden konnten.

Es war zu erwarten, daß die Baugrube keinen völlig wasserdichten Abschluß bilden konnte, weshalb die Abdichtung aller undichten Stellen und die Ableitung aller noch eindringenden Wassermengen notwendig wurde. Erst nachdem diese mühsame Arbeit gelungen war, konnte man an die Herstellung des mittleren Verbindungsstückes herangehen. Die mit einem wasserdichtenden Mittel hergestellten Rillenplatten bedeckten

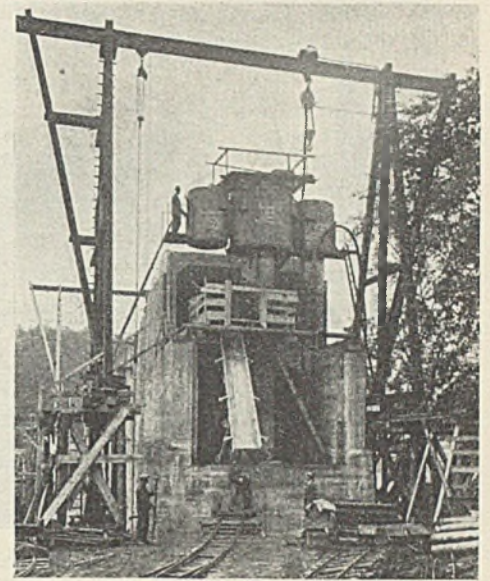


Abb. 27. Landseitige Druckluftschleuse im Bauabschnitt II.

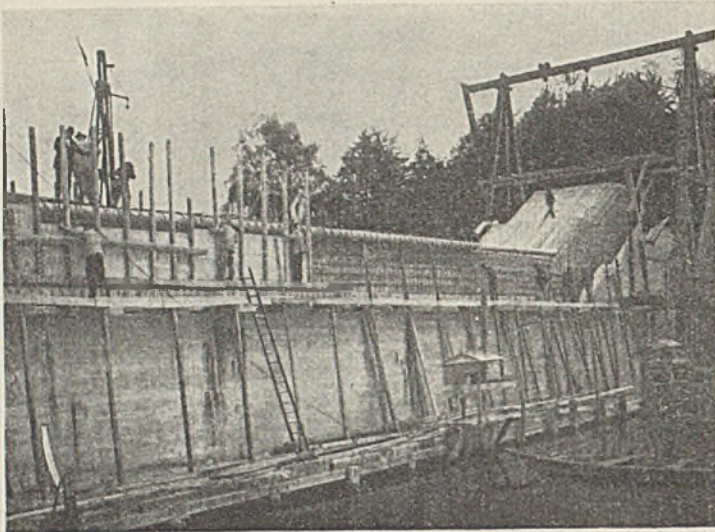
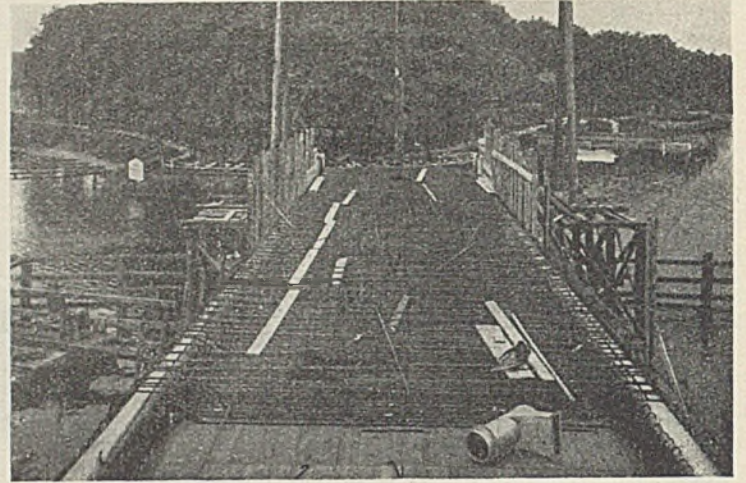


Abb. 28. Bauabschnitt I. Einlegen der Entlüftungsrohre.

Abb. 29. Aufsicht auf die Tunneldecke.
Verlegen der Deckeneisen und Entlüftungsrohre.

sowohl den Boden wie die Wangenmauern und bildeten gleichzeitig die Auflagerflächen für die Dichtung, bei deren Ausführung noch besondere Schutzvorkehrungen getroffen werden mußten.

