

DIE BAUTECHNIK

7. Jahrgang

BERLIN, 31. Mai 1929

Heft 23

Zur Beschränkung der Rutschungsgefahr bei Herstellung von Einschnitten durch Abflachen der Böschungen.

Alle Rechte vorbehalten.

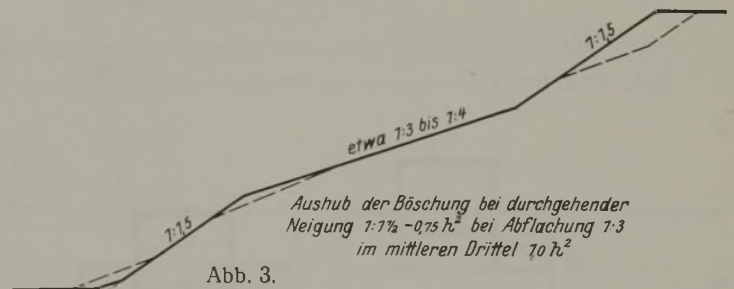
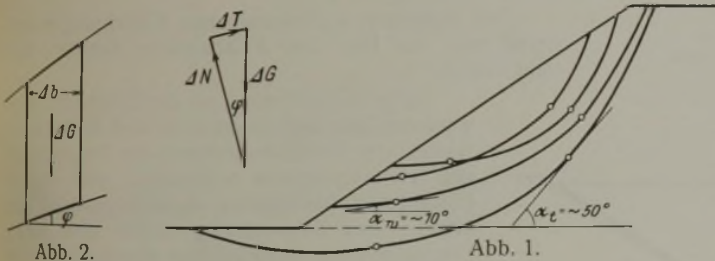
Von Regierungs- und Baurat Marx, Breslau.

Die Herstellung von Einschnittsböschungen in tonigen Bodenarten wird stets ein gewisses Wagnis bleiben, da es wirtschaftlich untragbar sein würde, eine den ungünstigsten Möglichkeiten Rechnung tragende Abflachung der Böschungen durchzuführen, und andere Maßnahmen, die man zur Vorbeugung von Rutschungen angewendet hat, erfahrungsgemäß in ihrem Erfolge recht unsicher sind. Es kommt hiernach bei dieser Aufgabe darauf an, mit wirtschaftlich erträglichen Baukosten das Wagnis auf ein möglichst geringes Maß herabzusetzen und vor allem den besonders umfangreichen Rutschungen vorbeugend entgegenzutreten.

Rutschungsgefahr besteht in allen tonigen Bodenarten, welchen geologischen Formationen sie auch angehören. Fast sämtliche Rutschungen entstehen unter Mitwirkung von Wasser, das den Ton, der infolge der Einschnittsarbeiten eine Druckentlastung erfährt und infolgedessen wasser- und luftdurchlässiger wird, über den ursprünglichen Wassergehalt hinaus durchnäßt und seine Reibungsziffer herabsetzt. An die diluvialen Tone, namentlich wenn sie mit Sand durchsetzt sind, kann Wasser besonders leicht herantreten. Solche Tone werden ohne Anwendung von Vorsichtsmaßnahmen in der Regel sehr bald der Rutschung anheimfallen. Aber auch an die Tone

in der Rutschfläche darstellt. Wird die Reibungsziffer für den erdfeuchten Ton mit r_t und für den durchnäßten Ton mit r_w bezeichnet, so wird die Gefahrzone nach oben durch die unter $\text{tg } \alpha_t = r_t$ und nach unten durch die unter $\text{tg } \alpha_w = r_w$ an die Rutschfläche gelegten Tangentialebenen begrenzt. Denn oberhalb der oberen Tangentialebene ist auch bei erdfeuchtem Ton kein Reibungswiderstand in der Rutschfläche vorhanden, während unterhalb der unteren Tangentialebene stets ein gewisser Reibungswiderstand verbleibt.

Nimmt man nun innerhalb der Gefahrzone durch Einschaltung einer flacheren Neigung oder einer breiten Berme eine Entlastung vor, womit zugleich die oberhalb der Gefahrzone liegende Böschung weiter vom Einschnitt hinwegrückt, so wird die Gleichung $\Sigma \Delta T \leq \Sigma \Delta R$ in ihrer Größenordnung erheblich herabgesetzt; nur in dem unterhalb der Gefahrzone liegenden Teil, wo eine Entlastung nicht stattgefunden hat, bleiben die Verhältnisse unberührt, und der Einfluß dieses Teiles gewinnt bei den besonders gefährlichen, bis unter die Einschnittssohle reichenden Rutschungsflächen innerhalb der Gleichung im günstigen Sinne an Bedeutung.



des vordiluvialen Grundgebirges, mögen sie auch außerordentlich dicht gelagert und fest sein, kann an nicht voraussehenden Stellen Wasser herantreten. Die Rutschungen in solchen Tönen stellen sich meist erst nach längerer Zeit ein und sind fast stets sehr umfangreich und um so schwieriger zu beseitigen, als die gerutschten Massen ihr festes Gefüge beibehalten. Es ist durchaus nicht nötig, daß Spalten oder Verwerfungen vorhanden sind, die dem Wasser den Eintritt ermöglichen. Auch wo solche nicht feststellbar waren, ist es zu umfangreichen Rutschungen gekommen. Man kann diese Vorgänge wohl so erklären, daß durch den tiefen Einschnitt die tektonischen Druckverhältnisse gestört werden und der stellenweise entlastete und in seinem Gefüge gelockerte Ton aus seiner Umgebung schwammartig Wassermengen an sich zieht, die hinreichen, um die Reibungsziffer herabzusetzen und eine gefährliche Gleitfläche zu erzeugen. Der Fallwinkel der Schichten spielt wohl auch eine gewisse Rolle, aber keine entscheidende.

Bei allen Rutschungen, die dem Verfasser bekannt geworden sind, zeigte sich eine stetig gekrümmte Form der Rutschfläche. Sie verläuft in ihrem oberen Teil ziemlich steil, nähert sich in ihrem weiteren Verlauf nach unten mehr der Wagerechten und tritt unter einem kleinen Winkel zu dieser unten aus der Böschung heraus. Bei solchen Rutschungen, die bis unter die Sohle des Einschnitts hinunterreichen, tritt die Rutschfläche unter einem gegen die Wagerechte nach oben geneigten Winkel, oft weit vom Böschungsfuß entfernt, zutage. Dieser primären Form der Rutschungsbildung, der in der Regel ein Verfall der abgerutschten Massen folgt, haben wir hier allein unsere Aufmerksamkeit zuzuwenden. Abb. 1 zeigt eine Anzahl solcher charakteristischer Rutschflächen.

Nur im mittleren Teile der Rutschungsfläche, der als Gefahrzone bezeichnet werden möge, ist der Herd der Rutschung zu suchen. Das Gleichgewicht erfordert gemäß Abb. 2 $\Sigma \Delta T = \Sigma \Delta G \sin \varphi$, und es muß ferner, wenn zunächst die Kohäsion vernachlässigt wird, $\Sigma \Delta T \leq \Sigma \Delta R$ sein, worin $\Sigma \Delta R$ die von ΔN und der Reibungsziffer abhängige größte Reibung

Die Entlastung innerhalb der Gefahrzone wirkt sich aber noch erheblich günstiger aus, da außer dem Reibungswiderstand auch der Kohäsionswiderstand eine Rolle spielt, unter dessen Einfluß sich die Gefahrzone zudem etwas verringert. Die Gleichung $\Sigma \Delta T \leq \Sigma \Delta R$ geht dann über in $\Sigma \Delta T \leq \Sigma \Delta R + \Sigma \Delta K$, worin die ΔK die von der Belastung unabhängigen Kohäsionswiderstände darstellen. Hieraus ergibt sich, daß bei gegebener Rutschfläche der Gleichgewichtszustand durch eine Entlastung über der Gefahrzone in außerordentlich günstiger Weise beeinflusst werden kann. Gegenüber dieser Entlastung würde eine weitere Abflachung oberhalb der Gefahrzone von geringer Wirksamkeit sein und wird in der Regel aus wirtschaftlichen Gründen zu unterbleiben haben. Eine Entlastung unterhalb der Gefahrzone würde sogar fehlerhaft sein. Wenn angängig, sollte man vielmehr den Böschungsfuß abrunden: auch die Anlage eines Seitengrabens wirkt ungünstig, er wird besser durch eine Rohrleitung ersetzt.

In Abb. 1 ist die Begrenzung der Gefahrzone durch kleine Kreise vermerkt. Sie liegen in den verschiedenen, als möglich anzunehmenden Rutschflächen nicht senkrecht übereinander. Man wird daher einen Ausgleich suchen müssen und ihn um so leichter finden, als wenigstens für die gefährlichsten Rutschflächen eine gewisse Übereinstimmung in der Lage der Gefahrzone vorhanden sein dürfte.

Abb. 3 gibt einen Vorschlag für Einschnitte bis etwa 12 m Tiefe. Hiernach ist die Böschung in drei gleiche Teile geteilt, von denen der untere und der obere eine Neigung von $1:1\frac{1}{2}$, der mittlere eine Neigung von $1:3$ bis $1:4$ haben. Bei tieferen Einschnitten muß auch der Gefahr von Teilrutschungen nach Möglichkeit vorgebeugt werden, etwa in der Art, wie in Abb. 3 gestrichelt angedeutet ist. Im übrigen muß selbstverständlich von Fall zu Fall entschieden werden, ob und in welchem Umfange Böschungsabflachungen vorzunehmen sind. — Die vorstehenden Ausführungen verfolgen den Zweck, einen Hinweis zu geben, nach welchen Gesichtspunkten beim Entwurf der Abflachungen vorzugehen ist.

Alle Rechte vorbehalten.

Schleusen ohne Wasserverbrauch.

Von Professor Rothmund, Stuttgart.
(Fortsetzung statt Schluß aus Heft 20.)

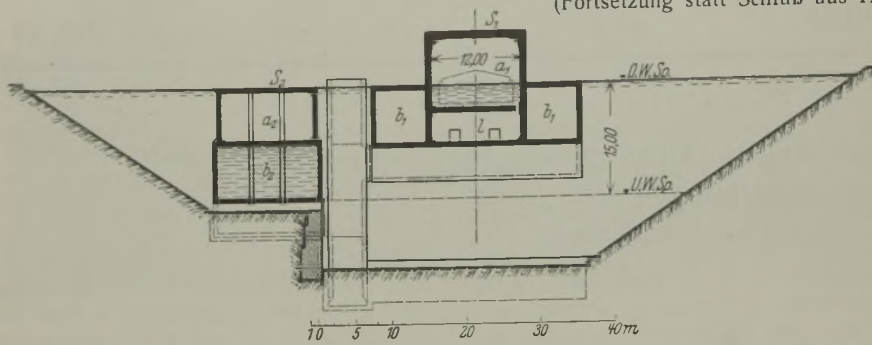


Abb. 12. Tauchtrog in Oberwasserstellung, breite Bauweise.

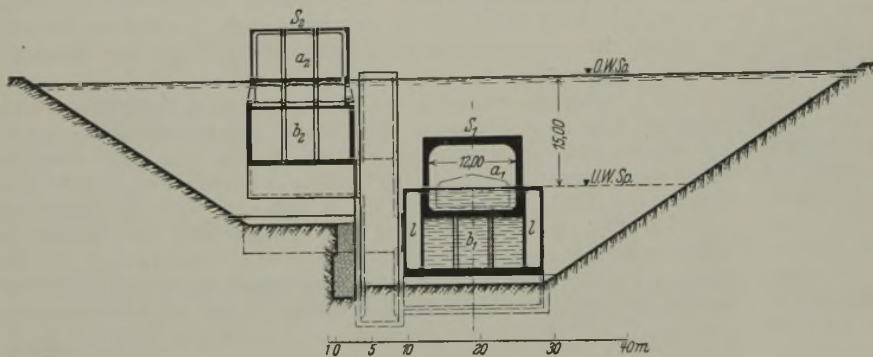


Abb. 13. Tauchtrog in Unterwasserstellung, hohe Bauweise.

Abb. 12 u. 13. Tauchschleuse mit Tauchschwimmer, Bauweise Rothmund.

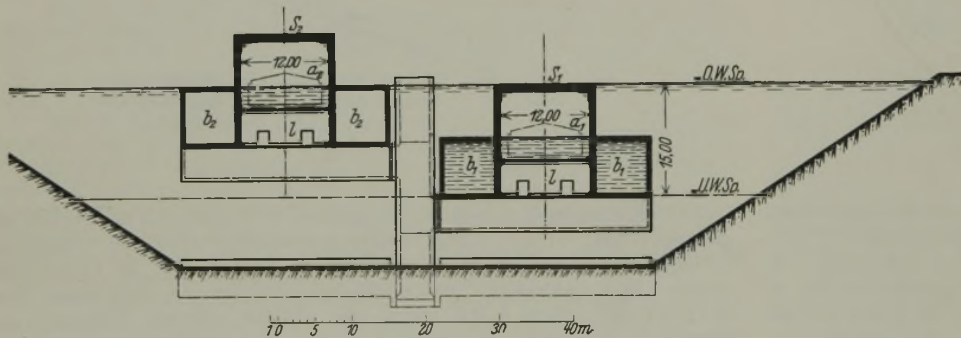


Abb. 14. Grundquerschnitt, einstockige Bauweise.

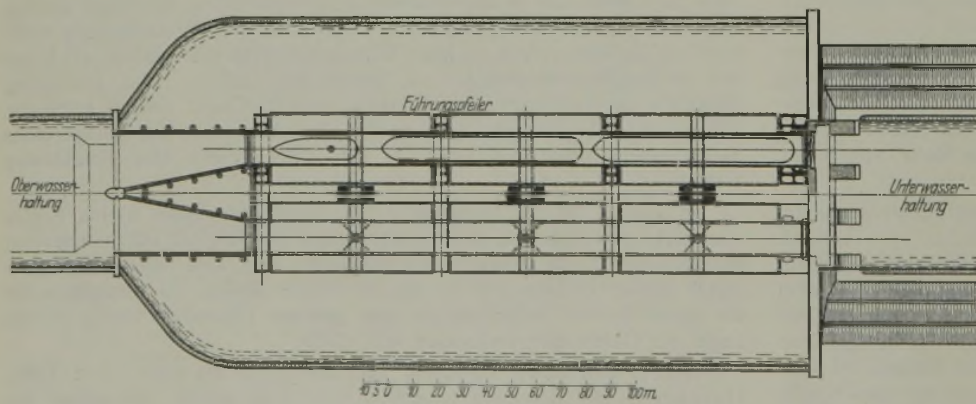


Abb. 15. Übersichtslageplan.

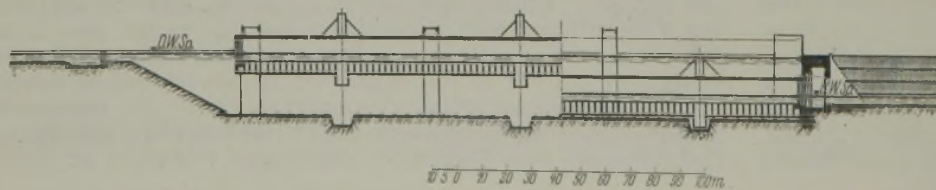


Abb. 16. Übersichtslängenschnitt.

