

# DIE BAUTECHNIK

18. Jahrgang

BERLIN, 13. Dezember 1940

Heft 53/54

Alle Rechte vorbehalten.

## Erfahrungen bei der Entwässerung gewölbter Talbrücken der Reichsautobahnen.

Von Oberreichsbahnrat Ernst Weiß und Dipl.-Ing. Rudolf König.

Auf den Strecken einer Obersten Bauleitung sind in den letzten Jahren fünf große gewölbte Talbrücken fertiggestellt worden, und zwei befinden sich noch im Bau. Die hierbei auf dem Gebiete der Entwässerung gesammelten Erfahrungen geben Anlaß zu dieser Veröffentlichung. Zunächst wird für jedes Bauwerk die grundsätzliche Anordnung der Entwässerung beschrieben, dann soll auf die inzwischen festgestellten Mängel eingegangen werden und schließlich soll gezeigt werden, wie diese Mängel bei den schon fertiggestellten Brücken beseitigt worden sind, und vor allem, welche Maßnahmen getroffen wurden, um sie bei den nächstfolgenden Brücken zu vermeiden. Da die Bauwerke I bis IV fast gleichzeitig ausgeführt worden sind, konnten die anfangs gesammelten Erfahrungen allerdings erst von Bauwerk V ab voll ausgewertet werden.

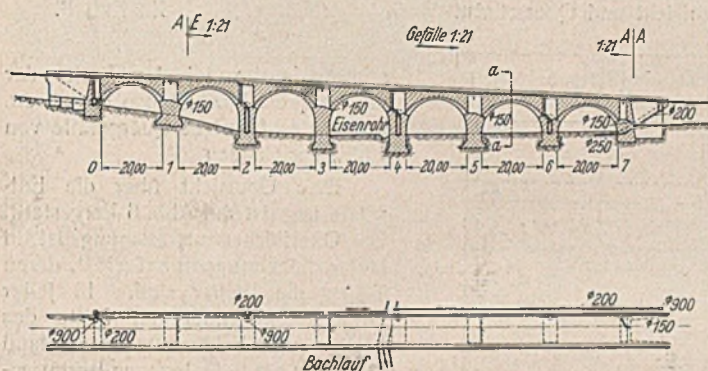


Abb. 1. Bauwerk I, Übersicht der Brückenentwässerung.

### Bauwerk I.

Die Brücke hat sieben Öffnungen von 20 m Lichtweite und liegt in einer Steigung von 1:21. Sie ist 203 m lang und 18 m hoch. Da sie in einer zunächst nur einbahnig ausgebauten Strecke liegt, ist sie zwischen den Brüstungen nur 10,40 m breit. Beim zweibahnigen Ausbau der Strecke wird eine zweite Brücke neben der ersten ausgeführt werden.

Eine Übersicht über die Entwässerung ist auf Abb. 1 dargestellt. Bei der Entwässerung der Brücken ist grundsätzlich zu unterscheiden zwischen

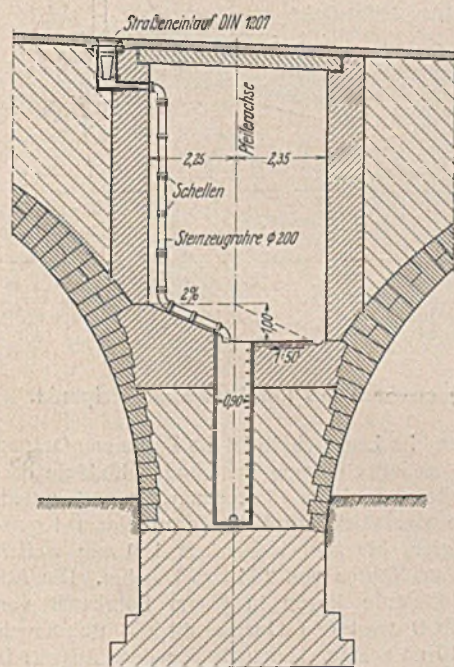
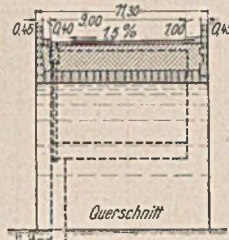


Abb. 2. Bauwerk I, Längsschnitt durch die Pfeilerkammer.



- der Oberflächenentwässerung,
- der Dichtungsentwässerung und
- der Abführung etwaigen Schwitzwassers aus den Hohlräumen über den Pfeilern und aus den Kanälen.

Die Brücke hat ein einseitiges Quergerfälle von 1,5%. Für die Oberflächenentwässerung wurden am tiefliegenden Schrammbord über den Pfeilern 2, 4 und 6, also etwa alle 50 m, Straßeneinläufe nach DIN 1207 mit Straßensenkkasten und Anschlußrohr von 150 mm, übergehend in 200 mm Durchmesser, angeordnet. Die 200 mm weite Leitung führt als Fallrohr bis zur Sohle des Hohlraumes über dem Pfeiler

und mündet hier in einen Betonschacht von 900 mm Durchm. Der Betonschacht geht innerhalb des Pfeilers bis unter Gelände und wird hier durch eine Schleuse nach dem benachbarten Bach entwässert. Die Anordnung ist im Querschnitt in Abb. 1, im Längsschnitt in Abb. 2 und im Grundriß in Abb. 3 dargestellt. In Abb. 3 ist gegenüber dem Betonschacht auch der in den Hohlraum

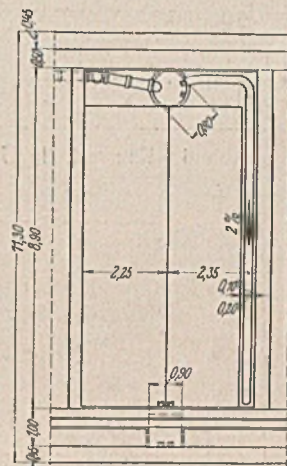


Abb. 3. Bauwerk I, Grundriß der Pfeilerkammer.

über dem Pfeiler führende Einsteigeschacht zu erkennen. Abb. 4 zeigt das Fallrohr mit seiner Einmündung in den Betonschacht.

Die Entwässerung der Dichtung ist über den Pfeilern 2, 4 und 6 mit der Oberflächenentwässerung vereinigt. Das Wasser läuft mit in den Straßeneinlauf hinein (Abb. 2).

Auf den Pfeilern 1, 3 und 5 ist eine besondere Entwässerung der Dichtung angeordnet worden (Abb. 5). Hier ist ein gußeiserner Trichter mit einem Ansatzrohr in die Decke über dem Hohlraum eingebaut worden. Die Dichtung wird in den Trichter hineingeführt und durch einen kegelförmigen Betonstein mit unten ausgesparten Rillen an den Trichter fest angepreßt. Das auf der Dichtungsschicht ankommende Wasser läuft durch die Rillen des Betonsteins in den Trichter und fällt frei in den Hohlraum über dem Pfeiler. Hier läuft es auf der stark geneigten Sohle

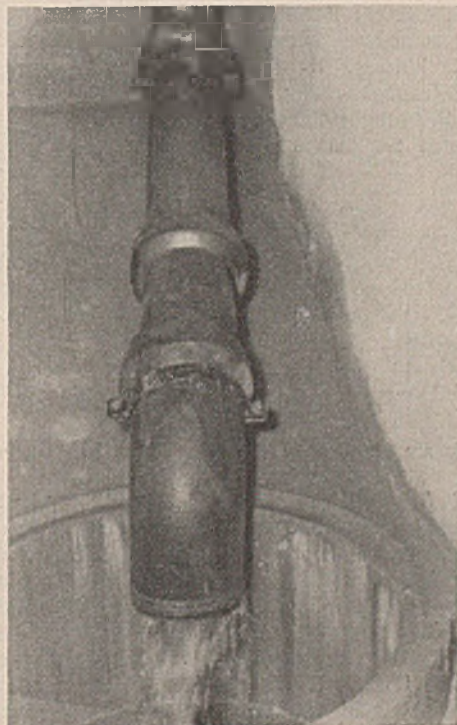


Abb. 4. Bauwerk I, Einmündung des Fallrohres in den Betonschacht.

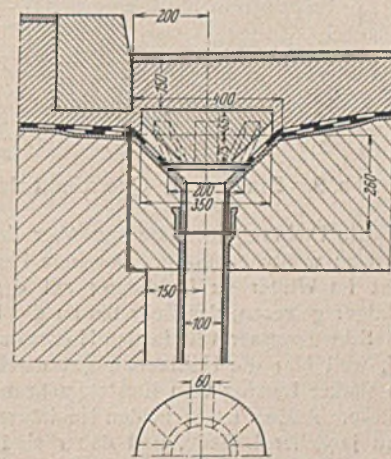


Abb. 5. Bauwerk I, Entwässerung der Dichtung über den Pfeilern 1, 3 und 5.



in eine Rinne (Abb. 2 u. 3), von der ein Steinzeugrohr durch das Gewölbe hindurch ins Freie führt (Abb. 1).

Das Schwitzwasser in den Hohlräumen über den Pfeilern sammelt sich auf der Sohle des Hohlraumes in der Rinne und fließt bei den Pfeilern 2, 4 und 6 in den Betonschacht (Abb. 3), bei den Pfeilern 1, 3 und 5 in dem erwähnten Steinzeugrohr durch das Gewölbe.

Die hier beschriebene Entwässerung hat sich drei Winter hindurch, auch im strengen Winter 1939/40, bewährt. Trotzdem ist sie nicht vollkommen. Bei der Oberflächenentwässerung sorgt zwar das starke Gefälle der Brücke für den raschen Abfluß des Wassers, aber die Senkkästen

aber größere Öffnungen durch das Aussparen einzelner Steine angelegt wurden, konnten staubtrockene Räume erzielt werden.