Die bei der Herstellung des dritten Bauabschnittes erzielten Erfahrungen zeigen, daß der Entwurf gut durchgedacht war und für eine Wiederholung empfohlen werden kann. Zweckmäßig wäre es, die Arbeitsräume nicht zu knapp einzurichten und vor allem die Stülpwände so weit zurückzusetzen, daß für den Anschluß der Dichtung reichlich Platz vorhanden ist und außerdem noch die Möglichkeit besteht, das von den Wänden abfließende Wasser außerhalb der Anschlußstreifen ableiten zu können. Außerdem muß die Ausführung schnell vor sich gehen, da die durch den Beton eindringenden Wassermengen sehr viel Kalk mit sich führen, der allmählich die Rillenplatten verstopft.

Die Beseitigung der mittleren Baugrube geschah im Dezember, womit dann auch das Flußbett in ganzer Breite der Schifffahrt wieder zur Verfügung stand. Die Bauzeit für die Rohbauarbeiten betrug elf Monate, ihre Ausführung war der Firma Grün & Bilfinger A.-G., Berlin, übertragen worden, die den Bau in musterhafter Weise durchgeführt hat.

4. Der innere Ausbau.

Entsprechend seiner Bedeutung als reiner Fußgängertunnel erhielt das Bauwerk eine Wandverkleidung aus rautenförmiger Siegersdorfer Keramik, deren Platten, zwischen den Spitzen 60×34 cm groß, sich infolge ihrer der Treppenneigung entsprechenden Form vorzüglich den Aufgängen anpassen. Die Wandverkleidung ist in hellgrünem Ton gehalten und durch originelle eingestreute Muster von derselben Plattengröße in schwarzbrauner Färbung belebt. Vouten und Decke sind dagegen in haltbarem Zementputz hergestellt und weiß gestrichen. Die Beleuchtungskörper liegen in den oberen Ecken der Deckenvouten und sind so zahl-

reich angeordnet, daß sie dem Tunnel ein angenehmes Licht geben. Die für die Lüftererneuerung notwendigen Rohrleitungen (Abb. 28 u. 29) von 26 cm Durchm. liegen in den oberen Ecken des Tunnelquerschnittes und gehen der Bewehrung wegen in schmale in der Voutenfläche endigende Öffnungen über, die nahe der Tunnelmitte liegen. Aus Gründen der Bauausführung des Mittelteiles sind die Rohrleitungen in zwei vollständig getrennte Systeme aufgelöst, von denen das nördliche betriebsfertig hergestellt wurde. Der Ventilator fand in dem über den Treppen angeordneten Raum (Abb. 2) Unterkunft und ist mit Umschaltvorrichtung versehen,

um je nach der Windrichtung saugend oder drückend wirken zu können und die natürliche Entlüftung zu verstärken. Die Anlage ist imstande, eine drei- bis viermalige Lüftererneuerung in der Stunde zu bewirken. Ob diese Leistung durch Aufstellen des zweiten Ventilators verdoppelt werden muß, kann erst die Zukunft lehren. Die überdachten Treppenhäuser (Abb. 30) sind aus Isarkiesbeton hergestellt und werksteilmäßig bearbeitet. Um für alle Fälle die Möglichkeit zu haben, den Tunnel verschließen zu können, wurden unter den Motorenräumen Rollschutzgitter eingebaut, die mit Schneckenradhandantrieb versehen

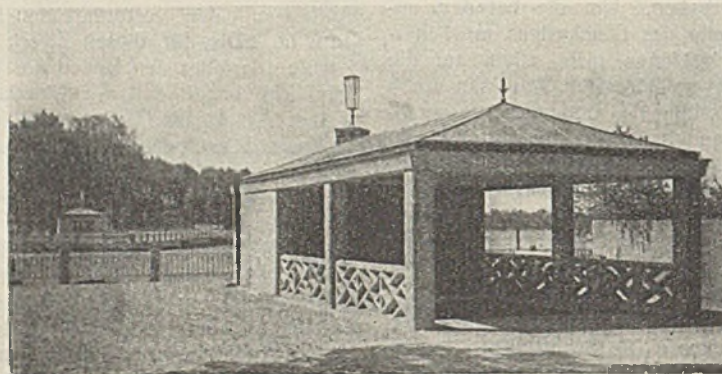


Abb. 30. Eingangshäuschen.

sind. Wegen der Überdachung der Eingänge war eine Entwässerungsvorrichtung nicht erforderlich, jedoch sind zur Sicherheit vier Gullys eingebaut, in denen sich etwa in den Tunnel eindringendes Regenwasser oder Niederschlagwasser sammeln kann. Außerdem wurde für eine Anschlußmöglichkeit von elektrischen Pumpen Vorsorge getroffen.

Die Gesamtkosten des Bauwerkes betragen einschließlich der Uferbefestigungen und Zuwege 1 000 000 R.-M. Der Tunnel konnte am 25. Mai 1927 dem Verkehr übergeben werden¹⁾.

¹⁾ Vergl. „Die Bautechnik“ 1927, Heft 29, S. 422.