Abb. 14 bis 16. Zwillingschleuse, Bauweise Rothmund.

Die Kupplungseinrichtung besteht aus zwei um lotrechte Wellen drehbaren Riegeln r , die am Haltungstor sitzen und das Trogtor oben beiderseits fassen. Die Riegel sitzen auf Spindeln s , durch deren Drehung sie mit wechselndem Unterwasserstand so verstellt werden, daß sie das Trogtor immer an der gleichen Stelle erfassen können. Die Einstellung der Riegel nach dem jeweiligen Unterwasserstand kann während der Schleusungspausen erfolgen, ein Aufenthalt während der Schleusung entsteht hierdurch nicht. Um das Trogtor in lotrechter Stellung an das Haltungstor zu kuppeln und in dieser zu erhalten, sind die lotrechten Riegelwellen bis nahe an die Sohle weiter geführt und dort mit einem wagerechten Fuß t versehen, der ausgedreht den Abstand zwischen beiden Toren unverändert hält. Für die Drehung der Spindeln und der Riegelwellen ist je ein Windwerk (u, v) mit Motor im Haltungstor untergebracht.

Die Aufhängung des Haltungstores k an der Laufkatze o muß exzentrisch sein. Das Tor ist aber durch die Aufhängung und durch die beiden Stützebel während der Aus- und Einfahrt in Kanalrichtung lotrecht geführt und trägt auf der Unterwasserseite nahe der Sohle zwei wagerechte Rollen w , die bei der seitlichen Verschiebung die Führung gegen eine entsprechende Schienenbahn x in der Nische übernehmen und der exzentrischen Aufhängung entgegenwirken. Da beide Tore beim Verfahren nur mit geringer Last am Kran aufgehängt sind, so ist die von der Führung aufzunehmende Gegenkraft ebenfalls gering.

Mit Hilfe der vorherbeschriebenen Einrichtungen vollzieht sich das Ein- und Ausschleusen denkbar rasch und einfach:

Ist der Schwimmrog auf der Talfahrt in Unterwasserstellung angekommen, so wird durch Druckwasser der Preßkolbenrahmen der Trogstirn auf den Haltungsrahmen aufgedrückt und ein im Haltungstor befindliches Entlastungsschutz geöffnet. Der Schwimmrog macht eine kleine Längsbewegung, der einseitige Wasserdruck preßt ihn fest gegen den Eichenholzrahmen und bringt ihn in seine unverrückbare Ausfahrtstellung. Jetzt werden die Tore gekuppelt, die Gelenkstützen angehoben, und die Laufkatze fährt aus. Sobald sie ihre Endstellung im Kran erreicht hat, setzt sich dieser in Bewegung und fährt nach der Seite ab. Die Ausfahrt ist frei. Das Schließen der Tore vollzieht sich entsprechend mit gleicher Sicherheit und Schnelligkeit. Der Arbeits- und Zeitaufwand sowie die Wasserverluste sind auf ein Mindestmaß beschränkt.

Zur Führung und Bewegung des Schwimmtroges sind beiderseits desselben je an den Trogenden und, soweit erforderlich, auch an dazwischenliegenden Punkten Führungspfeiler angeordnet, in deren Nischen je ein Führungswagen läuft. Die Ausbildung im einzelnen ist aus Abb. 20 ersichtlich. Der Führungswagen W ist oben und unten durch Vermittlung lotrechter Pendellager P am Schleusentrog befestigt und an endlosen Gallschen Ketten K , die oben über das Antriebritzel und unten über einen Umlenktrass laufen, aufgehängt. Die Führung mit genügendem Spiel wird oben und unten durch je ein Paar Laufrollen L in der Richtung der Trogachse und durch je ein Paar (M) senkrecht dazu bewirkt. Um jeden Sicherheitsgrad zu haben, wird jeder Führungswagen durch zwei Laschenkettens bewegt. Außerdem ist noch eine zweite Führungsrolle F in Richtung der Trogachse vorhanden, die den Trog selbst festhält, bis er in Unterwasserstellung angekommen ist. Durch Freigabe dieser Führung wird dann mit Hilfe der Pendellager die Längsverschiebung des Troges in seine feste Ausfahrtstellung und seine Andichtung an den Unterwasserabschluß ermöglicht.

Den wechselnden Wasserständen des Unterwassers kann, wie bekannt und schon angedeutet, dadurch Rechnung getragen werden, daß man mit dem verlängerten Abschlußschild die Möglichkeit der Anfahrt in jeder Stellung innerhalb des schiffbaren Wasserstandsereichs schafft. Auch ein Wechsel der Oberwasserstände in mäßigen Grenzen kann mit der beschriebenen Einrichtung beherrscht werden. Er erfordert aber einen zusätzlichen Aufwand an Arbeitsleistung, die aus den Antriebmaschinen oder aus dem Wasservorrat der Haltung entnommen werden kann. Ist der Wasserstand z. B. um 0,5 m zu hoch, so schwimmt der Trog zu hoch und kann dadurch in die richtige Lage in bezug auf den festen Gegenbehälter gebracht werden, daß man so viel Ballast in die Luft-

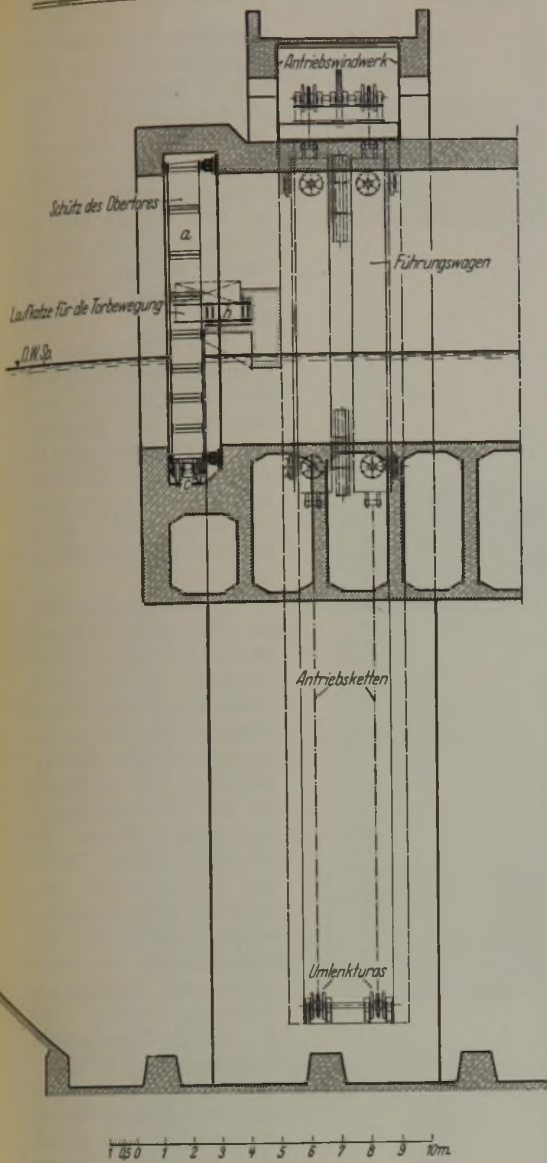


Abb. 17a.
Längenschnitt durch das Obertor.

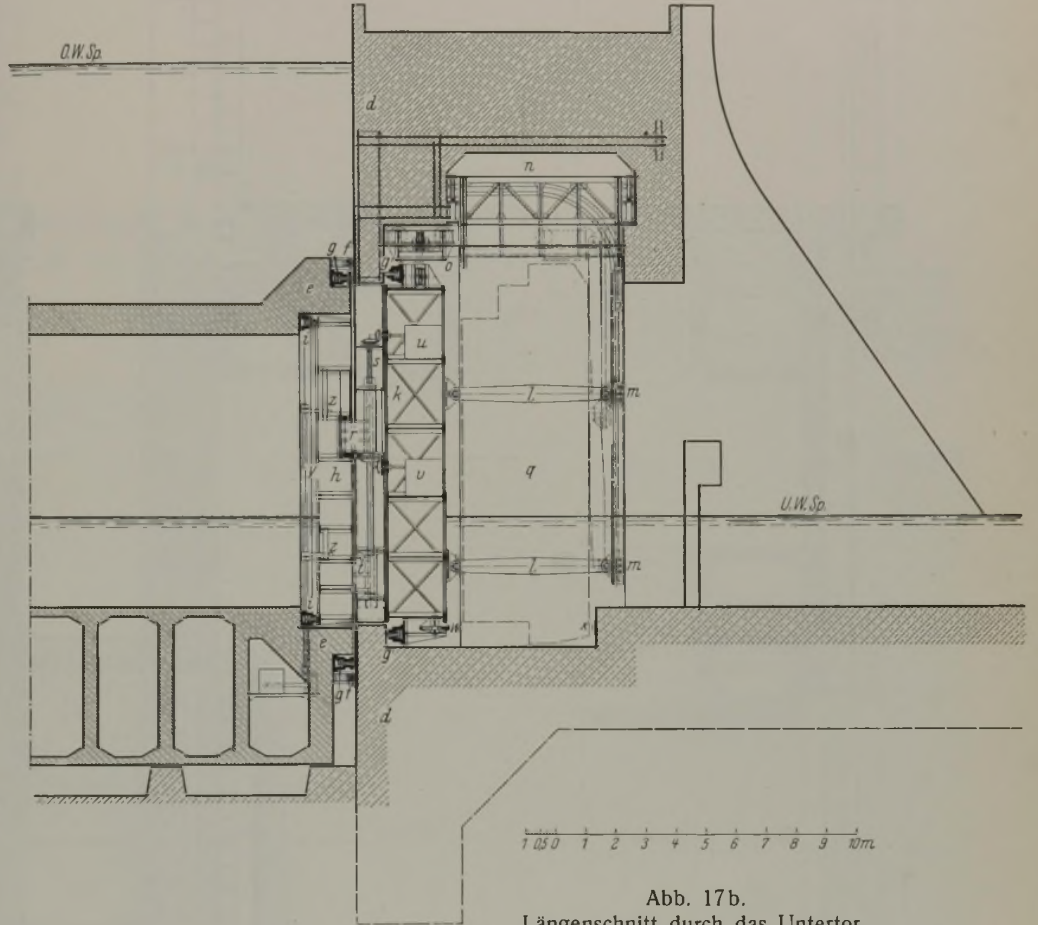


Abb. 17b.
Längenschnitt durch das Untertor.

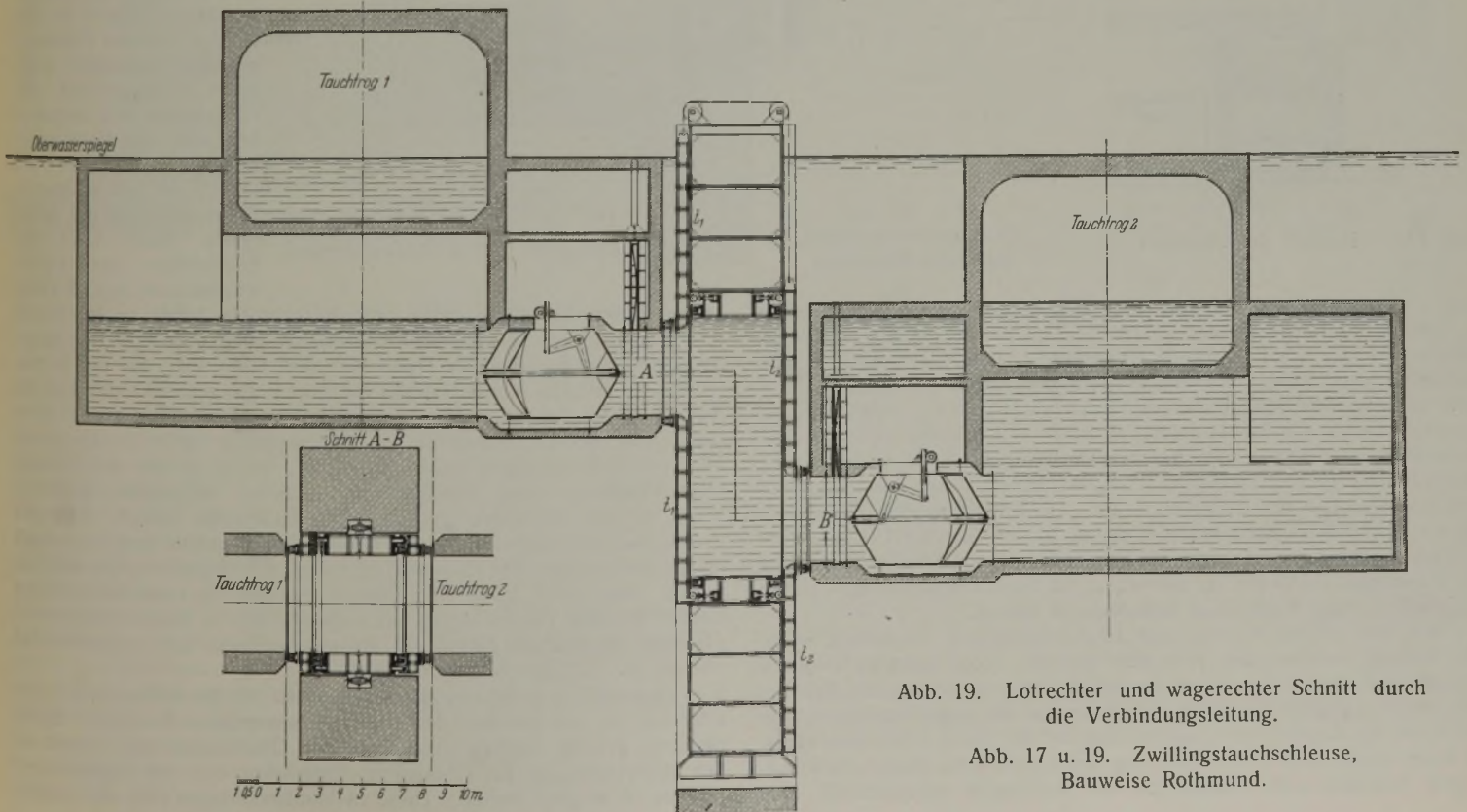


Abb. 19. Lotrechter und wagerechter Schnitt durch die Verbindungsleitung.

Abb. 17 u. 19. Zwillingsstauchschleuse, Bauweise Rothmund.