Bei der Brücke für die zweite Fahrbahn, die noch aussteht, werden diese Erfahrungen berücksichtigt werden.

**Bauwerk II.**

Die Brücke hat sechs Öffnungen von 37 m lichter Weite und liegt in einem Gefälle von 1:333. Sie ist 373 m lang und 25 m hoch. Der Querschnitt besteht aus den beiden Fahrbahnen, zwei Seitenschrammborden und einem Mittel-

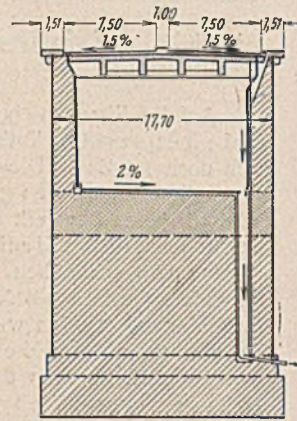
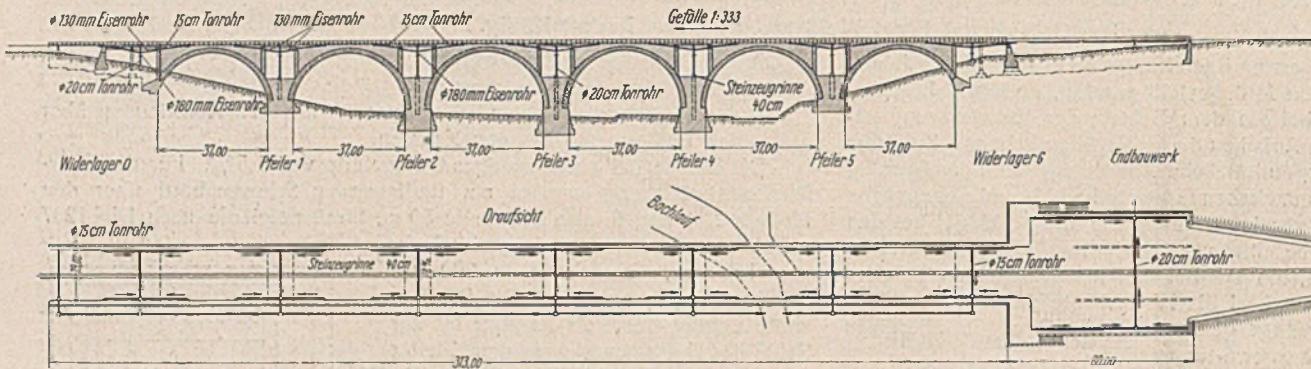


Abb. 6. Bauwerk II, Übersicht der Brückenentwässerung. Längsschnitt, Draufsicht und Querschnitt.

Zu Abb. 6.

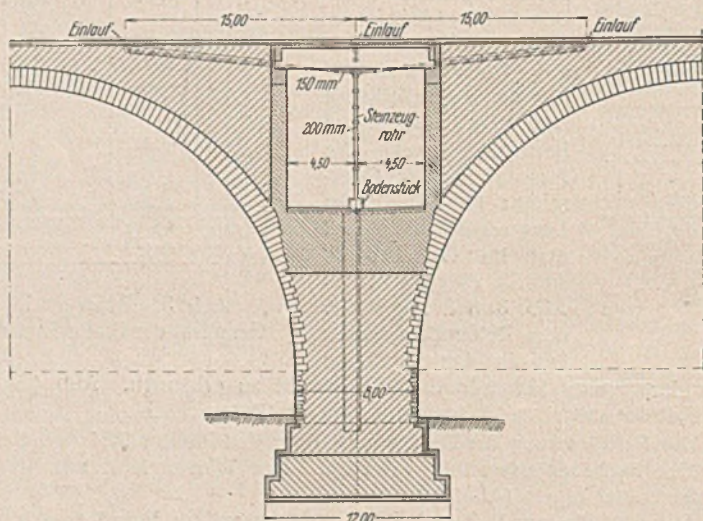


Abb. 7. Bauwerk II, Längsschnitt durch den Pfeiler.

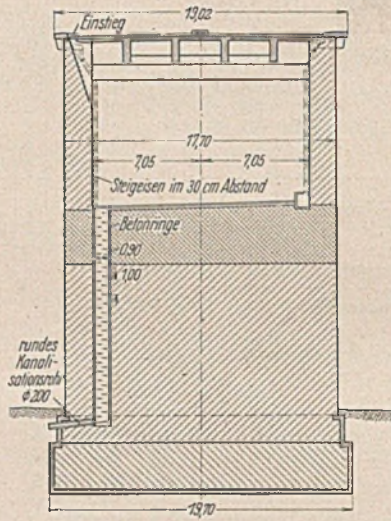


Abb. 8. Bauwerk II, Querschnitt durch den Pfeiler.

schrammbord von je 1 m Breite, der Gesamtquerschnitt ist also 18 m breit. Er hat dachförmiges Quergefälle von 1,5% nach außen.

Eine Übersicht über die Entwässerung ist auf Abb. 6 dargestellt. Die Oberflächenentwässerung ist in lauter Einzelgruppen aufgelöst, deren Träger die Pfeiler sind. In jeder Gruppe sind über der Mitte des Pfeilers und beiderseits im Abstand von 15 m am tiefgelegenen Schrammbord der Fahrbahnen Straßeneinläufe DIN 593 angeordnet worden. Da der Zwischenraum zwischen den Einläufen der benachbarten Gruppen ebenfalls 15 m beträgt, haben die Einläufe im Zuge der ganzen Brücke den gleichmäßigen Abstand von 15 m.

Die Einzelausbildung zeigt Abb. 7 im Längsschnitt und Abb. 8 im

haben trotzdem einen viel zu großen Abstand. Bei starkem Regen ist der Wasserandrang so groß, daß sie ihn nicht voll aufnehmen können. Das Wasser schießt dann zum Teil über die Einläufe hinweg. Es wäre richtiger gewesen, über jedem Pfeiler eine Oberflächenentwässerung anzuordnen, dann wäre auch die Entwässerung der Dichtung einheitlich ausgefallen, und es hätten vor allem die unschönen Stützen in der Gewölbeleibung entfallen können.

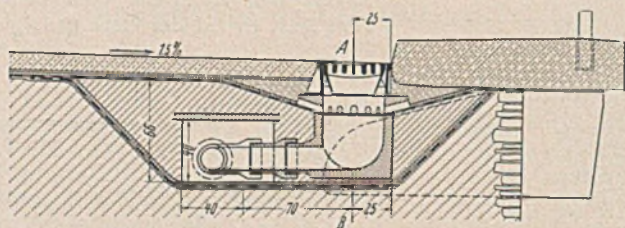


Abb. 9. Bauwerk II, Querschnitt des Rohrkanals am Hochpunkt.

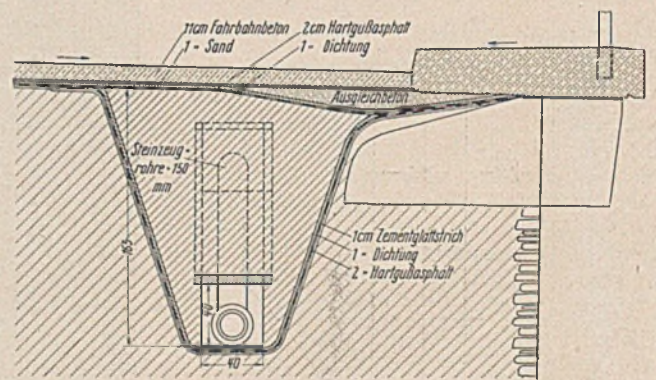


Abb. 10. Bauwerk II, Querschnitt des Rohrkanals am Tiefpunkt.

Die Dichtungsentwässerung über den Pfeilern 1, 3 und 5 läßt auch sonst zu wünschen übrig. Der freie Fall des Wassers in den Hohlraum führt im Winter zu Eisbildung auf der Sohle des Raumes. Es wäre richtiger gewesen, das Rohr bis an die Rinne heranzuführen.

Schwitzwasser tritt in den Hohlräumen über Pfeiler 2, 4 und 6 wenig auf, weil hier die Hohlräume gut durchlüftet sind. Es besteht nämlich ein starker Luftzug vom Einsteigeschacht nach dem Schrot außerhalb der Brücke. Anders ist es in den Hohlräumen über Pfeiler 1, 3 und 5. Hier fehlt jeglicher Luftzug, und daher sind diese Räume stets feucht. Bei der nächstfolgenden Brücke wurden zur Durchlüftung der Hohlräume in den seitlichen Stirnwänden Öffnungen frei gelassen. Die anfangs zu kleinen Öffnungen, offen gelassene Mauerfugen, genügten jedoch nicht. Als dann

Querschnitt durch einen Pfeiler. Im Längsschnitt ist die Zusammenfassung der Abflußleitungen der drei zu einer Gruppe gehörenden Einläufe dargestellt. Der Abfluß des mittleren Einlaufs führt senkrecht nach unten. In ihn münden die Abflüsse der seitlichen Einläufe in einem Kreuzstück ein. Die Abflüsse bestehen bis zum Kreuz aus 150 mm weiten Steinzeugrohren, das Fallrohr aus Rohren von 200 mm Durchm. Die Abflußleitungen der seitlichen Einläufe liegen in einem Rohrkanal von 40 x 40 cm Querschnitt. Abb. 9 zeigt den Querschnitt des Rohrkanals an seinem Hochpunkt, Abb. 10 an seinem Tiefpunkt vor dem Austritt in den Hohlraum über dem Pfeiler. Der Rohrkanal ist abgedichtet, damit bei einem etwaigen Rohrbruch kein Wasser in den Überbeton der Gewölbe eindringen kann.