Vermischtes.

Vorläufige Leitsätze für die Baukontrolle im Eisenbetonbau. Der Reichsverkehrsminister hat in einem Runderlaß angeordnet, daß in der Reichswasserstraßenverwaltung bis auf weiteres auch von solchen Firmen, die dem Deutschen Beton-Verein nicht angehören, die Durchführung der Baukontrolle nach den vom Deutschen Beton-Verein aufgestellten „Vorläufigen Leitsätzen für die Baukontrolle“ bei Ausführung größerer Beton- und Eisenbetonbauten zu verlangen ist.

Die 31. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins (e. V.) in München, die am 22., 23. und 24. März stattfinden sollte, ist auf den 27., 28. und 29. März verschoben worden.

Inbetriebnahme der Ravennabrücke. Am 14. Dezember 1927 wurde in einer Zugpause der Schienenstrang über dem neuen Ravennatalübergang der Höllentalbahn geschlossen und der Betrieb über die neue Brücke aufgenommen. Damit hat die alte Ravennabrücke, einst ein Meisterwerk der Ingenieurkunst, nach 40 Jahren ausgedient. Die neue Brücke ist das Er-

gebnis umfangreicher Voruntersuchungen über die technisch und wirtschaftlich möglichen Lösungen, die alte Brücke durch eine neue, wesentlich stärkere zu ersetzen, ohne den Bahnbetrieb unterbrechen zu müssen. Der Entschluß zum Umbau mußte in einer Zeit gefaßt werden, in der die Reichsbahn sich in schwieriger finanzieller Lage befand.

Die alte Brücke, von Gerwig, dem Erbauer der Höllentalbahn, an die denkbar günstigste Seite gesetzt, in der sie mit vier Öffnungen zu je 35 m die Schlucht überschreitet, liegt selbst in starker Krümmung, während zu beiden Seiten der Brücke unmittelbar ebenso starke Krümmungen in entgegengesetzter Richtung anschließen. Dieser rasche Wechsel in der Fahrtrichtung, ohne ausreichend lang bemessene, zwischenliegende gerade Übergänge, genügte zwar für die ursprünglich nur dem Touristenverkehr bestimmte Nebenbahn, wurde aber für den heutigen Hauptbahnbetrieb mit Durchgangsverkehr so störend, daß er bei dem Bau der neuen Brücke beseitigt werden mußte. Dies wurde nur möglich durch Verlegung der Linie um etwa 40 m nach Süden gegen den Talausgang zu, wodurch sie einen gestreckteren Verlauf und eine Kürzung um etwa 13 m erfuhr. Da-

für wurde aber die Brücke selbst erheblich länger und höher. Die Einmündung in die alte Linie oberhalb der Brücke erforderte das Öffnen des 85 m langen Ravennatunnels auf nahezu seine halbe Länge und ein Verschieben der über dem Tunnel liegenden Landstraße um etwa 20 m gegen Berg.

Die neue Brücke (s. „Die Bautechnik“ 1928, Heft 2, S. 25, Abb. 17) überschreitet kurz hinter dem Bahnhof Höllsteig in der Steigung 1:19 die Ravennaschlucht mit neun Bogen von 20 m lichter Weite. Die Zwischenpfeiler sind an der Einschnürung 4,50 m breit, während die insgesamt 224 m lange Brücke zwischen den Stirnen 4,20 m mißt. Die Pfeiler werden nach unten stärker, indem ihre Innenseite 20:1 und die Außenseiten 30:1 Anzug erhielten. Die Höhe des Talüberganges über der Erdoberfläche beträgt etwas über 40 m, die größte Bauhöhe von Gründungssohle bis zu den Abdeckplatten rd. 50 m. Die Fundamente sind durchweg auf gesunden Gneis aufgesetzt und in Stampfbeton erstellt; die Pfeilerschäfte sind in Granitschichtenmauerwerk mit Betonkern, die Gewölbe, die 1 m Scheitel- und 1,80 m Kämpferstärke aufweisen, voll in Granit ausgeführt. Die Arbeitsmengen des Talüberganges betragen 8500 m³ Fundamentaushub, wovon nahezu die Hälfte im Fels, 12 000 m³ Beton und Mauerwerk, 1600 m³ Gewölbe, Quader, Gurt- und Abdeckplatten. Hierzu kommen für die Tunnel- und Straßenbauarbeiten 1500 m³ Erd-, 10 000 m³ Felsbewegung, 900 m³ Mauerwerkabbruch und 700 m³ Beton und Mauerwerk. Die Bauarbeiten, die der Arbeitsgemeinschaft der Bauunternehmungen F. X. Sichter und Freiburger Baugesellschaft, beide in Freiburg, übertragen sind, wurden im August 1926 begonnen und konnten dank dem günstigen Herbstwetter des Jahres 1926 bis Ende Dezember rasch fortgeführt werden. Die Ausschachtarbeiten in den besonders tiefen Baugruben der oberen Pfeiler gingen den Winter hindurch weiter. Anfang April 1927 wurden die Mauerarbeiten wieder begonnen und Mitte Mai in vollem Umfang aufgenommen. Die engen Platzverhältnisse und die Ungunst des Wetters im Jahre 1927 haben die Ausführung wesentlich erschwert und verzögert. Mitte Juli wurden die Lehrgerüste in den oberen fünf Öffnungen aufgestellt und am 7. August, ein Jahr nach Baubeginn, die ersten Gewölbe geschlossen. Nachdem diese genügend erhärtet waren, konnten die Lehrgerüste umgestellt, die unteren vier Öffnungen eingewölbt und in der Zeit vom 17. bis 22. September geschlossen werden. Der letzte mittlere Bogen wurde am 6. Oktober geschlossen, während die Übermauerung der zuerst fertiggestellten Bogen inzwischen rüstig fortgeschritten war. Auch das Aufschlitzen des Ravennatunnels hatte Schritt gehalten; die Aufbruchzone war mit eisernem Lehrbogen eingerüstet. Ungestört rollten die Züge durch den Tunnel, über dem allmählich der Berg abgetragen wurde. Mitte November drohte der plötzlich einsetzende Frost die Dichtungsarbeiten und somit die endgültige Fertigstellung im letzten Augenblick zu verhindern, doch auch diese Schwierigkeiten wurden überwunden, und die letzten Vorbereitungen zur Betriebsüberleitung konnten getroffen werden.