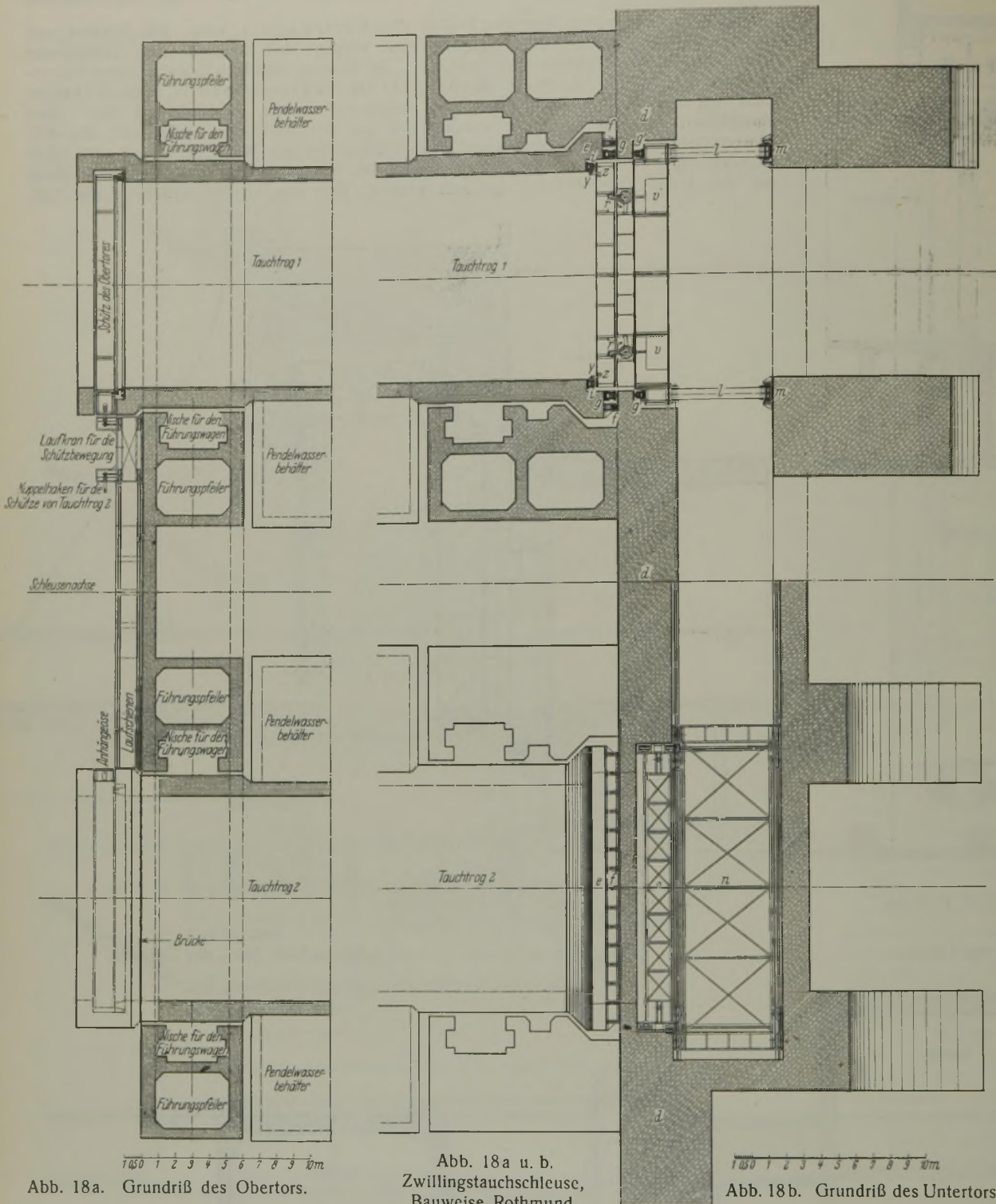


Abb. 18a. Grundriß des Obertors.

Abb. 18a u. b. Zwillingstauchschleuse, Bauweise Rothmund.

Abb. 18b. Grundriß des Untertors.

kammer aufnimmt, als zum Einsinken des Troges um 0,5 m notwendig ist. Wenn die Tauchfahrt des Troges beendet ist, so hat dieser das der Schicht von 0,5 m entsprechende Übergewicht, und diese Schicht muß wieder entfernt werden. Richtiger wird man daher die Mehrarbeit — denn einer solchen kommt auch der Wasserverlust gleich — den Motoren zumuten, welche die Trogförderung einleiten und in Gang halten. Diese Mehrarbeit ist bis zum Untertauchen des Troges um 0,5 m unter den Oberwasserspiegel aufzuwenden. Bei der Aufwärtsfahrt des Troges auf dem Rückweg tritt das Umgekehrte ein. Die Entlastung des Troges setzt ein vor dem Austauchen, und von da an ist im Trog ein Überschuß an Auftrieb vorhanden, der vom Windwerk abgebremst werden muß. Ist der Wasserstand niedriger als normal, so ist beim Eintauchen des Troges Bremsarbeit, beim Austauchen Hubarbeit zu leisten.

Will man diesen Mehraufwand an Arbeitsleistung vermeiden, so ist das dadurch möglich, daß man den oder die Gegenbehälter ebenfalls schwimmend anordnet und gegen den Auftrieb der entleerten Behälter nach unten beweglich verankert. Gestaltet man die Anker flaschenzugartig und führt die Zugseile der Flaschenzüge auf die Welle eines Windwerks, so kann durch dieses in Verbindung mit einem Schwimmer ein selbsttätiges Anziehen oder Nachlassen der Ankerseile entsprechend dem

jeweiligen Wasserstand erfolgen, so oft der Schwimmtrug in Oberwasserstellung ist, die Gegenbehälter also gefüllt und die Anker entlastet sind. Sobald der Trog einzutauchen beginnt, müssen die Zugseile aber so festgelegt sein, daß sich die starken Windzüge nicht auf das Windwerk übertragen können.

Eine solche Ausführung könnte befriedigen, sie wird aber an Einfachheit und Sicherheit des Betriebes und voraussichtlich auch an Wirtschaftlichkeit weit überholt durch die weiter unten zu besprechende Tauchschleuse mit Gegenschwimmer.

In bezug auf die Höhe der Bauaufwendungen und ihre Wirtschaftlichkeit ist die Tauchschleuse mit festem Gegenbehälter vor allem zu vergleichen mit den Kammer-schleusen mit Sparbecken auf der einen, und mit den Unterwasserschleusen auf der anderen Seite. Die für die Tauchschleusen erforderlichen Aufwendungen erstrecken sich auf den Haltungsabschluß, das Tauchbecken, den Tauchtrug mit Belastungskammern und den oder die Gegenbehälter. Eine besondere Schleusenkammer ist nicht erforderlich, an ihre Stelle tritt das Tauchbecken, das je nach den besonderen Verhältnissen teils mit lotrechten Wänden und teils mit Böschungen so zu gestalten ist, daß die Kosten für das Becken und den Haltungsabschluß zusammen möglichst niedrig werden. Im allgemeinen wird anzustreben sein, den Haltungsabschluß an die Stelle zu legen, die auf Schleusenlänge unterhalb der natürlichen Stufe, etwa auf Sohlenhöhe des Unterwasserkanals liegt. Bei sehr

hohen Stufen kommt in Frage, die Beckensohle höher zu legen und das innere Becken für die Unterwasserfahrt ganz oder zum Teil auszuscheiden. Im ersteren Fall ergibt sich ganz von selbst, daß das Becken in der Hauptsache durch Dammschüttungen zu gewinnen ist und die Abmessungen des Beckens von unerheblichem Einfluß auf seine Kosten sind. Für Becken, Abschluß und Schleusentrog dürfte so kaum mit höheren Aufwendungen zu rechnen sein, als z. B. für die Kammer samt Häuptern einer Schachtschleuse gleicher Stufenhöhe, besonders wenn es sich um schwierige Gründungsverhältnisse handelt. Es bleibt sodann noch der Kostenvergleich zwischen Gegenbehälter und Sparbeckenanlage anzustellen, der ebenfalls zugunsten des Gegenbehälters ausfallen dürfte. Man wird daher ohne nähere Bearbeitung eines Entwurfs die Kosten für eine Tauchschleuse mit Gegenbehälter in einem solchen Falle niedriger einschätzen dürfen als für eine Schleuse mit Sparbecken bei nur 50 bis 75%iger Wasserersparnis.

Vergleicht man die Unterwasserschleusen mit der vorliegenden Tauchschleuse, so werden bei der letzteren wesentliche Ersparnisse erzielt dadurch, daß die Höherstauung über den Oberwasserspiegel hinaus mit den Aufwendungen für Oberhaupt, Unterhaupt und die beiderseitigen Dämme in Wegfall kommt. Diese Mehraufwendungen sind nicht niedrig

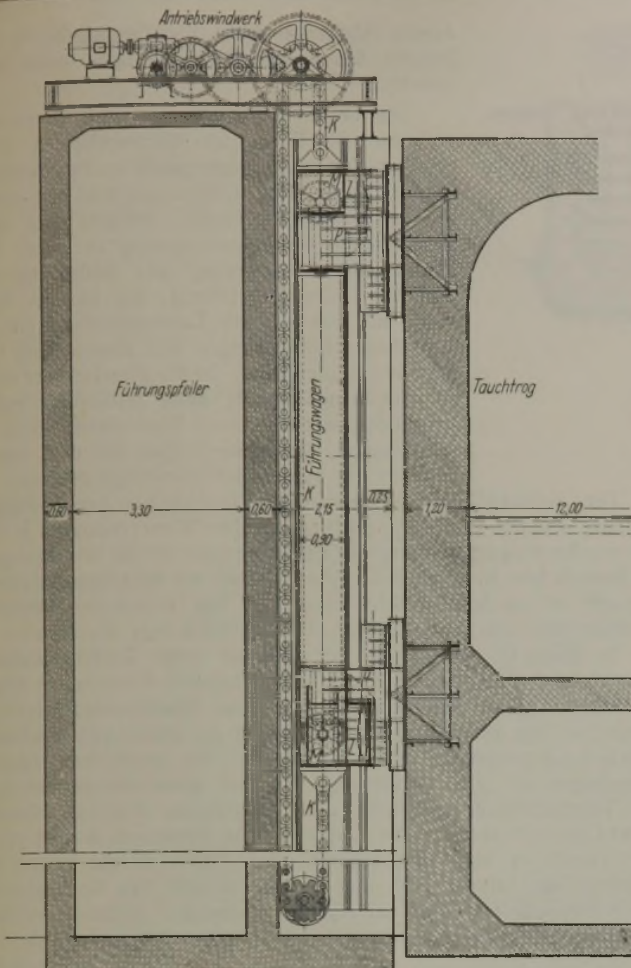


Abb. 20a. Führung und Antrieb des Schwimmtrogs, Aufriß.

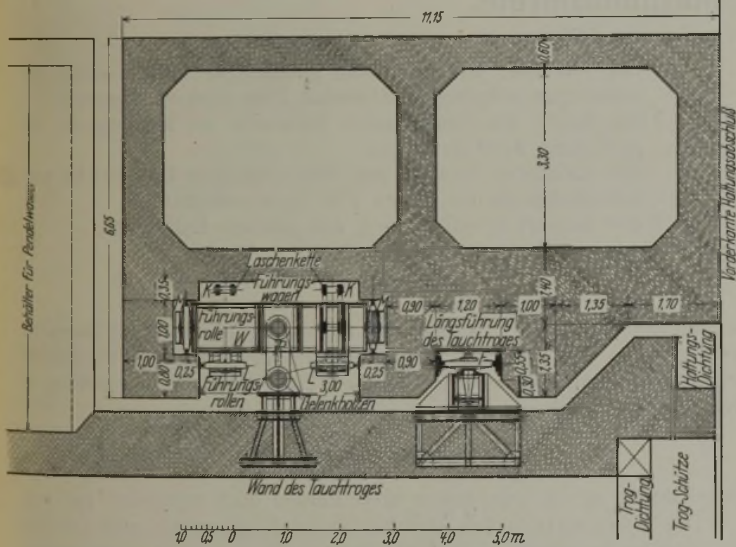


Abb. 20b. Führung und Antrieb des Schwimmtrogs, Grundriß.

Abb. 20a u. b. Zwillingschleuse, Bauweise Rothmund.

einzuschätzen. Denn es handelt sich nicht bloß um eine Stauung von 6 bis 8 m, sondern um das Höbertreiben eines vorhandenen beträchtlichen Staues, was technisch die ganze Bauanlage schwieriger gestaltet und in allen Teilen schwer belastet. Sehr wahrscheinlich werden daher diese Mehraufwendungen für den höher getriebenen Stau die Kosten für den Gegenbehälter erheblich übersteigen und für die Anwendung des ein- und austauchenden Schwimmtrogs sprechen.

Hinsichtlich der Einfachheit und Sicherheit des Betriebes hat die Tauchschleuse das eine voraus, daß die Einfahrt in den Schleusentrog unmittelbar vom Oberwasser aus erfolgen kann und umgekehrt bei der Bergfahrt das Ausschleusen. Als Nachteil ist gegenüber der Unterwasserschleuse anzuführen, daß die Wasserverdrängung durch den Schleusentrog bei der Tauchfahrt in beiden Richtungen Wasserspiegelbewegungen hervorruft, die für die Schifffahrt zwar nicht unangenehm sind als diejenigen beim Füllen und Leeren einer Kammerschleuse, deren Beseitigung aber immerhin erwünscht ist. Außerdem stört diese Spiegelbewegung das Gleichgewicht zwischen Troggewicht und Auftrieb und erfordert Zusatzarbeit beim Schleusen.

3. Die Tauchschleuse mit Tauchschwimmer. (Bauweise Rothmund.)¹²⁾

Die im vorhergehenden Abschnitt besprochenen Nachteile der Tauchschleuse mit festem Gegenbehälter, bestehend in mangelnder Anpassungsfähigkeit an die Spiegelschwankungen der oberen Haltung und in Wasserspiegelschwankungen infolge des Ein- und Austauschens des Trogs bei einer Einzelschleuse, können dadurch vermieden werden, daß man statt des festen Gegenbehälters einen schwimmenden anwendet, der aber nicht verankert, sondern freigegeben wird, so daß er austauschen kann. Die Erhaltung des Gleichgewichts des sich entleerenden und austauchenden Schwimmers verlangt, daß beim Austausch die Wasserverdrängung um so viel abnimmt, als der Luftraum des sich entleerenden Behälters sich vergrößert, d. h. sein Auftrieb zunimmt. Man braucht daher dem austauchenden Teil des Gegenbehälters nur genau die Form des Hohlraums des sich entleerenden Behälters zu geben und ihn so anzuordnen, daß er in Verbindung mit dem Gegenbehälter in dem Augenblick auszutauchen beginnt, wo jener mit der Wasserabgabe an die Belastungskammer einsetzt. Wenn nun die letztere ebensoviel Wasser aufnehmen soll, wie der Gegenbehälter abgibt, so bewegen sich beide mit entgegengesetzter gleicher Geschwindigkeit und halten stets die gleiche unveränderte Spiegelhöhe. Das ist aber nur möglich, wenn die beiden Pendelwasserbehälter und der austauchende Teil des Gegenbehälters die unverzerrte Form des Tauchtrogs (statt bei festem Gegenbehälter die im Maßstab 1:2 verzerrte) erhalten. Das hat weiter zur Folge, daß die Wasserverdrängung durch den Gegenbehälter in jedem Augenblick um ebensoviel abnimmt, wie sie durch den Tauchtrog zunimmt. Der Spiegel des Haltungswassers bleibt somit wie derjenige des Pendelwassers stets in unveränderter Lage.