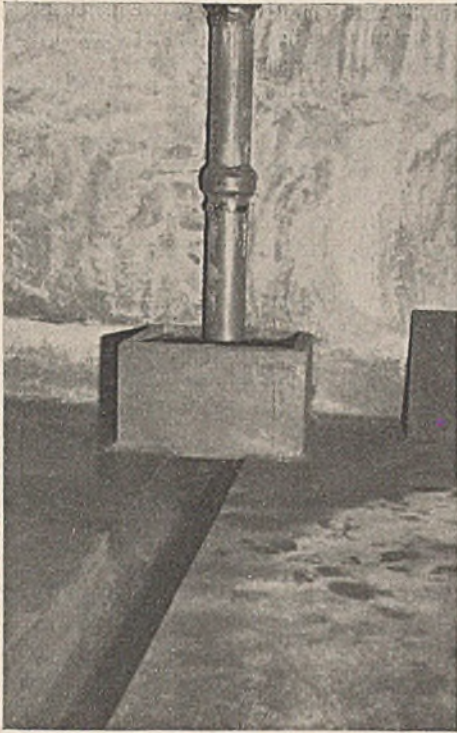


Abb. 11. Bauwerk II, Einmündung des Steinzeugfallrohrs in ein Bodenstück.

Das Fallrohr der Entwässerung der einen Fahrbahn mündet auf der Sohle des Pfeilerhohlraums unmittelbar in einen Betonschacht von 900 mm Durchmesser, der im Pfeiler bis unter Gelände geführt ist. Er wird durch eine Schleuse nach außen entwässert (Abb. 6 u. 8). Das Fallrohr der gegenüberliegenden Fahrbahnen entwässerung mündet auf der Sohle des Pfeilerhohlraums in einem Bodenstück, das ein Umherspritzen des abstürzenden Wassers verhindern soll. Aus dem Bodenstück wird das Wasser in einer Rinne aus halben Steinzeugrohren quer über die Sohle des Hohlraumes in den Betonschacht geführt (Abb. 8 u. 11).

Die Dichtungsentwässerung ist mit der Oberflächenentwässerung vereinigt. Das Wasser läuft auf der Dichtung mit in die Einläufe ein (Abb. 9).

Punkt A der Abb. 12 besteht die Verbindung zwischen dem 150 mm weiten Abflußrohr des Einlaufes und der Rohrleitung im Hohlraum über dem Pfeiler aus einem Steinzeugrohr von 200 mm Weite, dessen gerades Ende mit allseitigem Spielraum von 5 mm über das 150 mm weite Rohr gestülpt ist und dessen gebogenes Ende frei in der trichterförmig erweiterten Abflußleitung hängt. Bei Punkt B wurden für das Kreuzstück und die nach oben und nach der Seite anschließenden Leitungen eiserne Rohre verwendet.

Die seitlichen Ansatzstutzen des Kreuzstückes haben einen inneren Durchmesser von 150 mm, die einzuführenden Krümmer einen äußeren Durchmesser von 140 mm, so daß überall ein Spiel von 5 mm vorhanden ist. Der untere Stutzen des Kreuzstückes führt mit

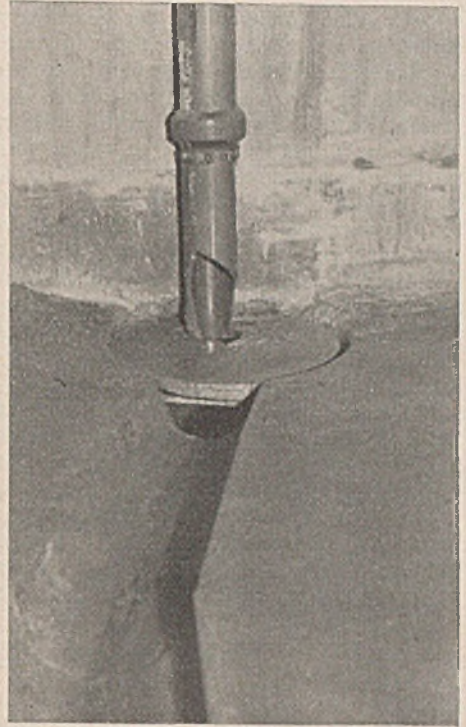


Abb. 13. Bauwerk II, Einmündung des Steinzeugfallrohrs in den Betonschacht (über dem Schacht Betondeckel, das Fallrohr ist durch Eis zerstört).

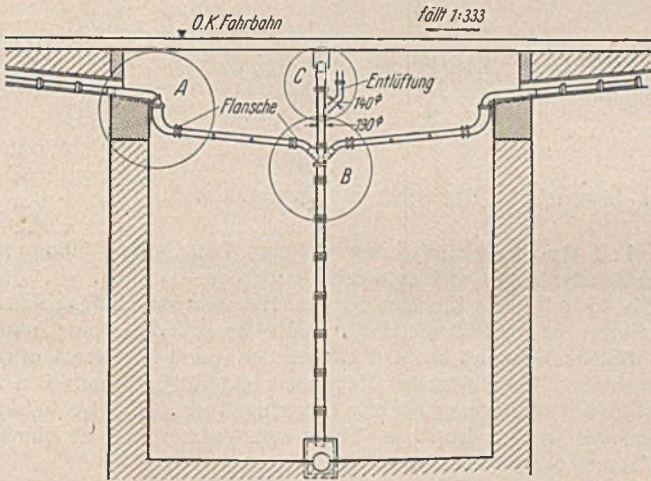
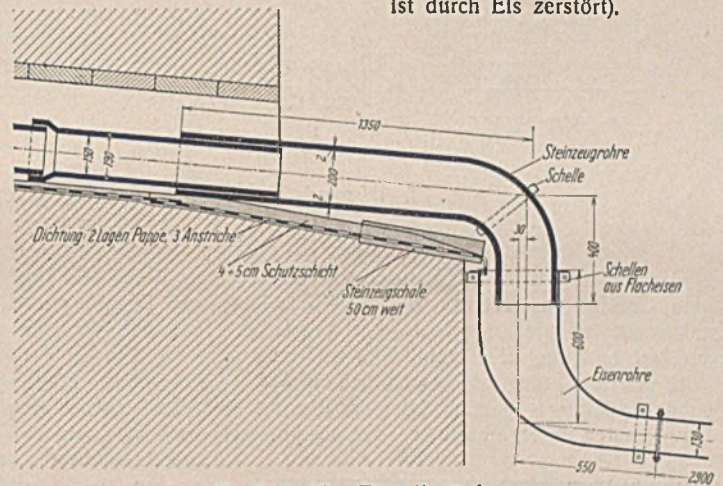


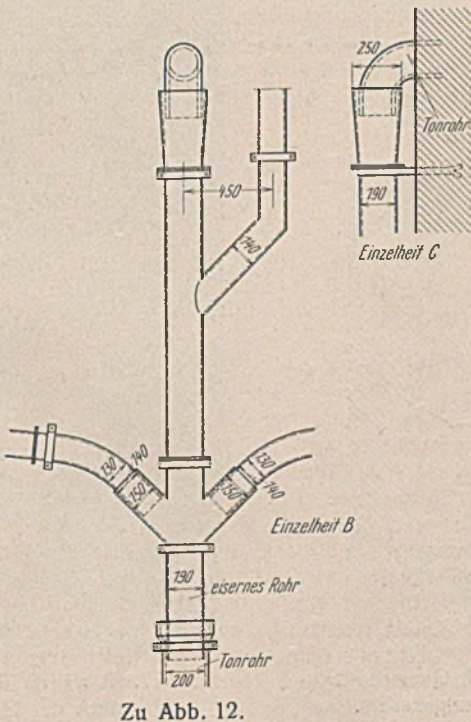
Abb. 12. Bauwerk II, Ausbildung der Rohrleitung nach der Änderung.



Zu Abb. 12. Einzelheit A.

Das Schweißwasser des Pfeilerhohlraums läuft auf der geneigten Sohle des Hohlraumes in die eben erwähnte Rinne und in dieser in den Betonschacht.

In der hier beschriebenen Form wurde die Entwässerung beim Bau der Brücke ausgeführt. Der erste Mangel stellte sich nach kurzer Zeit heraus. Durch das Arbeiten der Gewölbe brachen die auf Abb. 7 dargestellten, starr ausgebildeten Abflußrohre der Einläufe an ihrem Eintritt in den Pfeilerhohlraum und am Kreuzstück des Fallrohrs. Die Leitungen wurden daher, wie in Abb. 12 dargestellt, abgeändert. Grundsatz war hierbei, alle Anschlüsse nachgiebig auszubilden. Bei



Zu Abb. 12.

einem äußeren Durchmesser von 190 mm in das Steinzeugfallrohr von 200 mm lichter Weite. Bei Punkt C hängt das Abflußrohr des Einlaufes über der Mitte des Pfeilers frei in einer trichterförmigen Erweiterung des Fallrohrs.

Nach dieser Abänderung sind an den Leitungen keine Schäden mehr aufgetreten. In den ersten beiden Jahren, insbesondere auch in den Wintern, hat die Entwässerung einwandfrei gearbeitet. Trotzdem weist sie einige Mängel auf. Bei dem geringen Längsgefälle der Brücke von 1 : 333 ist der Abstand der Einläufe von 15 m immer noch zu groß. Der halbe Abstand wäre richtiger gewesen. Ein weiterer Mangel ist die Unzugänglichkeit der Abflußleitungen in den Rohrkanälen von 40 x 40 cm Querschnitt. Es sind zwar noch keine Rohrbrüche oder Undichtigkeiten aufgetreten, aber wenn sie einmal auftreten sollten, wird ihre Beseitigung nur durch den Aufbruch der Fahrbahndecke möglich sein.