Hölzerne Eisenbahnbrücken. Bei dem gegenwärtig mit besonderem Nachdruck betriebenen Ausbau der Texanischen Eisenbahnen sind u. a. — auf der wichtigen, über 230 km langen Strecke der Chicago, Rock Island & Pacific Bahn zwischen Amarillo (Tex.) nach Liberal (Kan.) — größere hölzerne Brückenbauten ausgeführt worden. Nach einem Bericht in Eng. News-Rec.

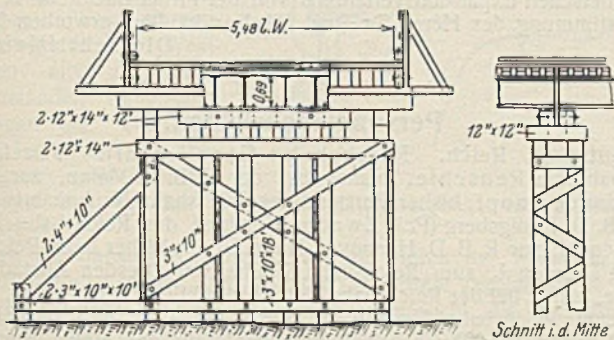


Abb. 1.

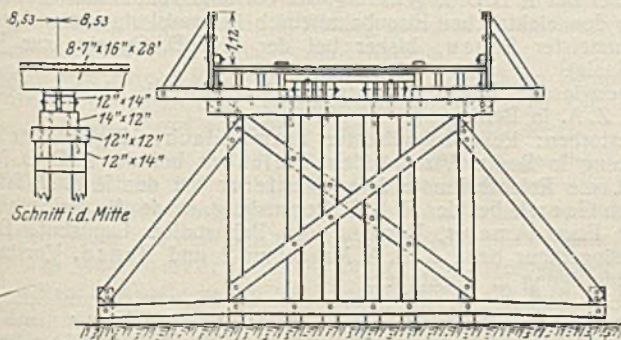


Abb. 2.

vom 18. 8. 1927 handelt es sich um die Kreuzung des South Canadian River durch eine 550 m lange Notbrücke, die bis zum endgültigen Ausbau der Strecke und während des Baues eines eisernen Bauwerks, d. h. etwa zwei Jahre lang, in Verkehr bleiben und für Eisenbahn- und Straßen-

verkehr dienen soll. Sie liegt mit S.-O. 5,49 m über dem Flußbett am Ende einer längeren Gefällstrecke mit Neigung 3,6:100, die am andern Ufer dann wieder im Verhältnis 2:100 bis Oil City steigt, wo sie an eine bereits vorhandene Hauptstrecke anschließt.