Die gesuchte Lösung führt also auch hier zur Wasserwage, allerdings in einer ganz anderen Anwendungsform als bei den Vorschlägen von Schneiders. Sie ist in den Grundzügen durch Abb. 12 u. 13 dargestellt. Die Wasserwage besteht aus den beiden Schwimmern S_1 und S_2 . Der erstere enthält den oben offenen oder geschlossenen Schleusentrog a_1 und die Belastungskammern b_1 , der zweite den Gegenbehälter b_2 und den Gegenverdränger a_2 . Je nachdem man die Belastungskammer in zwei Teilen seitlich des Trogs oder in einem Teil unter dem Trog anordnet, ergibt sich eine breite und niedere (Abb. 12), oder eine schmale und hohe Bauweise (Abb. 13). Bei der ersteren fällt außerdem unter dem Trog zwischen den Belastungskammern noch ein Ausgleichraum 1 an, der zur Aufnahme von Belastungswasser für die Ausgleichung von Troggewicht und Auftrieb verwendet werden kann. Bei der hohen Bauweise ist die symmetrische Anbringung von solchen Ausgleichräumen beiderseits des Trogs ohne weiteres möglich. Auch zur Unterbringung von Motoren, Pumpen und Mannschaft können diese Lufträume erwünscht und zweckmäßig sein.

Die leitende Verbindung zwischen den Pendelwasserbehältern der beiden Schwimmer wird hier zweckmäßig in der gleichen Weise ausgeführt wie beim Schleusentrog mit festem Gegenbehälter. Es ergibt sich nur die Änderung, daß auch die Wand t_1 des Zwischenbehälters (Abb. 19) als bewegliche Schütztafel auszubilden ist, damit sie die Höhenwege des Tauchschwimmers mitmachen kann. Im übrigen ist ihre Anordnung die gleiche wie diejenige der Schütztafel t_2 . Ferner muß der Zwischenbehälter den wechselnden Oberwasserständen entsprechend seine Höhenlage ändern können. Da der Behälter ohnehin als selbständiger Schwimmer gebaut wird, so kann man dies leicht erreichen, indem man ihn mit Hilfe von Belastungswasser z. B. auf Schraubenspindeln fest setzt und durch deren Drehung seine Höhenlage regelt. Mit Hilfe eines durch einen Schwimmer in Gang gesetzten Antriebs kann dies selbsttätig geschehen.

Über die Gestaltung der schwimmenden Gegenbehälter ist das Gleiche zu sagen wie bei den festen, sie können in jede den Geländebeziehungen entsprechende äußere Form gebracht werden.

Der wirtschaftliche Vergleich mit der Bauweise bei festen Gegenbehältern läßt ohne weiteres erkennen, daß die Beseitigung der Spiegelschwankungen beim Ein- und Austausch des Trogs dadurch erkauft werden muß, daß man den ein- und austauchenden Trogramm in Form des Gegenverdrängers ein viertes Mal herstellt. Daß der Gegenbehälter jetzt nicht mehr fest gegründet werden muß, sondern als Schwimmer ausgeführt wird, dürfte meist nur von Vorteil sein. Man erhält so eine Schleusungseinrichtung, die vom Boden vollständig losgelöst und von den Gründungsverhältnissen so gut wie unabhängig ist; die geologischen Vorbedingungen für eine technisch und wirtschaftlich günstige Tauchbeckenanlage müssen allerdings gegeben sein. Die Aufwendungen für die beiden Schwimmer sind keine geringen. Es bleibt indes zu beachten, daß die Kosten der Tauchschleuse nur abhängen von dem benötigten lichten Raum über dem Trogwasserspiegel, daß sie aber, abgesehen von der stärkeren Bauweise des Schwimmtrogs, bei größeren Fahrtiefen völlig unabhängig sind von dem Schleusungsgefälle. Die Aufwendungen für die beiden Schwimmer werden daher um so lohnender sein, je höher die Schifffahrtstufe ist.

¹²⁾ Zum Patent angemeldet.

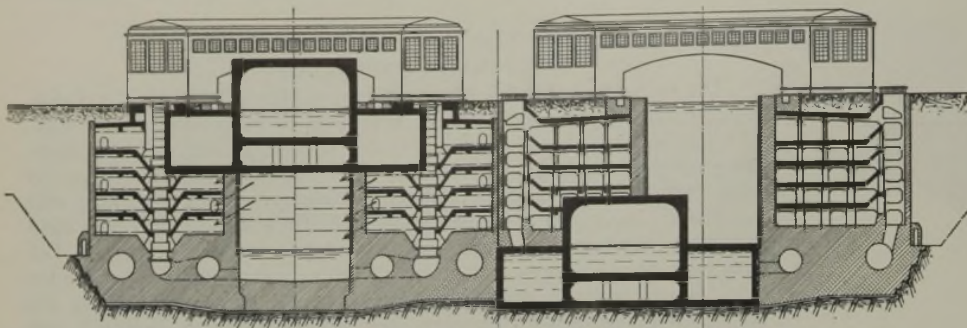


Abb. 21. Grundquerschnitt der Sparschleuse bei Anderten im Vergleich mit dem Grundquerschnitt der Zwillingstauchschleuse.

Abb. 14 bis 21. Zwillingstauchschleuse, Bauweise Rothmund.

In betriebstechnischer Hinsicht wird die Tauchschleuse mit Tauchschwimmer in ihrer außerordentlich einfachen, klaren und sicheren Wirkungsweise der Unterwasserschleuse nicht nachstehen und, wie diese, allen Anforderungen genügen.

So darf man erwarten, daß die Tauchschleuse mit Tauchschwimmer sich zu einer Einrichtung gestalten läßt, die auch bei der Einzelschleuse wirtschaftliche Vorteile in sich birgt.

4. Die Zwillingstauchschleuse. (Bauweise Rothmund.)¹³⁾

Wie bei allen Schleusen ohne Wasserverbrauch, ergibt sich auch bei der Tauchschleuse die wirtschaftlich günstigste Anlage, wenn das Bedürfnis für eine Doppelschleuse besteht. An Stelle des Tauchschwimmers läßt sich mit so geringem Mehraufwand ein zweiter Schleusentrog mit Belastungskammern bauen, daß man wohl in jedem Fall in Betracht ziehen wird, statt des Gegenschwimmers einen zweiten Trog zu verwenden,

¹³⁾ Zum Patent angemeldet.

Alle Rechte vorbehalten.

Zur Berechnung der Mastfundamente.

Von Dipl.-Ing. Süssenberger, Ofenburg (Baden).

Mastfundamente werden gegenwärtig meist nach den Fröhlich'schen Tabellen berechnet. Diese haben sich hauptsächlich dadurch Eingang in die Praxis verschafft, daß sie leicht zu handhaben und von den Behörden anerkannt sind.

Daß jedoch die Formeln von Dr. Fröhlich, mittels deren er seine Tabellen errechnet hat, stark angefochten worden sind, dürfte in Fachkreisen bekannt sein. Vor allem weist Dr. Dörr in seiner Abhandlung: „Die Standsicherheit der Masten und Wände im Erdreich“, die 1922 im Verlage von Wilhelm Ernst & Sohn erschienen ist, nach, daß die Ableitungen von Dr. Fröhlich der Aufgabe nicht gerecht werden. Dr. Dörr zeigt dann einen Weg zur Berechnung von Mastfundamenten, der eine befriedigende Lösung der Frage darstellen dürfte. Die später in der „Bautechnik“ 1924, Heft 5, 6 u. 7 von demselben Verfasser erschienenen Aufsätze sind teils eine Ergänzung, teils eine Weiterentwicklung der in der obengenannten Schrift wiedergegebenen Theorie.

Es soll nun im folgenden gezeigt werden, wie man mit Hilfe des Verfahrens von Dr. Dörr zu neuen Formeln gelangen kann, die zu einer wesentlichen Verminderung der Abmessungen von Mastfundamenten führen. Vor allem gilt dies für die nach Dr. Fröhlich, dann aber auch zum Teil für die nach den Formeln von Dr. Dörr berechneten Fundamente.

Zu diesem Zweck sei zunächst gesagt, daß ich nicht mehr, wie es bisher üblich war, darauf ausgehe, den Spitzenzug eines Mastes zu berechnen, sondern daß ich die Frage stelle, welches Moment von dem Fundament des Mastes, der unter der Einwirkung von äußeren Kräften steht, aufgenommen werden kann. In den meisten Fällen sind nämlich diese Kräfte (Spitzenzug, Wind u. a. m.) bekannt, während das Fundament berechnet werden soll.

Unter dieser Voraussetzung ist das Moment, das infolge des Erdwiderstandes (passiven Erddruckes) aufgenommen werden kann, entsprechend den Formeln von Dr. Dörr in „Die Standsicherheit der Masten und Wände im Erdreich“ S. 13

$$(1) \quad t_2 \Sigma H'' (n'' + 1) = M_1 = \frac{b \gamma \Sigma t_2^3}{6} (4 \tau' - 2 \tau'^2 - 1).$$

Hierin bedeutet:

t_2 die Höhe des Fundamentes, die sog. Eingrabetiefe (s. a. Abb. 2),
 H eine am Mast angreifende wagerechte Kraft,

n'' das Verhältnis $\frac{h''}{t_2}$, worin h'' die Höhe des Angriffspunktes von H'' über der Erdoberfläche ist,

dessen Wasserkammern die Gegenbehälter zu denjenigen des ersten Schleusentroges bilden und umgekehrt.

Die beiden Schwimmtröge sind so zu kuppeln, daß sie die Ein- und Austauschfahrten zu genau gleicher Zeit in entgegengesetzter Fahrtrichtung ausführen. Während der Unterwasserfahrt und -schleusung des eingetauchten Troges befindet sich der eingetauchte in Oberwasserstellung in Ruhe. Das bedeutet eine Verzögerung der Schleusung um die Zeit der Unterwasserfahrten, die bei der Schnelligkeit, mit welcher die Tauchschleuse mit den beschriebenen Einrichtungen sich abwickelt, in Kauf genommen werden kann. Ist der Kanalverkehr sehr stark, so können nötigenfalls diese Zeitverluste vollständig vermieden werden durch Einschaltung eines Tauchschwimmers, der abwechselnd mit dem einen oder anderen der beiden Schleusenträge gekuppelt wird.

Die vollständige Wasserersparnis erfordert bei der Zwillingstauchschleuse wie bei allen Doppelschleusen ohne Wasserverbrauch je Schleuse die nochmalige Schaffung des Fassungsraums für das Schleusungswasser. Es besteht hier u. a. aber der Vorteil, daß die Schleusungswassermenge geringer ist als bei der Schleusung über Tag, sobald das Höhenmaß der Schiffsahrtstufe die Austauschhöhe des Schwimmtröges überschreitet.

In Abb. 15 bis 20 ist der Entwurf einer Zwillingstauchschleuse sowohl in der Übersicht wie in allen wichtigeren Einzelheiten dargestellt.

Abb. 21 gibt einen Grundquerschnitt der Schachtschleuse bei Anderten wieder, in den zum Vergleich ein solcher der Zwillingstauchschleuse von gleicher Leistungsfähigkeit in bezug auf die gewählten Abmessungen eingetragen ist. Die Darstellung läßt die wirtschaftliche Überlegenheit der Tauchschleuse gegenüber der Sparschleuse deutlich erkennen und spricht für sich selbst. Die Ersparnisse an Baukosten dürften mit 40 bis 50 % nicht zu hoch eingeschätzt sein. Dabei ist die weitere Wasserersparnis von nahezu 25 % und die Möglichkeit, den Schleusentrog statt auf Schleppzuglänge nur auf einfache Kahnlänge zu bemessen (bei Einschaltung eines Tauchschwimmers), noch außer Betracht gelassen. (Schluß folgt.)

M_1 das Moment, das von dem Fundament infolge seiner Abmessungen aufgenommen werden kann (inneres Moment),

b die Breite des Fundamentes senkrecht zur Richtung der angreifenden Kraft gemessen,

γ das spezifische Gewicht des Erdreiches (von Dr. Dörr für festgestampften Boden bis zu 2180 kg/m³ ermittelt),

ϵ den Beiwert $\text{tg}^2(45^\circ + \varphi/2)$ des passiven Erddruckes,

τ' ein aus der Gleichung von Dörr

$$(2) \quad (2 \tau'^2 - 4 \tau' + 1) \Sigma H'' + 3(2 \tau' - 1) \Sigma H' (n'' + 1) = 0$$

zu ermittelnder Wert.

Im folgenden soll für τ' immer der kleinstmögliche Wert 0,5 eingesetzt werden. Um den Ort des größten Biegemomentes des Fundamentes zu ermitteln, wird die Formel 11 der Dörr'schen Abhandlung in der Form geschrieben:

$$(3) \quad y = \sqrt{\frac{2 \Sigma H}{\gamma \epsilon b}}$$

Dabei muß $y \leq \tau' t_2$ sein, sofern diese Formel noch anwendbar sein soll.

Der vorspringende Teil der Platte des Fundamentes wird ebenfalls auf Biegung berechnet, wobei die Bruchfläche des auf dem Vorsprunge lastenden Erdreiches, die bei einer Drehung des Fundamentes entstehen würde, als unter 20° gegen die Senkrechte geneigt angenommen wird. Dieser Wert ist durch Versuche von Dr. Fröhlich gefunden worden.

Die längs der Rißebeine entstehende Reibung des Erdreiches ist für die Breite von 1 m:

$$(4) \quad R = \frac{\gamma t_2}{2} \cdot \epsilon_0 \rho l,$$

worin l die Höhe der Rißebeine ist, die in dieser selbst gemessen werden soll (Abb. 1).

Mit genügender Genauigkeit kann $l = t_2$ gesetzt werden, wie es bei den nachfolgenden Formeln geschieht. In dem am Schluß angefügten Beispiele ist bei der Bestimmung der Eiseneinlagen der Grundplatte des Fundamentes mit l gerechnet.

ϵ_0 ist der Koeffizient des Druckes, der im Erdreich durch dieses selbst auf ein Flächenteilchen wirkt. Für den Zustand der natürlichen Spannung, wie er bei Mastfundamenten in Frage kommt, kann $\epsilon_0 = 1$ gesetzt werden.

ρ ist die Reibungsziffer von Erde auf Erde. Sie darf nicht größer als $\text{tg } \varphi$ angenommen werden.

Für das Moment, das infolge der Erdreibung, des Erd- und Mastgewichtes sowie des Fundamenteigengewichtes aufgenommen werden kann, ergibt sich nach der Formel 48b von Dr. Dörr in dessen Aufsatz in der „Bautechnik“ 1924, Heft 6:

$$\Sigma H_z(h_e + t_2) = \frac{1}{i} \left[(G_m + G_e) \frac{c_2}{3} + \frac{7}{24} \gamma t_2^2 \cdot \epsilon_0 \rho c_2 (b_2 + c_2) \right]$$

Dabei ist als Hebelarm der Reibung angesetzt $\frac{7}{12} \cdot c_2$ (s. Abb. 2)

(Abb. 11 von Dörr in dem obengenannten Hefte der „Bautechnik“).

Es kann jedoch, wie leicht abzuleiten ist, für diesen angenommen werden:

$$\frac{b_2 \left(\frac{c_2}{2} + \frac{c_2}{3} \right) + 2 \cdot \frac{c_2}{2} \left(\frac{c_2}{4} + \frac{c_2}{3} \right)}{b_2 + c_2} = \frac{c_2 (10 b_2 + 7 c_2)}{12 (b_2 + c_2)}$$

Damit geht die Gl. 48b von Dörr über in:

$$(5) \Sigma H_z(h_e + t_2) = M_2 = \frac{c_2}{3i} \left[G_m + G_e + \frac{\gamma t_2^2}{8} \cdot \epsilon_0 \rho (10 b_2 + 7 c_2) \right]$$

Das Moment, das sich damit ergibt, ist um

$$\frac{\gamma t_2^2}{8} \cdot \epsilon_0 \rho b_2 c_2$$

größer, als das nach der Gl. 48b von Dörr ermittelte.