Die richtige Lösung wäre gewesen, die Einläufe etwa alle 5 bis 6 m zu setzen und die Abflußleitung tiefer anzuordnen, damit der Rohrkanal begebar oder bekriechbar ausgebildet werden konnte.

Im strengen Winter 1939/40 traten Schäden auf, die zunächst unruhigend wirkten, bei näherer Untersuchung aber auf kleinere Ursachen zurückgeführt werden konnten. Die äußere Erscheinung der Schäden waren im zeitigen Frühjahr nasse Stellen an den Gewölbeleibungen in der Kämpfergegend, ihre Ursache war ein Wasserstand von etwa 60 cm Höhe in den Hohlräumen über den Pfeilern. Nach dem Auspumpen des Wassers wurde festgestellt, daß die Abflußrinne auf der Sohle des Hohlraumes vollständig mit Eis ausgefüllt war, und daß sowohl der Ausfluß aus dem Bodenstück (Abb. 11) als auch der durch einen Betondeckel eingegengte Abfluß in den Betonschacht (Abb. 13) durch Eisbildung verstopft waren. Das untere Ende des Fallrohrs auf Abb. 13 war durch das im Winter zu Eis erstarrte Wasser zerdrückt worden.

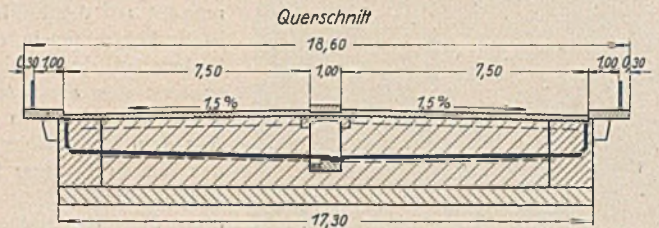


Um eine Wiederholung der Vereisung zu verhüten, soll der Deckel über dem Betonschacht beseitigt und durch ein Schutzgeländer ersetzt werden. Beim gegenüberliegenden Fallrohr (Abb. 11) soll der Abfluß aus dem Bodenstück wesentlich vergrößert werden. Richtiger wäre es gewesen, statt dieses Wasser durch die Rinne quer durch den Raum in den Betonschacht zu leiten, von vornherein auch hier einen Betonschacht anzuordnen und nach außen zu entwässern, so daß die Rinne nur noch zur Aufnahme und Ableitung des Schwitzwassers zu dienen brauchte. Da das aber nicht mehr nachzuholen ist, soll zunächst die Wirkung der beabsichtigten Abflußweiterungen beobachtet werden. Gleichzeitig soll der Hohlraum über dem Pfeiler durch Ausstemmen von Öffnungen in den Stirnwänden gut durchlüftet werden, damit kein Schwitzwasser mehr auftritt. Sollte das alles nicht zum Erfolg führen, dann müßte das Wasser aus dem Bodenstück (Abb. 11) durch eine frostsicher verlegte Schleuse nach dem Betonschacht geleitet werden, so daß die Rinne nur noch der Abführung etwaigen Schwitzwassers zu dienen hätte. Man könnte auch auf die Schleuse verzichten und statt dessen die Sohle und den unteren Teil der Seitenwände des Hohlraumes abdichten, dann würde zwar ein gewisser Wasserstand im Hohlraum keine schädlichen Folgen für das Bauwerk haben können, es wäre aber doch nur eine halbe Lösung.

Ein weiterer Mangel der Entwässerung besteht in dem zu geringen Sohlengefälle im Hohlraum über dem Pfeiler. Es wäre hier ohne weiteres möglich gewesen, an Stelle von 2‰ Gefälle 10‰ anzuwenden.

gefäßt. Die 125 mm weiten Abflußleitungen führen in Querkanälen nach der Hauptabflußleitung, die im Hauptentwässerungskanal unter dem Mittelschrammbord der Brücke liegt (Abb. 14, Querschnitt).

Wegen des geringen Gefälles der Brücke und des damit verbundenen trägen Abflusses des Wassers war es nicht geraten, das ganze Wasser nach dem einen Ende der Brücke abzuführen. Die Entwässerung wurde daher in zwei Gruppen aufgelöst. Von Bogen 2 bis Widerlager 0 wird nach bahnrückwärts entwässert. Das 200 mm weite Hauptentwässerungsrrohr läuft bis Bogen I im steten Gefälle von 1 : 250, dann 1 : 2 bis zum Entwässerungsstollen. Von Bogen 2 bis Widerlager 5 wird bahnvorwärts entwässert. Hier läuft das Wasser im Hauptkanal in Rohren von 200 bis 350 mm Durchm. bis über Bogen 5 in einem Gefälle von 1 : 250, dann



Zu Abb. 14.

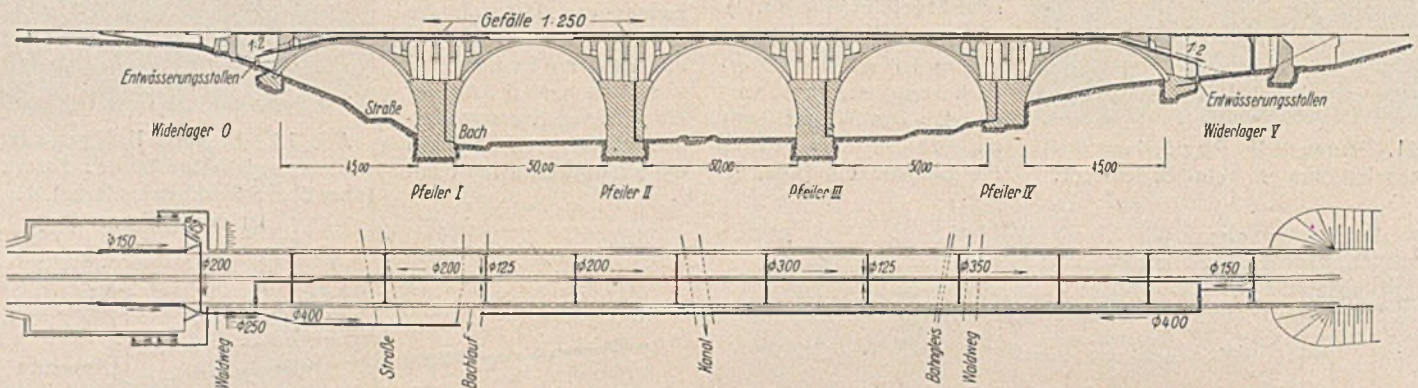


Abb. 14. Bauwerk III, Übersicht der Brückenentwässerung. Längsschnitt, Draufsicht und Querschnitt.

**Bauwerk III.**

Die Brücke hat fünf Öffnungen von 50 m lichter Weite und liegt in einem Gefälle von 1 : 250. Sie ist 427 m lang und 35 m hoch. Der Querschnitt ist wie bei Bauwerk II ausgebildet, hat also ebenfalls ein dachförmiges Quergefälle von 1,5‰ nach außen.

Die Entwässerung ist übersichtlich auf Abb. 14 dargestellt. Als grundlegende Änderung gegenüber Bauwerk II wurden alle Leitungen in begehbaren Kanälen untergebracht, so daß sie jederzeit zugänglich sind. Das Oberflächenwasser wird an den tiefliegenden äußeren Schrammborden alle 30 m in Straßeneinläufen der Bauart Jucho, Muster E, mit Übergangrohr von 100/125 mm Durchm.

wieder 1 : 2 bis zum Entwässerungsstollen. Die Stollen führen rechts aus der Brücke heraus und entwässern nach dem Bachlauf.

Abb. 15 zeigt den Querschnitt des Hauptentwässerungskanals. Er ist 1 m breit und im Durchschnitt 1,60 m hoch. Die Sohle und der untere Teil der Seitenwände sind abgedichtet, damit bei einem etwaigen Rohrbruch kein Wasser in das Mauerwerk eindringen kann. Die Rohrleitung ist auf besonderen Sockeln frei aufgelagert. Zur Reinigung der Leitung sind etwa alle 10 m Überwachungsrohre mit abnehmbarem Deckel eingelegt. Neben der Rohrleitung ist der Kabelkanal untergebracht.

Abb. 16 zeigt die Einmündungsstelle eines Seitenkanals mit der Abflußleitung eines Einlaufes. In Abb. 17



Abb. 16. Bauwerk III, Einmündung eines Seitenkanals in den Hauptkanal.

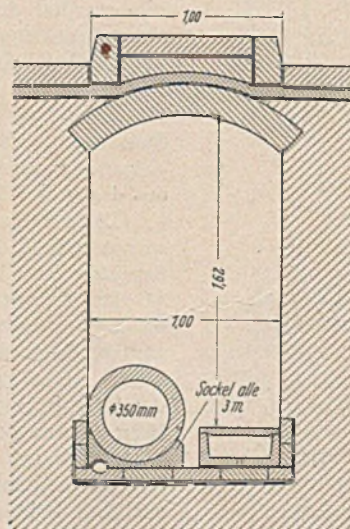


Abb. 15. Bauwerk III, Querschnitt des Längsentwässerungskanals.



Abb. 17. Bauwerk III, das stark abfallende Endstück der Hauptabflußleitung.



ist das stark abfallende Endstück der Hauptabflußleitung am Widerlager V dargestellt.