Einzelheiten sind aus den Abbildungen ersichtlich: Die Brückensjoche bestehen aus 6 Pfählen mit Wellenbrechern an der Stromseite zum Schutze gegen Treibholz und Geschiebe. Die Fahrbahn hat eine Breite von rd. 5,59 m, die Hauptdurchfahrt weist 20 Öffnungen von je 8,54 m Stützweite auf, die (vergl. Abb. 1) unter dem Bahngleis von je 4 I-Trägern von 68,6 cm (27") Höhe überbrückt werden. Der übrige, größere Brückenteil zeigt einen Joabstand von 4,27 m und unter dem Gleis (vergl. Abb. 2) verbolzte hölzerne Zwillinglängsträger von 2 x 30,5/35,6 cm Querschnitt. Die beiderseits vom Gleis angeordneten Fahrbahntafeln ruhen auf Holzbalken.

Die von der Brücke überspannte Stelle des Flußbettes war besonders günstig, das letztere bestand durchweg aus rotem Tonschiefer, der unter kaum 4,50 bis 7,50 m starker Schlammdecke festen Baugrund lieferte, während an anderer Stelle loser Sandboden bis in 18 und 30 m Tiefe angetroffen wurde. Ki.

Eisenbahnen in Columbien, Ecuador und Guatemala. Am 10. Januar 1928 hielt Privatdozent Dr.-Ing. Dr. jur. Randzio im „Verein für Eisenbahnkunde“ einen Vortrag über Eisenbahnen in Columbien, Ecuador und Guatemala.

Infolge der jüngsten Ereignisse in Mexico und Nicaragua, ferner wegen des im Januar d. J. stattfindenden panamerikanischen Kongresses in Habana, auf dem auch die Frage einer panamerikanischen Eisenbahn wieder erörtert werden soll, ist Mittelamerika heute etwas mehr in den Vordergrund unseres Interesses gerückt. Der Vortragende besprach auf Grund eigener Anschauung und an Hand von Lichtbildern u. a. auch die Möglichkeit und technische Ausführbarkeit dieser panamerikanischen Eisenbahn.

Columbien, in dem in den letzten Jahren ein Aufstieg unverkennbar und ein weiterer Fortschritt zu erwarten ist, strebt zurzeit danach, seine Eisenbahnverbindungen zu vervollständigen und besonders die wichtigste Verbindung zwischen der Landeshauptstadt Bogotá und der Westküste, die Quindiu-Bahn, herzustellen. Außerdem fehlt auch noch eine Verbindung zwischen der Handelshauptstadt Medellín und der Westküste und ebenso eine Verbindung der Hauptstadt Bogotá mit dem unteren Rio Magdalena, d. h. eine Eisenbahn aus der Hochebene von Bogotá in die Gegend unterhalb der Stromschnellen bei Honda, die eine Schifffahrt dort unmöglich machen. Außerdem ist der Bau einer Reihe von Seilschwebebahnen für die nächste Zeit in Aussicht genommen, so besonders von Manizales, der Hauptstadt des Departements Caldas über Quibdo, der Hauptstadt des Departements El Choco nach der pacifischen Küste und ebenso von Manizales nach dem Rio Magdalena, als Konkurrenzbahn zu der schon bestehenden Seilschwebebahn von Manizales nach Mariquita. Ferner ist eine solche Bahn geplant von Bolombolo im Tal des Rio Cauca, dem Endpunkte der von Medellín zum Rio Cauca führenden Eisenbahn, nach der pacifischen Küste. Eine Seilbahn von Gamarra am Rio Magdalena nach Cucuta an der venezolanischen Grenze ist zurzeit im Bau.

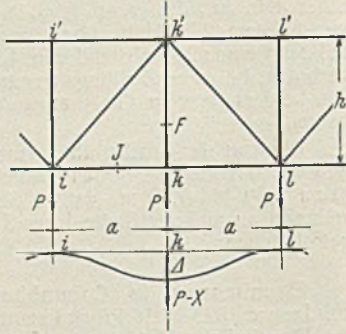
In Ecuador ist das Verkehrsbedürfnis viel geringer. Die Hauptverkehrslinie ist die Eisenbahn von der Hafenstadt Guayaquil nach der Landeshauptstadt Quito. Verschiedene, ursprünglich als Eisenbahnen geplante Linien werden nur als Straßen ausgeführt. Für den Ausbau von Eisenbahnen käme allenfalls eine Verlängerung der bestehenden Linie nach Norden und nach Süden für den Anschluß an die Nachbarländer in Frage, sowie vielleicht noch eine Bahn von Ibarra nach einem neu zu bauenden Hafen San Lorenzo an der pacifischen Küste.