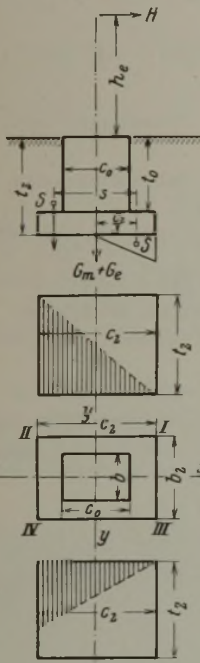


Abb. 2.

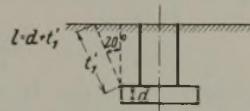


Abb. 1.

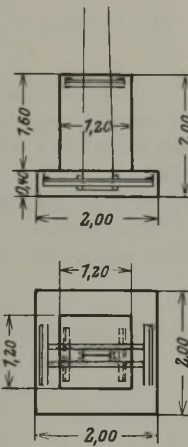


Abb. 3.

Es soll nun noch der Fall betrachtet werden, daß Kräfte in verschiedenen Richtungen an dem Mast angreifen.

Dieser Fall kommt bei jedem einfachen Mast vor, wenn beispielsweise der Wind eine andere Richtung annimmt als der Spitzenzug, vor allem aber auch bei Eckmasten, die infolge der stets wirkenden Seilzüge in verschiedenen Richtungen beansprucht werden.

Im folgenden soll angenommen werden, daß die beiden Krafrichtungen senkrecht zueinander stehen, da auch dann, wenn dies nicht der Fall sein sollte, jederzeit eine Zerlegung der vorhandenen Kräfte nach diesen beiden Richtungen (x-x und y-y) (s. Abb. 2) möglich ist. Dann ist bezüglich des Momentes, das infolge Erdwiderstandes vom Fundament aufgenommen werden kann, zu sagen, daß dieses für jede Richtung ebenso groß ist, als das für die erste Richtung ermittelte, also gleich M_1 .

Zu Formeln für die Momente, die infolge von Erdreibung, Erd- und Mastgewicht sowie Fundamenteigengewicht übertragen werden können, gelangt man durch folgende Überlegung.

Erd- und Mastgewicht werden bei Kraftangriff in verschiedenen Richtungen nicht mehr ausschließlich einer der Krafrichtungen zugute kommen, sondern sie werden sich teils in der einen, teils in der anderen Richtung den wirkenden Momenten entgegenstellen. Ist die Kraft und damit das Moment in der y-Richtung = 0, so fällt $G_m + G_e$ ganz der x-Richtung zu. Wäre die Kraft in der x-Richtung = 0, so würde $G_m + G_e$ vollständig für die y-Richtung in Ansatz zu bringen sein. Sind beide

Kräfte gleich, so wird in jeder Richtung $\frac{G_m + G_e}{2}$ einer Verdrehung des Fundamentes entgegenwirken. Allgemein gesprochen wird sich $G_m + G_e$ entsprechend der Größe der Momente zur Gegenwirkung auf diese verteilen.

Ist das äußere Moment in der x-Richtung M_1 , in der y-Richtung M_2 , so kommt auf die erste $(G_m + G_e) \frac{M_1}{M_1 + M_2}$

und auf die zweite $(G_m + G_e) \frac{M_2}{M_1 + M_2}$.

Die Reibungskräfte, die für die beiden Richtungen in Ansatz zu bringen sind, folgen nicht unmittelbar diesem Gesetz; sie sind vielmehr nach dem Anteil zu bemessen, der von der betreffenden Kraft bezw. dem betreffenden Moment einer Reibungsfläche entnommen werden kann. Dabei ist natürlich zu beachten, daß die Summe der von beiden Kräften entnommenen Teilkräfte nicht größer als die gesamte Reibungskraft der betreffenden Fläche sein darf. Betrachten wir beispielsweise die Reibungsfläche an der Kante II-IV (Abb. 2). Die gesamte Reibungskraft dieser Fläche ist:

$$\frac{\gamma t_2^2}{2} \cdot \epsilon_0 \rho b_2$$

Wäre diese Kraft in der x-Richtung allein wirksam, so würde dieser ganze Betrag für das aufzunehmende Moment in Rechnung gestellt werden können. Da jedoch noch eine Kraft in der y-Richtung angreifen soll, so wird ein gewisser Teil der Reibungskraft für dieses zweite Moment in Anspruch genommen. Wäre diese Kraft allein vorhanden, so würde der von ihr der gesamten Reibungskraft entnommene Betrag sein

$$\frac{\gamma t_2^2}{2} \cdot \epsilon_0 \rho b_2 \cdot \frac{1}{2}$$

Die Anteile für die beiden Krafrichtungen verhalten sich also wie 1:2. Da nun die Summe der Anteile gleich der Gesamtreibungskraft sein muß, so beträgt der Anteil für die x-Richtung

$$\frac{\gamma t_2^2}{2} \cdot \epsilon_0 \rho b_2 \cdot \frac{2}{3}$$

der Anteil für die y-Richtung

$$\frac{\gamma t_2^2}{2} \cdot \epsilon_0 \rho b_2 \cdot \frac{1}{3}$$

Der Hebelarm der ersten Kraft ist

$$\frac{c_2}{3} + \frac{c_2}{2} = \frac{5}{6} \cdot c_2$$

für die zweite Kraft wäre dieser:

$$\frac{2}{3} \cdot b_2 - \frac{b_2}{6} = \frac{b_2}{2}$$

In Abb. 2 sind die Anteile der Reibungskräfte für die verschiedenen Richtungen in den umgeklappten Reibungsflächen angegeben. Die auf die x-Richtung entfallenden Teilkräfte sind schraffiert.

Die für diese Richtung in Betracht kommenden Kräfte nebst deren Hebelarme sind in der Tabelle 1 zusammengestellt.

Tabelle 1.

Seite	Kraft	Hebelarm
	$(G_m + G_e) \frac{M_1}{M_1 + M_2}$	$\frac{c_2}{3}$
II-IV	$\frac{\gamma t_2^2}{2} \cdot \epsilon_0 \rho b_2 \cdot \frac{2}{3}$	$\frac{c_2}{3} + \frac{c_2}{2} = \frac{5}{6} c_2$
III-IV	$\frac{\gamma t_2^2}{2} \cdot \epsilon_0 \rho c_2 \cdot \frac{1}{3}$	$\frac{2}{3} c_2 - \frac{c_2}{6} = \frac{c_2}{2}$
I-II	$\frac{\gamma t_2^2}{2} \cdot \epsilon_0 \rho c_2 \cdot \frac{1}{2}$	$\frac{c_2}{2}$

Damit wird das Moment in der x-Richtung:

$$M_2' = \frac{1}{i} \left[(G_m + G_e) \frac{M_1}{M_1 + M_2} \cdot \frac{c_2}{3} + \frac{\gamma t_2^2}{2} \left(b_2 \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{5}{6} c_2 + \frac{c_2}{3} \cdot \frac{c_2}{2} + \frac{c_2}{2} \cdot \frac{c_2}{2} \right) \right]$$

$$(6) M_2' = \frac{c_2}{3i} \left[(G_m + G_e) \frac{M_1}{M_1 + M_2} + \frac{5}{24} \gamma t_2^2 \epsilon_0 \rho c_2 (4 b_2 + 3 c_2) \right]$$

Für die y-Richtung erhält man die in der Tabelle 2 angegebenen Kräfte und Hebelarme:

Tabelle 2.

Seite	Kraft	Hebelarm
	$(G_m + G_e) \frac{M_2}{M_1 + M_2}$	$\frac{b_2}{3}$
III-IV	$\frac{\gamma t_2^2}{2} \cdot \epsilon_0 \rho c_2 \cdot \frac{2}{3}$	$\frac{b_2}{2} + \frac{b_2}{3} = \frac{5}{6} b_2$
II-IV	$\frac{\gamma t_2^2}{2} \cdot \epsilon_0 \rho b_2 \cdot \frac{1}{3}$	$\frac{2}{3} \cdot b_2 - \frac{b_2}{2} = \frac{b_2}{2}$
I-III	$\frac{\gamma t_2^2}{2} \cdot \epsilon_0 \rho b_2 \cdot \frac{1}{2}$	$\frac{b_2}{2}$

Für diese Richtung ist somit das innere Moment

$$M_2'' = \frac{1}{i} \left[(G_m + G_e) \frac{M_2}{M_1 + M_2} \cdot \frac{b_2}{3} + \frac{\gamma t_2^2}{2} \cdot \epsilon_0 \rho \left(\frac{2}{3} \cdot c_2 \cdot \frac{5}{6} \cdot b_2 + \frac{b_2}{3} \cdot \frac{b_2}{2} + \frac{b_2}{2} \cdot \frac{b_2}{2} \right) \right]$$

oder

$$(7) M_2'' = \frac{c_2}{3i} \left[(G_m + G_e) \frac{M_2}{M_1 + M_2} + \frac{5}{24} \cdot \gamma t_2^2 \epsilon_0 \rho b_2 (4c_2 + 3b_2) \right]$$

Die Ähnlichkeit im Aufbau der beiden Formeln 6 u. 7 ist leicht zu erkennen. Für den Fall des quadratischen Fundamentes ($c_2 = b_2$) wird, wenn auch noch $M_1 = M_2$:

$$\frac{M_1}{M_1 + M_2} = \frac{M_2}{M_1 + M_2} = \frac{1}{2}$$

Damit gehen die beiden Formeln 6 u. 7 über in

$$(8) M_2' = M_2'' = \frac{c_2}{3i} \left[(G_m + G_e) \frac{1}{2} + \frac{35}{24} \cdot \gamma t_2^2 \epsilon_0 \rho c_2^2 \right]$$

Es soll nun an einem Beispiel der Gebrauch obiger Formeln gezeigt werden.

Beispiel.

Bei einem oberbayerischen Kraftwerk war ein Mast berechnet als vollwandiger genieteter Träger von 8,5 m Höhe für folgende äußeren Kräfte: Spitzenzug 1050 kg, Wind a. d. Mast 30 kg/m (in Richtung des Spitzenzuges wirkend); Wind auf einen am Mast angebrachten Trennschalter 275 kg. Angriffspunkt dieser Kraft über Fundament O.-K. = 5,80 m.

Nach Dr. Fröhlich gestaltet sich die Berechnung des Fundamentes wie folgt:

Moment in halber Eingrabetiefe, wenn diese auf 2 m geschätzt wird:
 $M = 1050(8,50 + 1,0) + 275(5,8 + 1,0) + 30 \cdot 8,5 \left(\frac{8,5}{2} + 1,0 \right) = 13186 \text{ kgm.}$
 Mittels der Tabelle auf S. 53 der Fröhlich'schen Abhandlung findet man als Fundamentabmessungen

$$b_1 = 1,20, \quad b_2 = 2,00, \\ t_1 = 1,60, \quad t_2 = 2,00.$$

Das Fundament ist in Abb. 3 dargestellt. Sein Rauminhalt beträgt:

$$v = 2,0^2 \cdot 0,4 + 1,2^2 \cdot 1,6 = 3,9 \text{ m}^3.$$

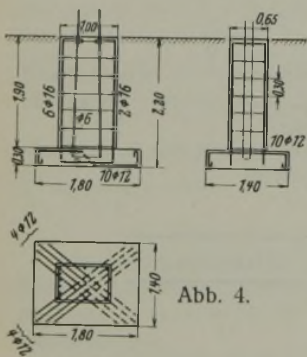


Abb. 4.

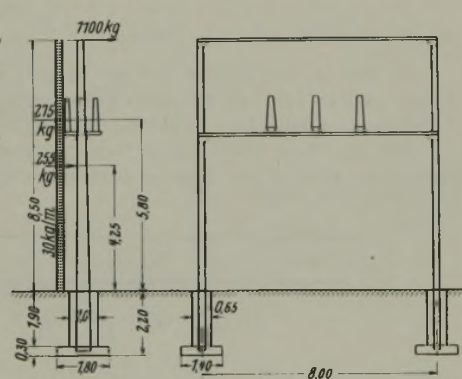


Abb. 5.

Nach den oben angegebenen Formeln ergibt sich folgendes:

Infolge des Erdwiderstandes allein kann vom Fundamente (Abmessungen s. Abb. 4) aufgenommen werden:

$$M_1 = \frac{b \gamma \epsilon t_2^3}{6} (4\tau' - 2\tau'^2 - 1).$$

Hierin ist:

- b die Breite des Fundamentschaftes quer zur Richtung des Momentes gemessen = 0,65 m (s. Abb. 2),
- $\gamma = 2000 \text{ kg/m}^3$ das Gewicht festgestampfter Erde (von Dörr, wie bereits auf S. 348 bemerkt, nach Versuchen mit 2150 bis 2180 kg/m^3 angegeben),
- t_2 die Fundamenttiefe,
- $\epsilon = \text{tg}^2 (45^\circ + \varphi/2)$ der Beiwert für den passiven Erddruck. Für $\varphi = 40^\circ$ ist $\epsilon = 4,6$,
- τ' der aus der Gl. 2 nach Dörr zu errechnende Wert, dessen Bedeutung in der Abhandlung von Dörr über die Standicherheit der Masten und Wände im Erdreich, S. 6, erläutert ist, und der hier mit seinem Kleinstwert 0,5 in die Rechnung eingeführt werden soll.

Es ergibt sich nun:

$$M_1 = \frac{0,65 \cdot 2000 \cdot 4,6 \cdot 2,2^3}{6} \cdot 0,50 = 5300 \text{ kgm.}$$

Infolge von Erdreibung, Mast- und Erdgewicht sowie Fundamenteigengewicht kann aufgenommen werden nach Gl. 5

$$M_2 = \frac{c_2}{3i} \left[(G_m + G_e) + \frac{\gamma t_2^2}{8} \epsilon_0 \rho (10b_2 + 7c_2) \right]$$

Hierin bedeutet:

- ϵ_0 den zwischen ϵ und ϵ' liegenden Beiwert des Druckes von Erde auf Erde in der Tiefe t_2 , in unserem Falle = 1 gesetzt, als dem natürlichen Zustande entsprechend,

ρ die Reibungszahl von Erde auf Erde = 0,35 (tg $\varphi = 0,839$ s. Bem. S. 348),

$i = 1,5$ ist der von Dörr eingeführte Sicherheitsgrad,

$t_2 = 2,20 \text{ m}$, $b_2 = 1,40 \text{ m}$, $c_2 = 1,80 \text{ m}$, $c_0 = 1 \text{ m}$ sind die gewählten Fundamentabmessungen (s. Abb. 4),

$G_m = \text{Mastgewicht} + \text{Fundamenteigengewicht.}$

Im vorliegenden Falle ist das erstere = 800 kg,
 hierzu kommen vom Abspannträger, Trennschalter und
 Trennschalterträger 1670
 das Fundamentgewicht ist:

$$(1,8 \cdot 1,4 \cdot 0,30 + 1,0 \cdot 0,65 \cdot 1,9) \cdot 2300 = 1,989 \cdot 2300 = 4570$$

Das Gewicht des Betons ist mit 2300 kg/m^3 angenommen, weil das Fundament entsprechend den auftretenden Momenten eine Eisenbewehrung erhält.