Die Entwässerung der Dichtungsschicht ist wie bei Bauwerk II mit der Oberflächenentwässerung vereinigt. Das Wasser läuft auf der Dichtung den Einläufen zu (Abb. 18).

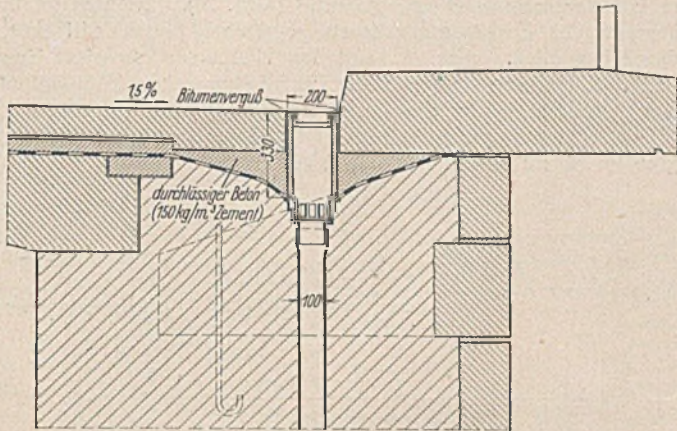
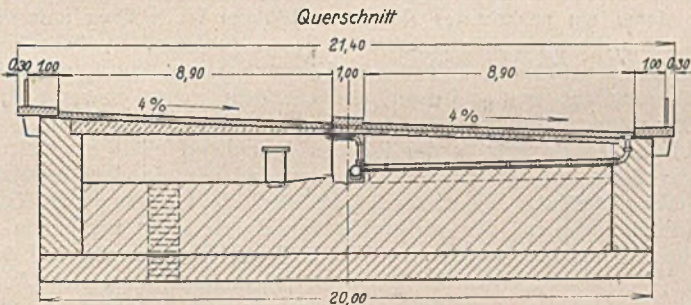


Abb. 18. Bauwerk III, Anschluß der Entwässerung der Dichtungsschicht an die Oberflächenentwässerung.

Das Schwitzwasser in den Hohlräumen über den Pfeilern wird auf der stark geneigten Sohle gefaßt und durch ein 100 mm weites Fallrohr, das im Pfeiler bis unter Gelände geführt ist, ins Freie geleitet (Abb. 14). Es sei noch besonders darauf hingewiesen, daß kein Wasser aus dem Hauptentwässerungskanal in die Hohlräume über den Pfeilern eindringen kann. Eine Verbindung, der Zugang zu den Hohlräumen, ist zwar vorhanden, geht aber nicht in Sohlenhöhe, sondern seitlich über eine Schwelle aus dem Entwässerungskanal hinaus, so daß bei einem Rohrbruch kein Wasser in die Hohlräume laufen kann. Abb. 34d zeigt die gleiche Anordnung bei Bauwerk V. In den Hohlräumen kann sich also nur Schwitzwasser ansammeln.



Zu Abb. 19.

In den ersten beiden Jahren, insbesondere auch in den Wintern, hat sich die Entwässerung vollauf bewährt. Erst im strengen Winter 1939/40 traten Mängel zutage, aber nur bei der Entwässerung der Hohlräume über den Pfeilern. Das obere Ende des Fallrohres auf der Sohle des Hohlraumes war eingefroren, und im Hohlraum stand das Wasser 12 cm hoch. Da die Entlüftung der gewaltigen Hohlräume viel zu dürftig war,

konnte sich viel Schwitzwasser bilden. Die hohen Wände waren von oben bis unten mit einer Eisschicht bedeckt. Um eine Wiederholung der Schäden zu verhüten, sollen die Hohlräume durch Ausstemmen genügend groß und genügend zahlreicher Öffnungen in den Stirnwänden einwandfrei entlüftet werden. Außerdem soll der Einlauf des Fallrohres trichterförmig erweitert werden.

Auch im Entwässerungskanal hat sich oft Schwitzwasser gebildet, da bei der Anlage versäumt worden ist, für seine genügende Entlüftung zu sorgen. Am einfachsten ließe sich der Kanal nach oben durch den Mittelschrammbord der Brücke entlüften. Man könnte hierzu entweder die zahlreichen Einsteigöffnungen statt durch eine Betonplatte durch einen Rost abdecken oder in gewissen Abständen Entlüftungshauben auf den Mittelschrammbord aufsetzen. Beides hätte aber seine Nachteile. Die Roste würden das Regenwasser in den Kanal gelangen lassen, die Hauben würden das Brückenbild empfindlich stören. Deshalb ist eine andere Lösung ins Auge gefaßt, und zwar der nachträgliche Einbau von Entlüftungsöffnungen in den Stirnwänden der Querknäle, wie es später von vornherein bei Bauwerk IV ausgeführt wurde.

Wenn oben gesagt wurde, daß sich die Entwässerung bewährt hat, so weist sie trotzdem noch einige Mängel und Schönheitsfehler auf. Der Schönheitsfehler besteht vor allem in den geringen Breiten- und Höhenabmessungen des Hauptentwässerungskanals. Die Durchsicht der Leitungen und das Begehen des Kanals kann nur in gebückter Haltung vorgenommen werden, was auf die Dauer sehr ermüdet. Der wesentlichste Mangel der Entwässerungsanlage ist auch hier der viel zu große Abstand der Einläufe. Bei dem geringen Längsgefälle der Brücke von 1:250 hätte der Abstand statt 30 m etwa 6 m sein müssen. Ein großer Teil des Wassers läuft zwar wegen der ausgezeichneten Planebenheit der Fahrbahndecke gut ab, aber doch leider nicht alles. Ein Teil bleibt auf dem weniger ebenen Schwarzstreifen entlang den Schrammborden stehen und ist auf das Verdunsten angewiesen.

Bei der Art, wie hier die Entwässerung durchgeführt worden ist, d. h. also mit Haupt- und Querknälen, hätte das Engersetzen der Entwässerungseinläufe große Schwierigkeiten bereitet, da es mit einer sehr starken Vermehrung der Querknäle verbunden gewesen wäre. Man kann diesem Übelstand, wie es später bei Bauwerk V, VI und VII gezeigt werden wird, auf zwei Wegen abhelfen. Bei den Bauwerken V und VI wurde das Quergefälle der beiden Fahrbahnen statt wie bisher nach außen, nunmehr nach innen angeordnet. Dadurch kommen die Einläufe unmittelbar zu beiden Seiten des Mittelschrammbords, unter dem der Entwässerungskanal verläuft, zu liegen, so daß die Querknäle gespart werden, die beliebige Vermehrung der Einläufe also keine Schwierigkeiten bereitet. Bei Bauwerk VII, wo aus Gründen der Linienführung der Straße das Quergefälle der Fahrbahnen nach außen beibehalten werden mußte, wurden an Stelle des mittleren Hauptkanals und der Querknäle zwei Hauptkanäle an den äußeren Seiten der Brücke angeordnet. Dadurch ließen sich die Einläufe ohne umständliche Baumaßnahmen in beliebig kurzen Abständen anbringen.

Ein weiterer Nachteil der Entwässerung ist das geringe Gefälle der Hauptentwässerungsleitung, das sich dem Längsgefälle der Brücke von 1:250 anpaßt. Die Entwässerung ist zwar, wie eingangs schon ausgeführt, aus diesem Grunde in zwei Gruppen aufgelöst worden, aber es wäre besser gewesen, noch weiter zu gehen und dem längeren Strang zwischen Bogen 2 und Widerlager V über den Pfeilern Tiefpunkte zu geben und diese durch die Pfeiler zu entwässern. Dann hätte die Abflußleitung ein stärkeres Längsgefälle erhalten, was wegen der Versandungs- und Verschlammungsgefahr von großer Bedeutung ist.

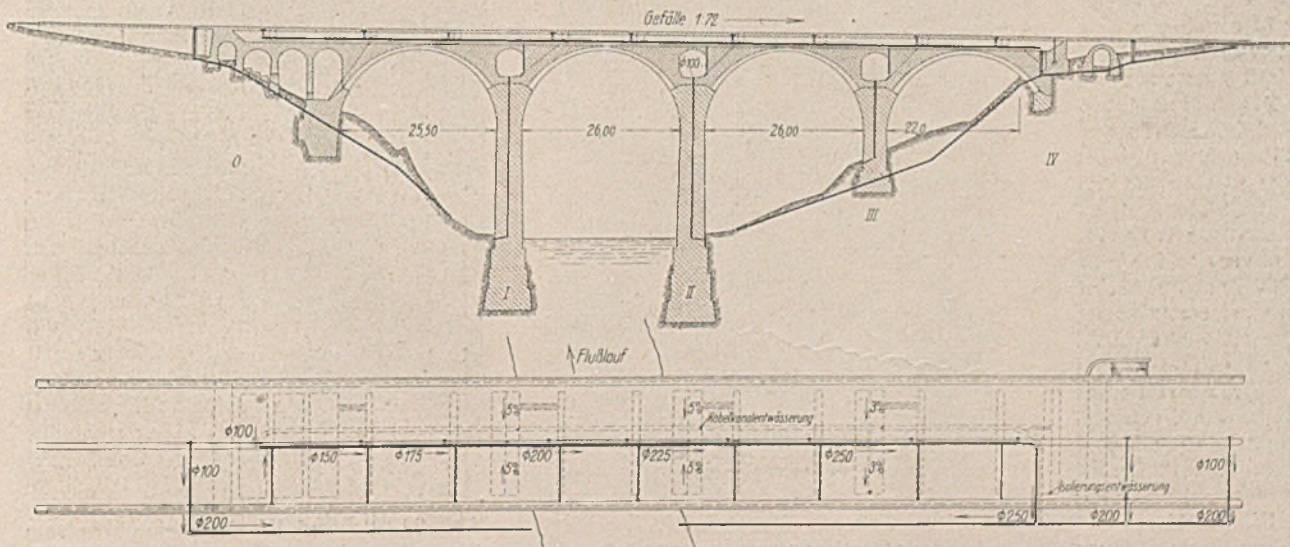


Abb. 19. Bauwerk IV, Übersicht der Brückenentwässerung. Längsschnitt, Draufsicht und Querschnitt.