In Guatemala, wo deutsche Häuser bedeutende Ländereien für Kaffeeerzeugung besitzen, von denen eines sogar eine Eisenbahn von 60 km Länge hat, wird nach Herstellung einer im Bau befindlichen Strecke nach der Grenze von Salvador eine vollständige Eisenbahn-Kreuzverbindung, nämlich von der atlantischen zu der pacifischen Küste und zweitens von der mexikanischen zu der entgegengesetzten Landesgrenze vorhanden sein. Bemerkenswert ist außerdem, daß die deutsche Neu-Guinea-Co. an der Guatemala-Plantations-Limited beteiligt ist, die zurzeit eine Eisenbahn nach der pacifischen Küste zu baut, und daß die deutsche AEG als Unternehmung eine 45 km lange Steilbahn von San Filipe nach dem Hochland von Quezaltenago baut, die insofern bemerkenswert ist, als die Bahn auf lange Strecken Steigungen von 90‰ als Vollspur-Reibungsbahn aufweist, betrieben mit elektrischen Triebwagen, bei denen jede Achse von Elektromotoren angetrieben wird. Der erste Teil der Strecke von San Filipe nach Santa Maria ist bereits am 19. September 1927 eröffnet worden.

Zuschriften an die Schriftleitung.

Die Eisenbahnbrücke bei Wesel über den Rhein. Zu der Erwiderung des Herrn Reichsbahnoberrats Krabbe auf meine Zuschrift in der „Bautechnik“ 1927, Heft 55, bemerke ich, daß ich nicht behauptet habe, daß im allgemeinen größere Steifheit der Gurte (Gurtsteifigkeit = Trägheitsmoment/Stablänge) die Nebenspannung herabmindert. Wenn aber Herr Krabbe schreibt, „daß steife Gurtausbildung die Nebenspannungen erhöht“, so ist dies im allgemeinen nicht richtig. Bei Dreiecksfachwerken ohne Hilfsständer hängen die Nebenspannungen überhaupt nicht von den Trägheitsmomenten der Stäbe, sondern nur vom maßgebenden Schwerachsenabstände der Randfaser ab. Die maßgebenden

Nebenspannungen, d. h. die mit den Hauptspannungen zeichengleichen Biegespannungen sind im Außenrande der Gurte zu suchen, und daher können bei unsymmetrischen Gurtquerschnitten größere Gurtträgheitsmomente kleinere Nebenspannungen ergeben als kleinere Trägheitsmomente bei symmetrischen Gurten, wenn nur das äußere e genügend klein gehalten wird. Die Steifheit der Gurte spielt also hier überhaupt keine Rolle. Bei Dreieckfachwerken mit Hilfsständern aber liegen die Verhältnisse anders, wie ich dies in den bereits angegebenen Aufsätzen ausgeführt habe. Die Abbildung zeigt die Mitte eines solchen Fachwerkes, das symmetrisch und in jedem Knotenpunkte mit der gleichen Knotenlast P belastet gedacht ist. Zunächst erfahren beide Gurtungen die kleinen primären Nebenspannungen durch die Durchbiegung des ganzen Fachwerkes. Dazu kommen aber noch andere Nebenspannungen im Untergurt durch die Längsdehnung \mathcal{L} der Ständer. Diese bringen eine wellenförmige Verbiegung des Untergurtes hervor, die der eines in i und l eingespannten Trägers von der Stützweite $2a$ entspricht. Diese Nebenspannungen können bei starker Ausnutzung der Hilfsständer weit größer sein als die ersterwähnten. Bei der üblichen Berechnung der Nebenspannungen setzt man $\mathcal{L} = \frac{Pl}{EF}$, d. h. man vernachlässigt den Biege-



widerstand des Untergurtes. Tatsächlich aber wird \mathcal{L} auch von der Gurtsteifigkeit abhängen. Von der Kraft P wird nur ein Teil X in den Ständer kommen, während der Teil $P-X$ vom Biegezugwiderstand des Gurtes aufgenommen wird. Man erhält leicht

$$X = \frac{P}{1 + \frac{24Jh}{Fa^3}} \quad \text{und} \quad P-X = \frac{P}{1 + \frac{Fa^3}{24Jh}}$$

die größte Biegespannung des Untergurtes ist

$$s = \frac{Me}{J} = \left(\frac{P-X}{2} \cdot a \right) \frac{e}{J} = \frac{P}{J + \frac{24Jh}{Fa^3}} \cdot \frac{ae}{2}$$

Diese einfache Gleichung zeigt deutlich, daß diese sekundären Nebenspannungen mit wachsender Gurtsteifigkeit kleiner werden. Ein größeres Gurtträgheitsmoment verringert \mathcal{L} so, daß die Nebenspannungen kleiner werden. Ob die gesamten Nebenspannungen kleiner werden, hängt natürlich von den Verhältnissen ab. Wenn die Gelenklinie des gelenkartig gedachten Fachwerkes stark zickzackförmig verläuft, was besonders bei starker Ausnutzung der Hilfsständer der Fall ist, dann sind die sekundären Nebenspannungen viel größer als die primären, und die Gurtsteifigkeit wirkt dann auch im gegebenen Falle verringern. Ebenso ist dies beim Rhombenfachwerk der Fall, und für dieses habe ich behauptet, daß die Gurtsteifigkeit verringern auf die Biegespannungen wirkt, was ja Herr Krabbe selbst zugibt. Nur muß ich mich noch gegen eine darüber gemachte Äußerung wenden: Nicht „kann es auch richtig sein, beim Rhombenfachwerk Stäbe und Knoten möglichst steif auszubilden“, sondern das Rhombenfachwerk ist überhaupt nur brauchbar, wenn dies der Fall ist. Darüber wird mein in Aussicht gestellter Aufsatz das Nähere bringen, wie er auch zeigen wird, daß der Arbeit des Herrn Christiani keine „allgemeine Bedeutung“ zukommt. Hartmann.