Es ist nun G_m = 7040 kg,

das Gewicht der über dem Fundamentabsatz ruhenden

$$\text{Erde ist } G_e = (1,8 \cdot 1,4 + 1,0 \cdot 0,65) \cdot 1,9 \cdot 2000 = 1,87 \cdot 3800 = 7110$$

somit ist $G_m + G_e$ = 14150 kg.

Setzt man diese Werte in die Gleichung für M_2 ein, so ergibt sich:

$$M_2 = \frac{1,8}{3 \cdot 1,5} \left[14150 + \frac{2000 \cdot 2 \cdot 2^2}{8} \cdot 1 \cdot 0,35 (10 \cdot 1,04 + 7 \cdot 1,8) \right] = \frac{2}{5} \left[14150 + \frac{484 \cdot 3,5}{4} (14 + 12,6) \right] = 0,40 \cdot 25430 = 10170 \text{ kgm}^1)$$

hierzu kommen von M_1 (s. oben) 5300

folglich ist das Moment, das vom Fundament aufgenommen werden kann 15470 kgm.

Demgegenüber beträgt das Moment, das aufzunehmen ist (in diesem Falle bezogen auf die Fundamentsohle):

$$M_1 = 1050(8,50 + 2,20) + 255(5,80 + 2,20) + 255 \left(\frac{8,50}{2} + 2,20 \right) = 11240 + 2200 + 1650 = 15090 \text{ kgm.}$$

Die gewählten Fundamentabmessungen reichen also zur Aufnahme des auftretenden Momentes aus. Das Fundament ist in Abb. 5 dargestellt. Sein Rauminhalt beträgt:

$$(5) V = 1,8 \cdot 1,4 \cdot 0,30 + 1,0 \cdot 0,65 \cdot 1,9 \approx 2,0 \text{ m}^3,$$

das ist etwa die Hälfte des nach Fröhlich berechneten Fundamentes.

Eisenbewehrung des Fundamentschaftes. Das am Fundamentschaft angreifende größte Moment liegt in der Tiefe

$$y = \sqrt{\frac{2 \Sigma H}{\gamma \epsilon b}}$$

unter Fundamentoberkante

$$2 \Sigma H = (1050 + 275 + 255) \cdot 2 = 3160 \text{ kg,}$$

γ , ϵ und b sind wie früher einzusetzen.

Dann ist:

$$y = \sqrt{\frac{3160}{2000 \cdot 4,6 \cdot 0,65}} = \sqrt{0,528} = 0,725 \text{ m.}$$

Da $\tau \cdot t_2 \approx 2,20 \cdot 0,50 = 1,10 \text{ m}$ ist, so ist der für y gefundene Wert gültig.

Es ist nunmehr:

$$M = 1050(8,5 + 0,73) + 275(5,80 + 0,73) + 255 \left(\frac{8,5}{2} + 0,73 \right) = 9700 + 1800 + 1270 = 12770 \text{ kgm.}$$

Nach der Tabelle des „Betonkalenders“ 1929, S. 293, ist für

$$\sigma_b / \sigma_e = 20,5 / 1200$$

$$d = 0,672 \sqrt{\frac{12770}{0,65}} + 6 = 100 \text{ cm}$$

$$f_e = 0,162 \cdot 0,65 \sqrt{19650} = 14,75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Angeordnet } 6 \phi 18 = 15,26 \text{ cm}^2.$$

Auf der Druckseite werden $2 \phi 16$ verlegt. Auf den Längsseiten außerdem je $1 \phi 16$. Die Eisen beider Zonen werden durch Bügel von 6 mm Durchm. im Abstände von $\approx 30 \text{ cm}$ verbunden.

Berechnung der Fundamentplatte auf Abreißen. Wie bereits auf S. 348 bemerkt, soll die vordere Begrenzungsfläche des bei einer Drehung des Fundamentes auf dessen Vorsprung lastenden Erdkörpers unter 20° gegen die Lotrechte geneigt sein (s. auch Abb. 1).

Dann ist die obere Breite dieses Erdkeiles:

$$0,40 + 1,90 \cdot \text{tg } 20^\circ = 0,40 + 0,364 \cdot 1,90 = 0,40 + 0,69 = 1,09 \text{ m.}$$

Gewicht des Erdkörpers:

$$\frac{0,40 + 1,09}{2} \cdot 1,9 \cdot 2000 = 2830 \text{ kgm.}$$

¹⁾ Bei Verwendung der Formel 48b von Dr. Dörr hätte man

$$\frac{\gamma t_2^2}{8} \cdot \epsilon_0 \rho b t_2 = \frac{2000 \cdot 2,2^2}{8} \cdot 1 \cdot 0,35 \cdot 1,40 \cdot 1,80 = 1070 \text{ kgm}$$

weniger erhalten als nach der hier angegebenen Gleichung.

Hebelarm dieser Kraft:

$$s = \frac{1}{1,9 \cdot \frac{0,40 + 1,09}{2}} \left\{ 0,40 \cdot 1,90 \cdot 0,20 + (1,09 - 0,40) \frac{1,90}{2} \left[0,40 + \frac{(1,09 - 0,40)}{3} \right] \right\}$$

$$= 0,399 \text{ m} \left(\approx \frac{0,40 + 1,09}{2} \cdot \frac{1}{2} \approx 0,37 \text{ m} \right).$$

Die Reibungskraft, die längs der Bruchfläche auftritt, ist nach Gl. 4:

$$R = \frac{\gamma t_2}{2} \cdot \epsilon_0 \rho l.$$

Für l ist hier die Höhe der Fundamentplatte

$$d + \frac{t_2}{\cos 20^\circ} = 0,30 + \frac{1,90}{0,9397} = 0,30 + 2,02 = 2,32 \text{ m}$$

zu setzen. Man erhält:

$$R = \frac{2000 \cdot 2,20}{2} \cdot 1 \cdot 0,35 \cdot 2,32 = 1790 \text{ kg}.$$

Der Hebelarm dieser Kraft ist:

$$s_1 = \frac{2,02 \cdot \frac{0,40 + 1,09}{2} + 0,30 \cdot 0,40}{2,32} = 0,701 \text{ m}.$$

Das Platteneigengewicht ist:

$$0,30 \cdot 2400 = 720 \text{ kg/m}.$$

Damit findet man als Moment:

$$= 2830 \cdot 0,399 + 720 \cdot \frac{0,40^2}{2} + 1790 \cdot 0,701$$

$$= 1130 + 58 + 1254 = 2442 \text{ kgm}.$$

Nach der Tabelle des „Betonkalenders“ 1929, S. 293, ist für

$$\sigma_b / \sigma_e = 29/1200$$

$$d = 0,504 \sqrt{2442} + 5 = 30 \text{ cm}$$

$$f_e = 0,221 \sqrt{2442} = 10,93 \text{ cm}^2$$

Gewählt 10 ϕ 12 mit 11,31 cm².

In der Querrichtung erhält die Fundamentplatte dieselbe Bewehrung. Wo nötig, werden Verteilungseisen 4 ϕ 6 f. 1 lfd. m angeordnet. Zur Sicherung der Ecken werden außerdem 3 ϕ 12 in der Richtung der Diagonalen angeordnet. Die Führung der Eisen ist aus Abb. 5 ersichtlich.

Ein Vergleich dieses Fundamentes mit dem Fröhlich'schen hinsichtlich der Sicherheit sowohl wie der Wirtschaftlichkeit dürfte sich erübrigen.

Es sei noch bemerkt, daß infolge von Wind senkrecht zum Spitzenzug, Eigengewicht des Abspannträgers und Monteurlast, an der Einspannstelle des mit dem Abspannträger rahmenartig verbundenen Mastes ein Moment von ≈ 1100 mkg entsteht (s. Abb. 4). Eine besondere Untersuchung des Fundamentes hierfür etwa nach den Gl. 6 und 7 ist jedoch nicht nötig, da dieses Moment ohne weiteres durch den Erdwiderstand ($M = 5300$ kgm) aufgenommen werden kann.

Hinsichtlich der Sicherheit der so berechneten Fundamente ist hervorzuheben, daß diese erheblich größer ist als eine 1,5fache, und zwar aus zwei Gründen. Einmal ist die Berechnung des Momentes infolge von Mastgewicht, Fundamenteigengewicht und Erdgewicht ohne Berücksichtigung der Neigung der Rißebeine nach außen hin durchgeführt, obwohl dadurch der Widerstand des Fundamentes gegen Verdrehen nicht unerheblich vergrößert wird. Ferner ist der Druck des Erdreiches auf die Fundamentsohle nicht in Rechnung gestellt. Die Dörr'schen Formeln sind für den in die Erde gesteckten geraden Stab abgeleitet, für die dieser Druck keine Rolle spielt. Bei den Fundamentflächen jedoch, wie sie bei Mastfundamenten vorkommen, dürfte dieser erheblich ins Gewicht fallen.

Fragen wir uns schließlich, wie es kommt, daß die Fröhlich'schen Fundamente so viel mehr an Material erfordern, als die Dörr'schen bzw. die nach den hier abgeleiteten Formeln berechneten, so ist diese Frage eigentlich schon von Dr. Dörr in seiner Abhandlung „Die Stand-sicherheit der Masten und Wände im Erdreich“ beantwortet. Dr. Fröhlich hat seine Formeln aus einer Reihe von Versuchen abgeleitet, deren Ergebnisse er in nicht entsprechender Weise verwertet hat. Vor allem hat er bei der Berechnung abgestufter Fundamente die so wichtige Erdreibung wie auch das in Frage kommende Erdgewicht vernachlässigt, so daß er viel zu große Fundamentabmessungen bekommen mußte.

Vermischtes.

Umbau der „High Bridge“ in New York. Die erste Kanalbrücke in den Vereinigten Staaten ist die in der Zeit von etwa 1839 bis 1848 erbaute High Bridge in New York, die ursprünglich zwei Wasserrohre

von 91 cm Durchm. über den Harlem-Fluß führte, zu denen im Jahre 1861 ein drittes Rohr von 229 cm Durchm. kam. Die Brücke bestand aus 16 halbkreisförmigen Bogen aus Granit-Mauerwerk mit einer lichten Höhe von 30 m über HW. Abb. 1 zeigt eine Aufsicht auf die alte Brücke mit den freigelegten Rohrleitungen.

Vier von den Flußpfeilern standen in dem Flußbett und bildeten mit dem zunehmendem Verkehr ein immer größer werdendes Hindernis für die Schifffahrt. Im Jahre 1926 wurde daher ihre Beseitigung beschlossen. Über die hierzu erforderlichen Arbeiten wird in der Zeitschrift „The American Architect“ 1929, Januarheft, berichtet.



Abb. 1.

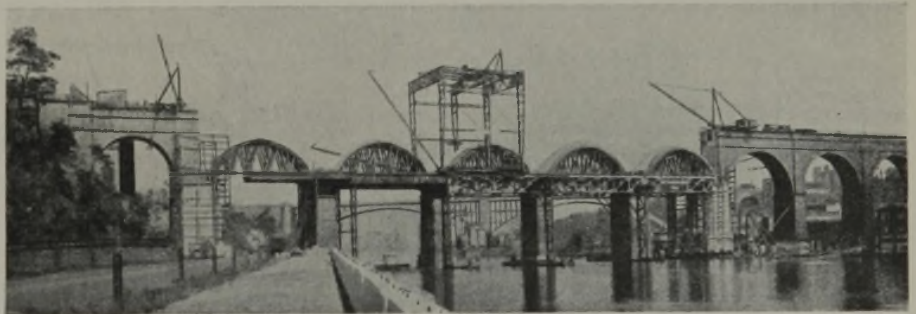


Abb. 2.



Abb. 3.

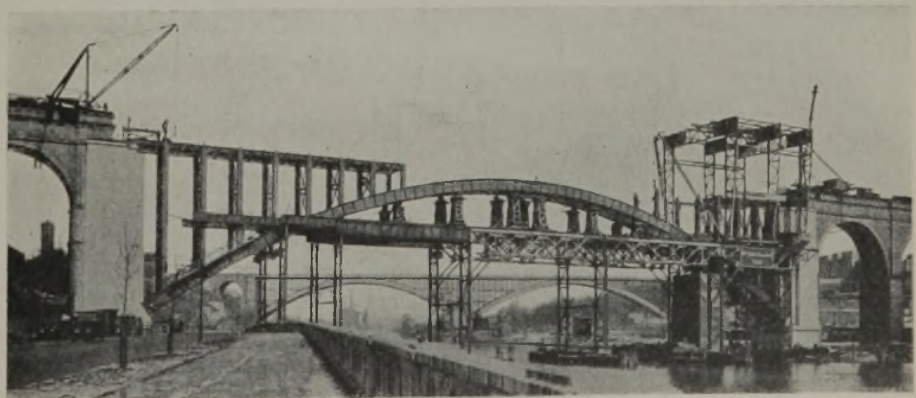


Abb. 4.

Gegen die Veränderung des alten historischen Bauwerkes erhoben viele Kreise Einspruch. Es siegten jedoch die Verkehrsbelange, die die Freilegung des Stromes forderten. Fünf der gemauerten Bogen wurden durch einen eisernen Vollwand-Bogenträger ersetzt. Diese Lösung wurde auch schon deswegen notwendig, weil die Untersuchung der alten Pfeiler ergab, daß lediglich die Landpfeiler auf dem anstehenden Felsen, die zwischenliegenden auf Pfählen gegründet waren.

Der Abbruch der fünf zu beseitigenden Bogen mußte sehr vorsichtig und gleichmäßig vor sich gehen, da die sie stützenden Stropfpfeiler nur standfest waren, solange die Kämpferdrücke der anschließenden Bogen gleichzeitig wirkten. Abb. 2 zeigt den Abbruch dieser Bogen. Die stehengebliebenen Landpfeiler waren zwar Gruppenpfeiler, genügten also auch bei einseitigem Kämpferdruck. Das höhere Gewicht des weiter gespannten Stahlbogens erforderte jedoch erhebliche Verstärkungen aus Eisenbeton an diesen Landpfeilern (Abb. 3).

Die Arbeiten begannen mit der Verstärkung der Landpfeiler, dann wurden die Stropfpfeiler und die gemauerten Bogen beseitigt und schließlich der eiserne Überbau montiert. Der letztere hat eine Spannweite von 91 m und eine lichte Höhe von 30 m über GHW. Abb. 4 zeigt den Bogen während der Montage. Lp.