#### Bauwerk IV.

Die Brücke hat vier Öffnungen von 26 m lichter Weite und liegt in einem Gefälle von 1:72. Sie ist 200 m lang und 27 m hoch. Der Querschnitt ist gegenüber Bauwerk II und III um die Schutzstreifen neben den Fahrbahnen verbreitert, so daß der Abstand zwischen den Geländern 20,80 m beträgt. Da vor und hinter der Brücke gleichgerichtete Bogen liegen, hat die Brücke über ihre ganze Breite ein einseitiges Quergefälle von



4‰ erhalten. Die so geneigte Fläche wird durch den Mittelschrammbord unterbrochen.

Die Anordnung der Entwässerung ist auf Abb. 19 dargestellt. Die Hauptentwässerungsleitung, die von 150 mm allmählich auf 250 mm Weite übergeht, liegt im Hauptentwässerungskanal unter dem Mittelschrammbord der Brücke und verläuft von Widerlager 0 über die ganze Brücke bis Widerlager 4, wo sie im rechten Winkel nach rechts abbiegt und auf einer Schräge aus der Brücke herausgeführt wird. Sie mündet unter Gelände in einem Schrot, von dem das Wasser in den benachbarten Fluß geleitet wird.

wurde auf Grund der bei Bauwerk III gesammelten Erfahrungen durch Aussparungen in den Stirnmauern der Querkanäle entlüftet, so daß sich kaum noch Schwitzwasser in ihm bildet. Aus Abb. 20 ist die Führung der Leitungen von den Einläufen zur Abflußleitung ersichtlich.

Bei dieser Brücke sind die Kabel in einem besonderen Kanal seitlich vom Entwässerungskanal untergebracht (Abb. 20). Dadurch ist die Begehbarkeit des Entwässerungskanals gegenüber Bauwerk III wesentlich verbessert worden. Abb. 21 zeigt den Hauptkanal an einer Einsteigöffnung. Links vorn sieht man die Einmündung einer Zuflußleitung aus einem Querkanal, hinter der Leiter die Einmündung aus einem Einlauf am Mittelschrammbord. Abb. 22 zeigt das Ende der Hauptentwässerungsleitung im Schrot außerhalb der Brücke.

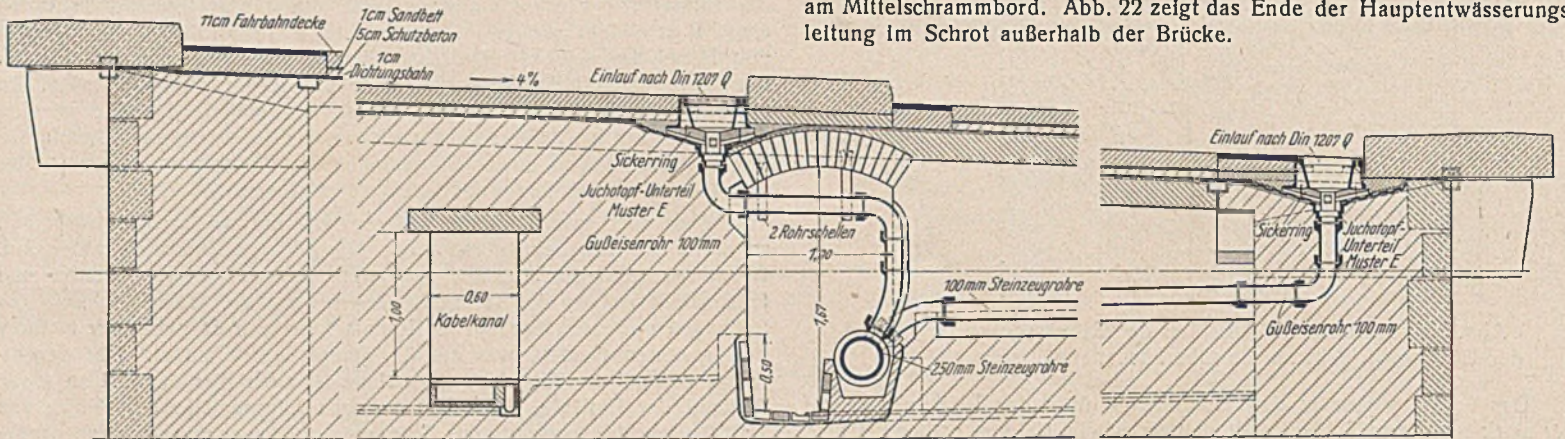


Abb. 20. Bauwerk IV, Querschnitt durch die Fahrbahn der Brücke mit Hauptkanal.

Das Oberflächenwasser wird an den Tiefpunkten der beiden Fahrbahnen in Einläufen gefaßt, die einen Abstand von 13 bis 15 m haben. An der hochgelegenen Fahrbahn liegen die Einläufe am Mittelschrammbord, an der tiefergelegenen Fahrbahn am äußeren Schrammbord. Die Abflußleitung der ersteren führt unmittelbar in den Entwässerungskanal, die der letzteren wird in einem besonderen Querkanal dorthin geleitet. Aus statischen Gründen mußte dieser Querkanal auch auf der anderen Brückenseite angelegt werden, obwohl er für Entwässerungszwecke nicht benötigt wird. Er dient aber, wie weiter unten gezeigt wird, der Entlüftung des Mittelkanals.

Die Ausbildung der Einläufe und des Entwässerungskanals ist aus Abb. 20 zu ersehen. Der Einlauf besteht in seinem oberen Teil aus einem Rost nach DIN 1207 Q, im Unterteil aus einem Jucho-Topf, Muster E. Der Rohrkanal ist 1 m breit und 1,67 m hoch. Sein unterer Teil ist bis zu 50 cm Höhe abgedichtet, so daß durch etwaigen Rohrbruch austretendes Wasser nicht in das Mauerwerk eintreten kann. Die Abflußleitung liegt in einem besonderen Trog auf einem Sandbett. Der Entwässerungskanal

Die Entwässerung der Dichtung ist mit der Oberflächenentwässerung vereinigt (Abb. 20).

Der Kabelkanal wird über den Pfeilern durch ein 100 mm weites Steinzeugrohr in den Hohlraum über den Pfeilern entwässert (Abb. 19 u. 23). Auf dem Lichtbild sieht man an der rechten Wand das Rohr herunterkommen, es mündet frei im Raume. Das Wasser läuft auf den stark geneigten Flächen in die Rinne auf der Sohle des Hohlräumes und wird hier durch ein senkrecht Roh von 100 mm Weite nach unten und weiter ins Freie abgeführt. Es wäre besser gewesen, das Fallrohr aus dem Kabelkanal bis unmittelbar in die Rinne zu führen, da bei der jetzigen Ausführung das wenige Wasser, das aus dem Rohre heraustropft, im Winter sofort zu Eis erstarrt.

Das Schwitzwasser in den Räumen über den Pfeilern sammelt sich in der Rinne auf der Sohle des Raumes und wird in dem erwähnten Fallrohr abgeführt. Bei dieser Brücke sind die Hohlräume auf Grund der Erfahrungen bei den vorhergehenden Brücken von vornherein ausreichend durchlüftet worden. Auf Abb. 23 sind deutlich vier Luftlöcher in der Stirnwand zu erkennen, die gleiche Anzahl befindet sich in der gegenüberliegenden Stirnwand. Diese Art der Entlüftung ist ein voller Erfolg gewesen, die Räume sind auch im strengen Winter 1939/40 staubtrocken geblieben.



Abb. 21. Bauwerk IV, der Hauptentwässerungskanal an einer Einsteigöffnung. Einmündung zweier Zuflußleitungen.



Abb. 22. Bauwerk IV, das Ende der Hauptentwässerungsleitung im Schrot außerhalb der Brücke.

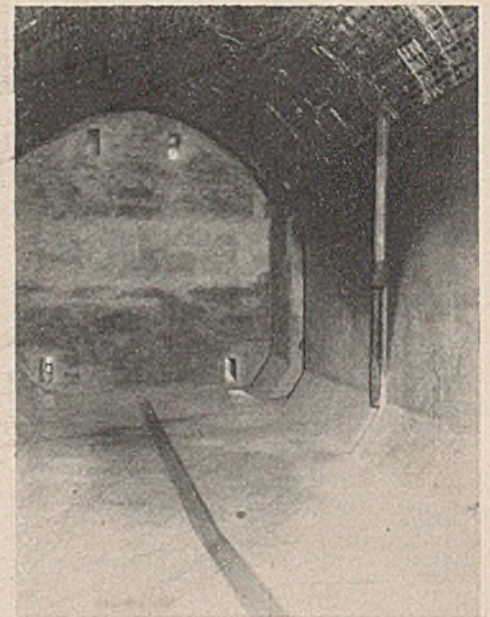


Abb. 23. Bauwerk IV, Hohlraum über einem Pfeiler mit Entlüftungsöffnungen und Fallrohr aus dem Kabelkanal.



Die Entwässerung der Brücke hat bisher zu keinerlei Klagen Anlaß gegeben. Bei dem starken Gefälle der Brücke hat auch der immer noch etwas groß erscheinende Abstand der Einläufe von 14 m genügt.