Erwiderung.

Es ist zweifellos ein Verdienst des Herrn Prof. Hartmann, in einfacher Weise darauf hingewiesen zu haben, wie sich in besonderen Fällen die Nebenspannungen in Fachwerken äußern, und ich bin mit ihm darin einer Meinung, daß eben jedes Fachwerk seiner Eigenart entsprechend behandelt werden muß; ich gab auch die Möglichkeit, daß Rhombenfachwerke steif ausgebildet werden müssen, zu. Für völlig geklärt halte ich indes diese Frage noch nicht. Zunächst die Fachwerkspannungen zu berechnen, dann nachträglich die Nebenspannungen und beide Spannungen zu überlagern, nötigenfalls, wie es Herr Prof. Hartmann tut, den mindernden Einfluß steifer Gurtungen nachträglich auch noch zu untersuchen, ist nur ein schrittweises Annäherungsverfahren, das nur bei einfach gebildeten Fachwerken gute Ergebnisse liefern kann. Es birgt aber zahlreiche Fehlerquellen und erfaßt die gegenseitigen Abhängigkeiten der nacheinander ermittelten Einflüsse nicht. Zunächst sind schon bei einfachen Fachwerken die Achsialspannungen der Gurtstäbe nicht streng richtig ermittelt, denn ein allerdings kleiner Teil des Moments, aus dem man die Stabkraft ermittelt, wird durch den zwar gelenkig gedachten, in Wirklichkeit aber steifen gegenüberliegenden Knotenpunkt aufgenommen. Beim Rhombenfachwerk ist der Fehler offenbar viel größer, weil hierbei beim Durchschneiden eines Gurtstabes ein zur Aufnahme erheblicher Momente fähiges Gebilde übrigbleibt. Es leuchtet ein, daß hier das ganze Verfahren versagen muß. Auch die nachträgliche Berücksichtigung der Gurtsteifigkeit bei Fachwerken mit wellenförmigen Biegelinien nach dem Verfahren Hartmanns ist nur eine grobe Annäherung. Der von ihm gezeichnete Stab wirkt nicht wie ein in i und l eingespannter Träger, sondern er ist außerdem durch eine erhebliche Zugkraft beansprucht, also ein auf Zug und Biegung beanspruchter Stab, dessen Biegezugwiderstand erheblich von dem eines nicht achsial beanspruchten Trägers

abweicht; die abgeleiteten Gleichungen haben also wenig Beweiskraft und genügen an sich nicht dazu, den von namhaften Brückenbauern anerkannten Grundsatz, die Gurtungen niedrig zu halten, umzuwerfen.

Wenn ich auch dem von Herrn Prof. Hartmann in Aussicht gestellten Aufsatz mit großem Interesse entgegenstehe, halte ich doch eine völlige Klärung der Frage nur dadurch für möglich, daß man sich der leider sehr mühevollen Arbeit unterzieht, charakteristische Einzelfälle von Tragwerken von vornherein als hochgradig statisch unbestimmte Rahmengebilde zu behandeln. (Vergl. außer der Arbeit Christianis auch „Pirlet, Einflußlinien in Fachwerken mit starren Knotenpunktverbindungen“, Eisenbau 1912, Nr. 6 u. 7.) Erst dann läßt sich, in Verbindung mit Nebenspannungsmessungen an ausgeführten Brücken, mit Sicherheit erkennen, wie die Nebenspannungen in verschiedenen Fachwerken sich äußern, wie diese einzelnen Fachwerke mit Rücksicht auf Nebenspannungen auszubilden sind, ob die übliche Art der Fachwerkberechnung beibehalten werden kann und inwieweit sie etwa einer Berichtigung bedarf.

Bei alledem muß aber vor einer übertriebenen Einschätzung etwaiger Nebenspannungen gewarnt werden, wobei ich nur auf die bekannten Untersuchungen Schachenmeyers verweisen darf; eine solche Einschätzung darf keinesfalls dazu führen, gut wirkende und klar gegliederte Trägerformen, zu denen ich vor allem das Rhombenfachwerk zähle, als nur bedingt brauchbar hinzustellen oder gar ausschließen zu wollen. Krabbe.