Die Owyheetalsperre, die höchste Talsperre der Welt. Am 7. Juni 1928 sind die Angebote für den Bau der Owyheestaumauer geöffnet worden. Diese mächtige Talsperre wird vom „U. S. Bureau of Reclamation“ für die Bewässerung großer Ländereien in den Staaten Oregon und Idaho erbaut. Hierzu soll der Owyheefluß im Canyon, im sogenannten „Hole in the ground“ (Loch im Boden), etwa 31 Kraftwagenmeilen südwestlich Nyssa, Oregon, gestaut werden. Die aus Beton auszuführende Staumauer (Abb. 1) erhält in Kronenhöhe eine Länge von 263,5 m und eine durchschnittliche größte Höhe von 120,9 m über der Fundament-

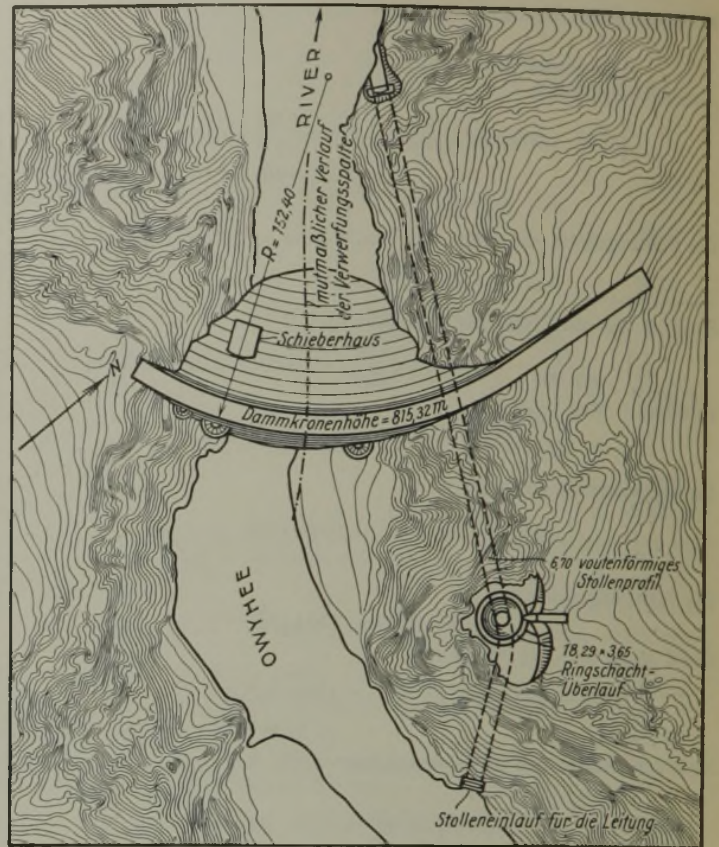


Abb. 1. Lageplan der Owyheetalsperre.

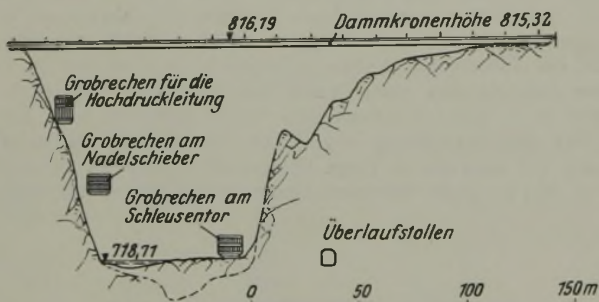


Abb. 2. Talseitige Ansicht des Staudamms.

gewaltigen Baustoffmengen dorthin zu ermöglichen. Diese 38,2 km lange Bahnstrecke wird ihren Ausgangspunkt in der Nähe der Sand- und Kiesgruben von Dunaway Siding, einem Zweige der Oregon Short Line nehmen. Die Regierung hat sich vertraglich verpflichtet, dem Bauunternehmer der Talsperre diese Normalspur-Nebenbahn in betriebsfertigem Zustande zur Verfügung zu stellen. Für das gesamte zum Bau erforderliche Betriebsmaterial hat die Bauunternehmung zu sorgen, ebenso ist diese zur Unterhaltung der Eisenbahnstrecke verpflichtet.

sohle. Die größte Höhe über einer Verwerfungsspalte wird sogar 125,6 m bzw. an der tiefsten Stelle der Spalte überhaupt 161,20 m über Fundamentunterkante betragen. Der Überlauf erhält kreisförmigen Querschnitt und ist, wie Abb. 2 zeigt, am rechten Ufer angeordnet. Behälter, Bewässerung und Wasserkraftwerk werden je durch besondere Hochdruckschieber bedient. In Abb. 3 sind einige Querschnitte durch die Staumauer einschließlich solcher durch Über- und Leerlauf dargestellt.

Die Bundesregierung als Bauherrschaft baut nun zunächst einen normalspurigen Eisenbahnanschluß nach der Baustelle, um die Beförderung der

Bis zum Bau der „Great Boulder Canyon“ Staumauer wird die Owyheetalsperre die höchste Talsperre der Welt sein. In Kronenhöhe erhält sie eine Mauerstärke von 9,3 m, in Fundamenthöhe eine Stärke von 72,2 m. Wasserseitig fällt die Innenseite der Staumauer die ersten 23,5 m, von der Krone an gemessen, senkrecht ab, weiter abwärts ist sie 0,05:1, luftseitig durchweg 0,626:1 geneigt. Im Hinblick auf die in den letzten Jahren eingestürzten Talsperren mit ihren unglücklichen Folgen ging man

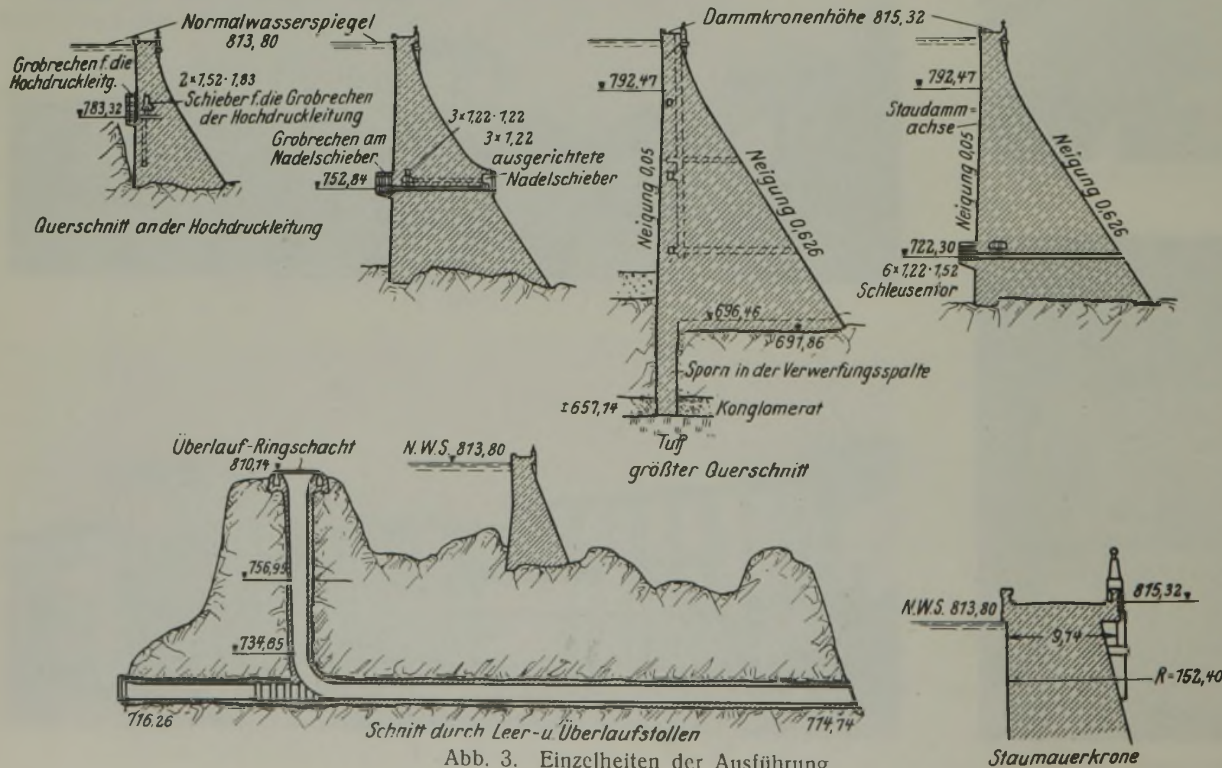


Abb. 3. Einzelheiten der Ausführung.

hier bezüglich der geologischen Untersuchungen sehr sorgfältig vor. Sowohl drei hervorragende Geologen als auch drei besonders erfahrene Ingenieure sind mit der geologischen Untersuchung der Baustelle beauftragt worden. Für diesen Zweck wurde ein Betrag von nahezu 100000 Dollar aufgewendet. Zur Feststellung der Untergrundverhältnisse sind 73 Bohrlöcher mit zusammen 2320 m Länge gesetzt worden.

Die Wassertiefe im fertigen Staubecken wird später zwischen 108,5 und 83,7 m betragen. Die letztgenannte Wassertiefe wird zu allen Zeiten vorhanden sein. Der größte Teil des zu schaffenden Staubeckens kommt in vorbasaltischen, praktisch wasserdichten Tuff zu liegen. Solcher steht namentlich an der Baustelle sowie der Strecke der größten Wassertiefe an. Am oberen Ende des Staubeckens, wo die Wassertiefe kleiner ist, stehen

praktisch ebenfalls wasserdichte Formationen von Konglomeraten, Sandstein, Schiefer und Tuff an. Nach den geologischen Untersuchungsergebnissen wären nirgends größere Leckstellen in Aussicht zu nehmen.

An der Baustelle lieferten die Bohrerergebnisse für die ersten 18,6 m unter der Flußsohle Sand, Kies, Findlinge und Geröll, darunter Rhyolit. Letzterer geht bis in eine Tiefe von 52,7 bis 66,7 m unterhalb des Flußwasserspiegels. Er ist in Pechsteinkonglomerat eingebettet, das bis in unbekannte Tiefen von Tuff unterlagert ist. Alle Gutachten der Sachverständigen stimmen bezüglich der Eignung der Baustelle überein. Die einzige Stelle, die zu einigen Bedenken Anlaß gibt, ist eine etwa in der Flußmitte gelegene Verwerfungsspalte. Diese ist mit Ton und Gesteinstücken in der Größe von etwa 15 cm, ausnahmsweise bis zu 35 cm Länge ausgefüllt. Die Geologen vertreten die Ansicht, daß diese Spalte mit dem Aufhören der Rhyolitbank, also bei Beginn des Tuffes, endigt.

Vor der endgültigen Wahl dieses Staumauertyps sind fünf verschiedene Typen entworfen und untersucht worden. Der für die Ausführung gewählte Typ ergab aber die günstigsten Verhältnisse, insbesondere auch bezüglich des Verlaufes der Drucklinien usw.

In der Staumauer werden in den Höhenlagen 2370 (in Fuß!), 2470 und 2570, also in je 31 m Höhenabstand, Auslaßschützen eingebaut. Der HW-Spiegel wird bei Kote 2670 liegen. Diese Entnahmeschützen werden durch Öldruckzylinder bedient. Vor sämtlichen Entnahmeverrichtungen sind halbzylinderförmige Eisenbetonkonstruktionen für die Rechengitter vorgesehen. Für die Umleitung des Flusses über die Bauzeit muß ein 310,6 m langer Umleitungsstollen ausgeführt werden (Abb. 1 u. 3).

Für die Vergebung der Bauausführung waren nach den Mitteilungen in „Engineering and Contracting“ vom Juni und Juli 1928 u. a. folgende wesentlichste Leistungen ausgeschrieben:

Aushub, Erde und loser Fels	115 000 m ³
" fester Fels	53 200 m ³
" Erde, loser und fester Fels für den Überlauf und Umleitungsstollen	68 800 m ³
Bohrlöcher für Mörtelaußguss zur Untergrunddichtung	3 400 lfd. m
Bohrlöcher für Entwässerung	2 170 lfd. m
Beton in der Staumauer	375 000 m ³
" Verwerfungsspalte	13 420 m ³
" am Überlauf und Stollen	9 800 m ³
Einbau von Bewehrungsseisen	370 000 kg
Installierung von Rohrleitungen und Fittings für Ausmörtelung der Radialfugen	78 000 kg
Installierung der verschiedenen Eisenkonstruktionen	1,4 Mill. kg.

Dr.-Ing., Dr. rer. pol. Haller, Regierungsbaumeister a. D.

Die Kühlanlagen und Getreidespeicher des Hafens von Marseille. Die Kühlanlagen. Nach einem Bericht in Le Génie Civil 1928, Nr. 19, Mai, wurde im Jahre 1912 die erste Einrichtung geschaffen, die acht Kühlräume mit insgesamt 1600 m³ Raum umfaßte; 1913 wurde ein neuer Kühlraum von 1000 m³ und 1916 zwei weitere von zusammen 1800 m³ errichtet. Die nach dem Kriege ständig zunehmende Einfuhr von Gefrierfleisch forderte eine bedeutende Erweiterung der Anlage. Zu diesem Zwecke wurde die im Erdgeschoß des Hauptlagerhauses eingerichtete erste Anlage um weitere 16 Kühlräume erweitert, die über den ursprünglichen angeordnet



Abb. 1.

wurden, so daß dann insgesamt 27 Kühlräume von zusammen 20 000 m³ mit einer Lagerfähigkeit für 7000 t Gefrierfleisch vorhanden waren. Gleichzeitig wurde im Keller desselben Gebäudes ein Frischhaltungsraum von 800 m³ eingerichtet, der der Aufbewahrung von Lebensmitteln bei 4 bis 10 ° C dient (Abb. 1 u. 2).

Die 16 neuen Kühlräume von je etwa 1000 m³ sind zu vier und vier auf jedem Stockwerk angeordnet. Böden und Decken wurden mit einer Schalung versehen, die eine 10 cm starke Auflage von Teer erhielten, auf die eine 10 cm starke Eisenbetonschicht aufgebracht wurde. An den

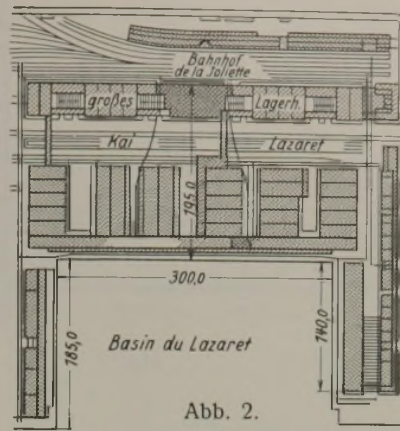


Abb. 2.

Außenwänden wurden im Innern der Räume in 40 bis 50 cm Abstand Abteiwände aus Ziegeln errichtet, die Hohlräume mit körnigem Kork ausgefüllt und die 11 cm starken Wände mit Zement verputzt. Die Innenwände erhielten im Abstände von 30 cm beiderseits Abteiwände. Auch hier wurden die entstandenen Hohlräume mit körnigem Kork ausgefüllt und die Wände mit Zementputz versehen. Die an die Gänge anschließenden Wände wurden in derselben Weise wie die Außenwände isoliert.

Zur Erreichung der gewünschten Gefriertemperatur von -6 bis -8 ° C wurde für die neue Anlage eine Ammoniak-Kompressoranlage mit einer Kälteleistung von 600 000 WE/h gewählt. Die Räume werden gekühlt durch die Umwälzung der Raumluft, die in besonderen Kammern durch das Kühlschlangen durchströmende Ammoniak gekühlt wird.