**Bauwerk V.**

Die Brücke hat zwischen den Widerlagern und zwei starken Mittelpfeilern drei große Öffnungen von 52, 54 und 56 m Lichtweite. In jedem Pfeiler ist eine weitere Öffnung von 7,20 m lichter Weite ausgespart. Die Brücke ist 380 m lang und 40 m hoch. Sie hat ein Längsgefälle von 1:70. Der Querschnitt besteht aus den beiden Fahrbahnen, zwei Seitenschrammborden von 1 m Breite und dem Mittelschrammbord von 2 m Breite. Die Gesamtbreite zwischen den Geländern ist demnach 19 m. Das Quergefälle der Fahrbahnen von 1,5‰ ist in Auswertung der bisherigen Erfahrungen mit der Entwässerung nach dem Mittelschrammbord zu, also nach innen gelegt worden.

Das Grundsätzliche der Entwässerung ist auf Abb. 24 dargestellt. Der Entwässerungskanal mit der Hauptabflußleitung liegt unter dem Mittelschrammbord. Wegen des starken Längsgefälles der Brücke von 1:70 und des gleichen Gefälles der Abflußleitung war es möglich, das Wasser nur nach einer Seite abzuführen. Im Endbauwerk 3 fällt die

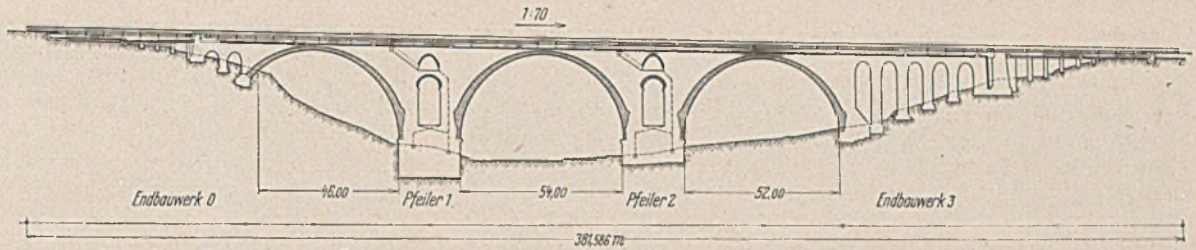
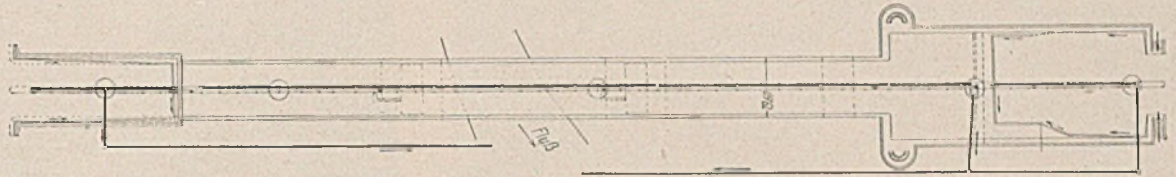
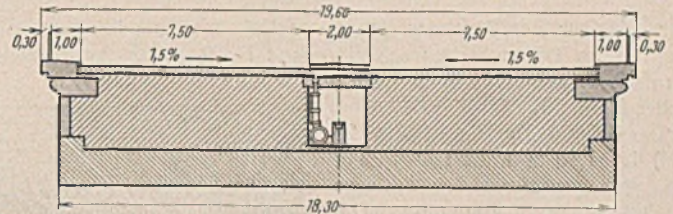


Abb. 24. Bauwerk V, Übersicht der Brückenentwässerung. Längsschnitt, Draufsicht, Querschnitt.



Zu Abb. 24.



Zu Abb. 24.

Das Oberflächenwasser wird an den Tiefpunkten der Fahrbahnen, also beiderseits des Mittelschrammbordes, in Einläufen gefaßt und der Abflußleitung im Entwässerungskanal zugeführt. Die Einläufe haben bei dieser Brücke einen Abstand von nur 6 m erhalten, damit bestimmt die Gewähr vorhanden ist, das alles Oberflächenwasser abgeführt wird.

Die Einzelheiten der Einläufe und des Kanals sind auf Abb. 26 dargestellt. Da der Bau der Brücke in die Zeit der rücksichtslosen Eiseneinsparung fiel, wurden die Einläufe in Stein ausgebildet. Zu diesem Zweck wurden alle 6 m im Mittelschrammbord 35 cm breite, in Klinkern ausgeführte Rinnen ausgespart. Die Sohle der Rinne hat quer zur Brücke ein Gefälle von 7,5‰. An beiden Enden der Rinne sind in den Schrammborden steinmetzmäßig sauber ausgeführte Einläufe angebracht. Am Tiefpunkt der Rinne ist ein Steinzeugrohrstutzen von 125 mm lichter Weite eingemauert, durch den das Oberflächenwasser nach unten geführt wird. Das Wasser des einen Einlaufs, des linken in Abb. 26a, stürzt unmittelbar in den Stutzen, das des rechten fließt erst durch die Rinne, ehe es an den Stutzen kommt. Abb. 27 zeigt den geschlossenen Mittelschrammbord mit mehreren Einläufen. In Abb. 28 ist der Schrammbord aufgedeckt, man erkennt deutlich die Rinne und den Ablaufstutzen. Abb. 29 zeigt den Tiefpunkt der Rinne mit dem Ablaufstutzen größer, man sieht hier links vorn in der Klinkerwand auch ein eingemauertes Sickerrohr von 100 mm Durchm., das zur Entwässerung der Dichtungsschicht

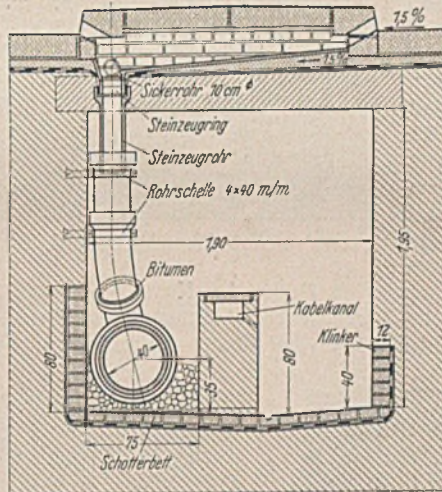


Abb. 26a. Querschnitt.

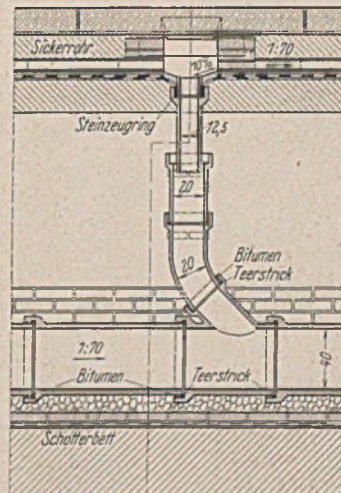


Abb. 26b. Längsschnitt.

Abb. 26a u. b. Bauwerk V, Hauptentwässerungskanal im Tiefpunkt der Dichtung.

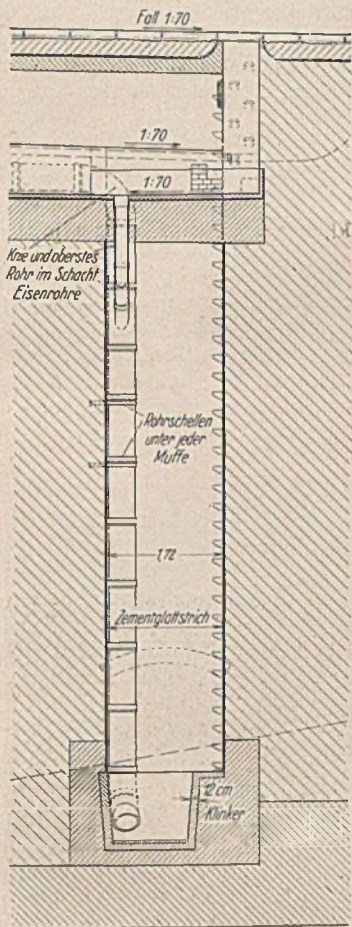


Abb. 25a. Schnitt längs zur Brücke.

Abb. 25a bis c. Bauwerk V, Abfallschacht mit Tosbecken.

Hauptabflußleitung in einem gemauerten Schacht von 1,90 x 1,72 m Querschnitt senkrecht nach unten (Abb. 25). Hier wird das austretende Wasser in einem Tosbecken, in das drei Grundschwellen eingebaut sind, beruhigt, und dann durch eine 500 mm weite Steinzeugrohrleitung ins Freie abgeführt.

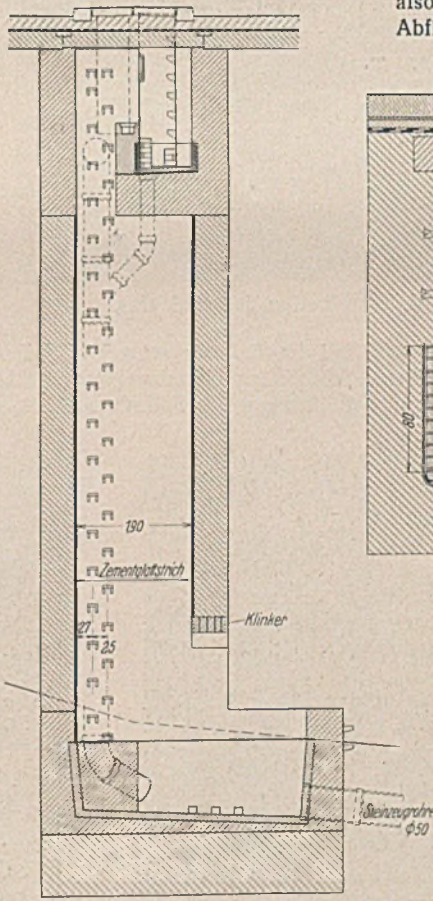


Abb. 25b. Schnitt quer zur Brücke.