Wir schließen hiermit die Aussprache und verweisen im übrigen auf den demnächst erscheinenden Aufsatz von Herrn Prof. Dr. Hartmann. Die Schriftleitung.

Der Entwurf einer Brücke über den Hengsteysee bei Hagen. In diesem Aufsatz des Herrn Dipl.-Ing. Spetzler in der „Bautechnik“ 1927, Heft 44 ist auf S. 640 die Ausrüstung einer gewölbten Brücke „mittels des der Firma Holzmann patentierten Expansionsverfahrens“ erwähnt. Dieses Verfahren ist von mir erfunden und der Firma Buchheim & Heister, bei der ich damals Leiter der Tiefbauabteilung war, ab 27. Oktober 1912 unter Nr. 267 983 patentiert worden. Das Verfahren und die zugehörige hydraulische Einrichtung ist dann unter meiner Leitung weiter ausgearbeitet und an einer Reihe schwieriger Gewölbekonstruktionen durchgeführt worden, teils zum Zwecke der nachträglichen Beseitigung von Ausrüstungsspannungen, teils bei der Ausrüstung neuer gewölbter Brücken, um von vornherein die Ausrüstungsspannungen zu verhindern. Weitere Untersuchungen über diesen Gegenstand findet man in meinem jetzt vergriffenen Buche „Der Gewölbekonstruktion, neue Hilfsmittel für Berechnung und Bauausführung“, Berlin 1916. Dort ist auch der von mir konstruierte Drucklinienprüfer beschrieben, der an der Gewölbekonstruktion angebracht wird und dessen Zeiger ausschlägt, wenn der Druck nicht durch die Gewölbemitte geht. Dr.-Ing. R. Färber.

Herr Dipl.-Ing. Spetzler, dem wir die vorstehende Zuschrift vorgelegt haben, teilt uns mit, daß die Firma Ph. Holzmann A.-G. das Patent des Färberschen Expansionsverfahrens von der Firma Buchheim & Heister mit Zustimmung des Herrn Dr.-Ing. Färber käuflich erworben hat. Die Schriftleitung.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnräte Reuschle, bisher bei der R. B. D. Mainz, zur R. B. D. Halle (Saale), Knopf, bisher Vorstand des Reichsbahn-Neubauamts Goldap, zur R. B. D. Königsberg (Pr.), Zwach, Vorstand des Reichsbahn-Neubauamts Stendal, zur R. B. D. Hannover, Hugo Groh, bisher beim Reichsbahn-Bauamt Dresden 1, zum Reichsbahn-Neubauamt Dresden Altstadt, Fritz Kraner, bisher bei der Reichsbahn-Betriebsdirektion Zwickau (Sa.), als Vorstand zum Reichsbahn-Neubauamt Glashütte, Dr.-Ing. Fritz Fischer, bisher Vorstand des Reichsbahn-Neubauamts für den elektrischen Eisenbahnbetrieb in Landshut, zur R. B. D. Augsburg und Rudolf Holzappel, bisher bei der R. B. D. Regensburg, als Vorstand zum Reichsbahn-Neubauamt für den elektrischen Eisenbahnbetrieb in Landshut, sowie der Reichsbahnbaumeister Schau, bisher bei der R. B. D. Oppeln, zur R. B. D. Halle (Saale).

Überwiesen: Reichsbahnamtmann Rödenbeck, bisher beurlaubt, dem R. Z. A. in Berlin.

Gestorben: Reichsbahndirektor Trampedach, Mitglied der Hauptverwaltung in Berlin, Vizepräsident Melchers bei der R. B. D. Münster (Westf.), die Reichsbahnräte Max Säufferer bei der R. B. D. Trier und Friedrich Gaerth bei der R. B. D. Regensburg, sowie die Reichsbahnamt-männer Franz Amann, Vorstand der Bahnstation Landshut, Drawe, Betriebsingenieur beim R. B. A. Magdeburg 2 und Bense, Vorstand der Güterabfertigung in Osnabrück.

INHALT: Ein Baunfall beim Bau eines Durchlasses an der Elbe bei Hamburg. — Die wichtigsten Arbeiten der Reichswasserstraßenverwaltung im Jahre 1927. (Schluß.) — Der Bau des Fußgängertunnels unter der Spree in Berlin-Friedrichshagen. (Schluß.) — Vermischtes: Vorläufige Leitsätze für die Baukontrolle im Eisenbetonbau. — 31. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins (e. V.). — Inbetriebnahme der Ravensbrücke. — Holzener Eisenbahnbrücken. — Eisenbahnen in Columben, Ecuador und Guatemala. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Personalnachrichten.