Zur Erreichung einer gleichmäßigen Raumkühlung wird die umgewälzte Luft durch eine große Zahl von Luftkanälen verteilt. Die Kühlung der älteren Anlagen geschieht durch unterkühlte Sole, die durch entsprechende Kühlschlangen in den einzelnen Kühlräumen umgewälzt wird (Abb. 3).

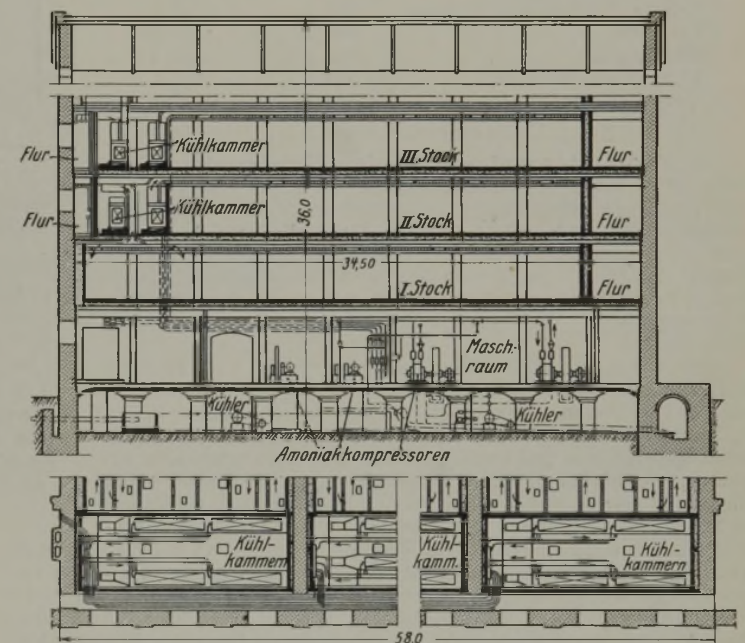


Abb. 3.

In dem im Erdgeschoß angeordneten Maschinenraum sind vier Ammoniak-Kompressoren aufgestellt. Jeder Kompressor wird durch Riemenantrieb mit Spannrolle von einem Gleichstrommotor von 250 PS bei 650 Umläufen/min und 440 V Spannung angetrieben. Das verdichtete Ammoniak wird in Rieselskondensatoren verflüssigt, die in Bottichen aus Eisenbeton aufgestellt sind. Die Kondensatoren stehen im Keller. Ihnen wird das Kühlwasser, das unmittelbar dem Hafen entnommen und einem an der Kellerwand angeordneten Behälter zugeführt wird, durch elektrisch angetriebene Pumpen und Wasserschnellen zugeleitet. Zwischen Kompressor und Kondensator ist je ein Ölabscheider eingebaut. Das verflüssigte Ammoniak wird dann den Regulierventilen zugeleitet, die in dem Maschinenraum angeordnet sind. Die Regulierventile werden bedient von einer außerhalb des Maschinenraums im Bedienungsgang angeordneten Hauptbedienungsstelle aus. Das gedrosselte Ammoniak wird dann in einzelnen Steigleitungen auf die verschiedenen Stockwerke verteilt und den Verdampfern in den einzelnen Luftkühlkammern zugeleitet. Alle Einrichtungen sind doppelt und um- und abschaltbar vorgesehen. Jeder Kühlraum hat seine eigene Kühlkammer, so daß keine Kühlluft aus dem einen in den anderen Kühlraum gelangen kann (Abb. 4).

Aus den am Kai liegenden Schiffen wird das Kühlgut durch elektrische Wagenzugschlepper über eine zwischen Entladeschuppen und Kühlagerhaus errichtete Förderbühne und einen gedeckten Laufsteg unmittelbar dem ersten Stockwerk des Kühlhauses zugeführt und dort der gesamte Wagenzug in einem Lastenaufzug zum entsprechenden Stockwerk gehoben. Hauptsächlichste Kühlgüter sind: Gefrierfleisch aus Argentinien und Australien, das besonders für die Schweiz und Süddeutschland bestimmt ist, Eier aus Marokko, der Levante, Argentinien und Schanghai, Butter aus Frankreich, Argentinien und Dänemark, Fische aus Afrika, Käse und Früchte. Die Räume für die Aufbewahrung von Eiern werden auf 1 ° C

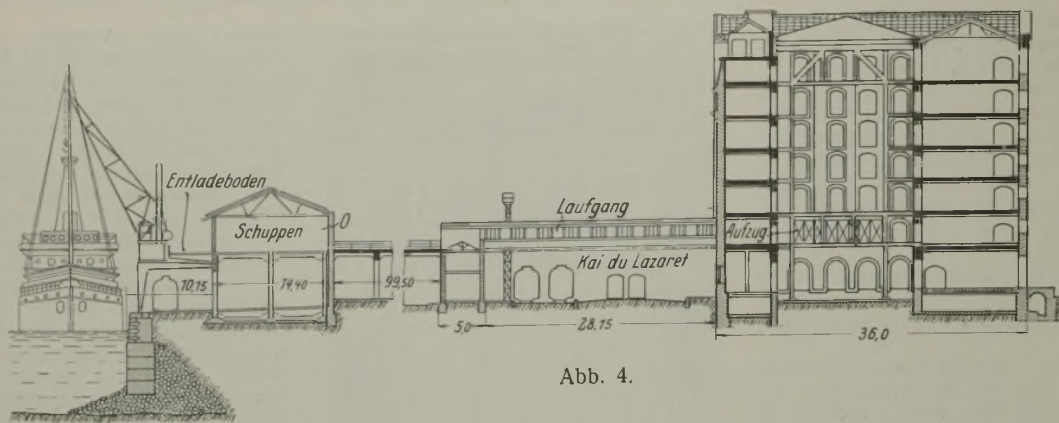


Abb. 4.

gehalten und besonders gut gelüftet. Die Behälter mit den Eiern werden so gestaut, daß ein guter Luftumlauf möglich ist, und sie werden, um ein Zusammenkleben der Eier zu verhindern, monatlich regelmäßig umgewendet. Die Behälter für Butter und Käse sind ebenso wie die Eierbehälter gestaut. Die Lagertemperatur für Butter ist -6° , die für Käse $+2^{\circ}$ und die für Früchte 0 bis $+3^{\circ}$ C.

Die Warenbewegung 1927 war:

	Zugang	Abgang
Butter und Käse	170 t	126 t
Getrocknete Früchte	158 t	154 t
Frische Früchte und Gemüse	394 t	197 t
Eier	678 t	539 t
Pökelfleisch	353 t	365 t
Fleisch und Wildbret	13 584 t	13 593 t
Verschiedenes	1 343 t	1 741 t
zusammen	16 680 t	16 715 t

Die Getreidespeicher. In dem Speichergebäude von 93×25 m sind 57 zylindrische Zellen von 6 m Durchm. und 42 von den Zwischenräumen der zylindrischen Zellen gebildete weitere Zellen untergebracht. Die Hauptzelle faßt 325 t und jede zwischenliegende Zelle 85 t. Die gesamte Speicherkapazität beträgt 22 000 t. Im Erdgeschoß sind vier Längsdurchgänge von je 6,2 m Breite vorgesehen, von denen die mittleren dem Fahrzeugverkehr, die äußeren dem Eisenbahnverkehr dienen (Abb. 5).

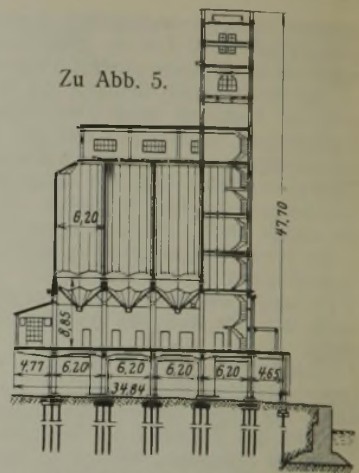
Im ersten Stock, der über Treppen erreicht wird, sind die Einrichtungen zum Verladen in Säcke, Sacklager und Geschäftsräume vorgesehen. Die Auslässe der Speicherzellen liegen 4,75 m bzw. 5,70 m über dem Fußboden, so daß der Inhalt jeder Speicherzelle den Lastwagen oder den Eisenbahnwagen zugeführt werden kann. Zum Abtransport der Säcke nach unten dienen 23 eiserne Rutschen. Über den Speicherzellen ist ein mit endlosen Förderbändern ausgerüsteter bedeckter Verteilungsboden angeordnet. Ihm wird das Getreide von einem 48 m hohen Turm zugeführt, der an der Hafenseite des Speichergebäudes in ihm selbst vorgesehen ist, so daß die Schiffe unmittelbar neben ihm liegen. Der Turm hat Getreideelevatoren mit selbsttätigen Waagen, eine Treppe und einen Aufzug, und in ihm sind die Bedienungseinrichtungen für alle Vorrichtungen angeordnet. Das ganze Gebäude ruht auf nahezu 900 Gußbetonpfählen von einer mittleren Länge von 7 m mit je einer Belastung von nahezu 50 t. Die Pfahlköpfe sind von Eisenbetonklötzen umschlossen und in ihnen durch starke Eisenbetonbalken verriegelt. Die Pfeiler des Erdgeschosses und des ersten Stockwerks sind $2,5 \times 0,5$ m stark. Sie tragen entweder unmittelbar oder unter Vermittlung von sich kreuzenden Eisenbetonbalken von $1,6 \times 0,87$ m die Speicherzellen.

Das Getreide wird den Schiffen durch Baggerwerke mit 50 bis 60 t stündlicher Leistung entnommen, von denen zwei auf jeden Schiffsraum arbeiten können. Es gelangt dann auf vier am Kai entlang laufenden endlosen Förderbändern verteilt zu den Elevatoren des 48 m hohen Speicherturms, durchläuft dann die selbsttätigen Waagen und wird durch endlose Bänder auf die Speicherzellen verteilt. Jede Fördereinrichtung des Speichers hat eine Leistung von 150 t/h, und die Laufgeschwindigkeit der endlosen Förderbänder beträgt wie die der Elevatoren 2 m/sek. Alle Einrichtungen werden elektrisch angetrieben. Die Bedienung der Entladevorrichtungen und der Kaitransporteinrichtungen geschieht von einer im ersten Stockwerk des Turmes gelegenen Hauptstelle aus. Eine weitere Bedienstelle liegt in dem Turmstockwerk, in dem die selbsttätigen Waagen angeordnet sind, und von ihr aus werden alle Transporteinrichtungen des Speichers selbst bedient. Beide Bedienstellen sind durch Fernsprecher miteinander verbunden.

Schm.

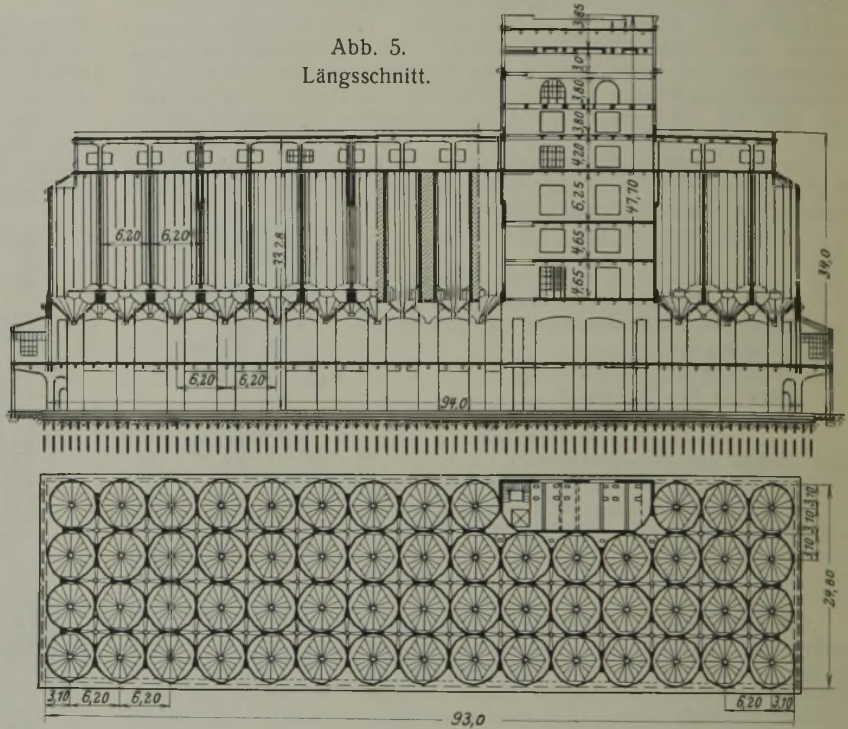
Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnoberräte Dr. jur. Adolf Offenber, Mitglied der R. B. D. Köln, als Abteilungsleiter zur R. B. D. Breslau und Landenberg, Vorstand des R. B. A. Fulda, in gleicher Eigenschaft zum R. B. A. Eilfeld 1, die Reichsbahnräte Andrea, Vorstand des R. B. A. Kolberg, in gleicher Eigenschaft zum R. B. A. Fulda, Dr.-Ing. Halank, bisher bei der Haupt-



Zu Abb. 5.

Abb. 5. Längsschnitt.



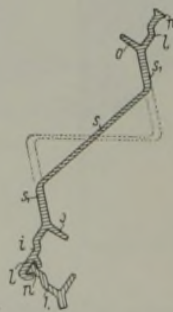
verwaltung in Berlin, als Vorstand zum R. B. A. Kolberg, und Ehrenberg, bisher bei der R. B. D. Trier, als Vorstand zum Reichsbahn-Neubauamt Kuschten.

Überwiesen: die Reichsbahnräte Dr.-Ing. Haase, vom R. B. A. Köln-Deutz 1 zur R. B. D. Köln und Elling vom R. B. A. Köln 1 zum R. B. A. Köln-Deutz 1.

Gestorben: Reichsbahnoberrat Streitz, Mitglied der R. B. D. Berlin, Reichsbahnrat Veil, Vorstand des Reichsbahn-Neubauamts Kuschten, und Reichsbahnratmann Saueremann beim R. B. A. Berlin 6.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.



Z-Spundbohle. (Kl. 84c, Nr. 466 935 vom 29. 6. 1923, von Anselm Cyran in Düsseldorf.) Während bei den bekannten Bohlen die Flanschen und Stegfortsätze sich nebeneinander an den Steg schließen, schließen sich hier an den Steg allein die Flansche und an diese die Ansätze; der Steg *s* der Z-Spundbohle besitzt verdickte Flansche *s'* mit den gespreizten Ansätzen *o* und *l*, von denen die im mittleren Teil mit einer Kröpfung *i* und an den Enden mit einem Wulst *n* und seitlicher Klaue *k* versehen sind. Durch die Ansätze *o* wird bei verbundenen Bohlen an der Verbindungsstelle die zugängliche, die Fuge umschließende Nut gebildet.

INHALT: Zur Beschränkung der Rutschungsgefahr bei Herstellung von Einschnitten durch Ablachen der Büschungen. — Schleusen ohne Wasserverbrauch. (Fortsetzung.) — Zur Berechnung der Mastfundamente. — Vermischtes: Umbau der „High Bridge“ in New York. — Owyheetal-sperre, die höchste Talsperre der Welt. — Kühlanlagen und Getreidespeicher des Hafens von Marseille. — Personalnachrichten. — Patentschau.

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