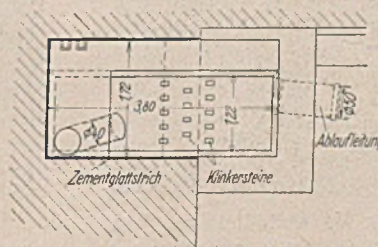


Abb. 25c. Grundriß.



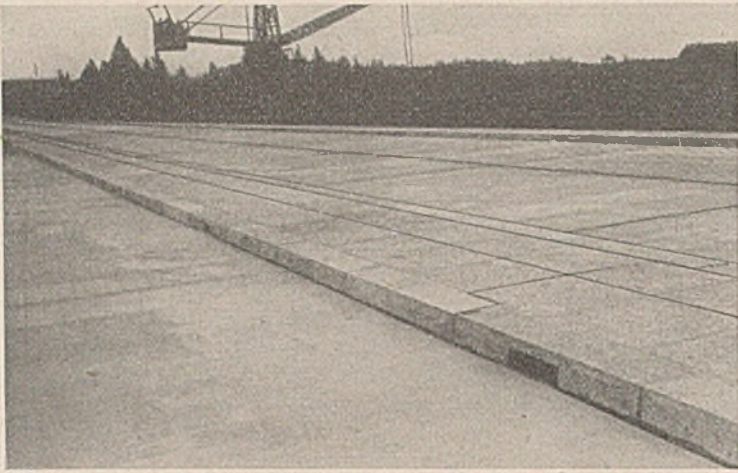


Abb. 27. Bauwerk V, Einläufe im Mittelschrammbord.

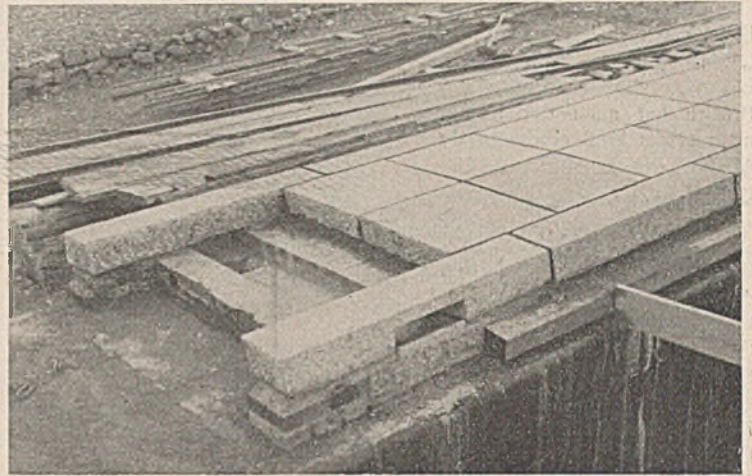


Abb. 28. Bauwerk V, noch offener Einlauf im Mittelschrammbord.

dient. Das auf der Dichtung sich sammelnde Wasser wird durch dieses Rohr, das im Tiefpunkt des sattelförmigen Brückenquerschnitts verläuft, nach dem Ablaufstutzen in der Rinne geleitet (Abb. 26).

Der Entwässerungskanal (Abb. 26 u. 30) ist 1,90 m breit und 1,95 m hoch, also gegenüber den früheren Ausführungen sehr geräumig. Die Sohle und der untere Teil der Seitenwände sind abgedichtet, so daß durch einen etwaigen Rohrbruch austretendes Wasser nicht in das Mauerwerk eindringen kann. In der Mitte des Kanals ist in einer 80 cm hohen Mauer der Kabelkanal untergebracht. Dieser Kanal wurde aus verschiedenen Gründen so hoch angelegt. Zunächst dient er als seitlicher Halt für das Schotterbett, in dem die Hauptabflußleitung ruht. Dann mußte verhindert werden, daß bei einem etwaigen Rohrbruch die Kabel unter Wasser gerieten und schließlich gestattete die hohe Lage ein bequemes

Arbeiten an den Kabeln. Der durch die Decke des Kanals geführte 125 mm weite Ablaufstutzen der Oberflächenentwässerung hängt frei in dem 200 mm weiten Fallrohr (Abb. 26). Auf Grund der bisherigen

Erfahrungen ist hier eine starre Verbindung vermieden worden, damit die Leitungen beim Arbeiten der Brücke nicht brechen.

Das 200 mm weite Fallrohr mündet auf der Sohle des Kanals in die Hauptabflußleitung, die von 200 mm allmählich auf 400 mm lichte Weite anwächst. Die Leitung ist frei auf einem Schotterbett gelagert. Sie wird etwa alle 20 m durch einen offenen Schrot unterbrochen (Abb. 24). Durch diese Maßnahme wird das Reinigen der Leitung und das etwa notwendig werdende Auswechseln schadhafter Stücke wesentlich erleichtert.

Abb. 30 vermittelt einen Eindruck von der Geräumigkeit des Kanals. Links ist die Abflußleitung, in der Mitte der noch nicht abgedeckte Kabelkanal und rechts der Laufgang. Abb. 31 zeigt die Folge der Zuflußleitungen zur Hauptentwässerung. Man erkennt, daß der

aus der Decke kommende Stutzen frei im Fallrohr schwebt. Auf Abb. 32 sieht man einen der offenen Schrote zur Unterbrechung der Hauptabflußleitung und auf Abb. 33 die Einführung des Fallrohres in diesen Schrot.

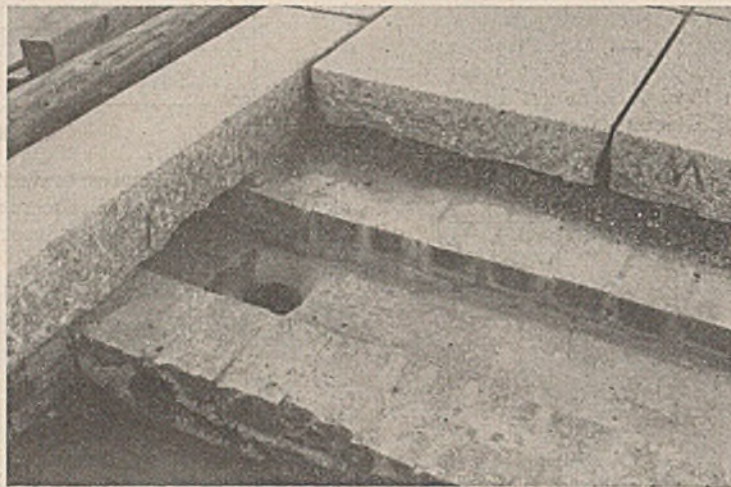


Abb. 29. Bauwerk V, Einzelheiten des Einlaufes.

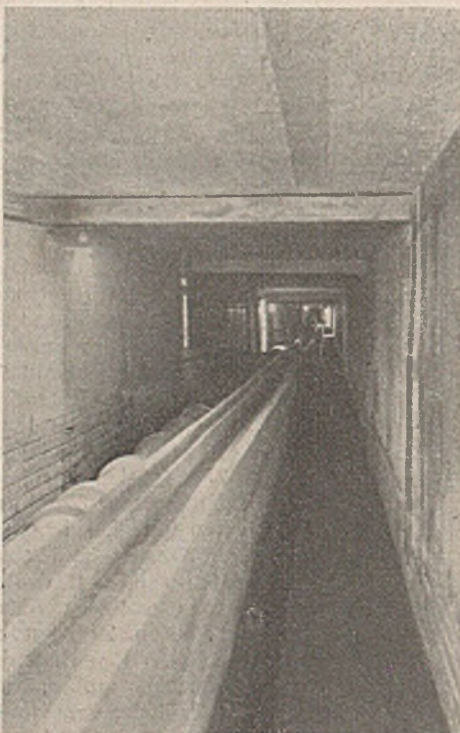


Abb. 30. Bauwerk V, Entwässerungskanal mit Abflußleitung, noch nicht abgedecktem Kabelkanal und Laufgang.

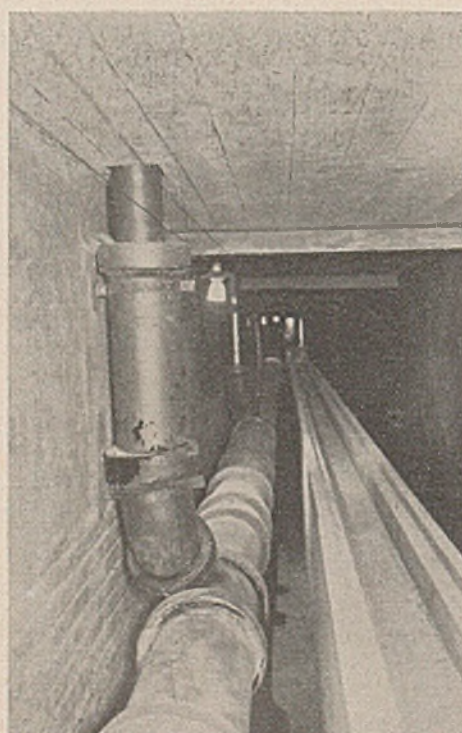


Abb. 31. Bauwerk V, Abflußleitungen im Entwässerungskanal, rechts der noch nicht abgedeckte Kabelkanal.

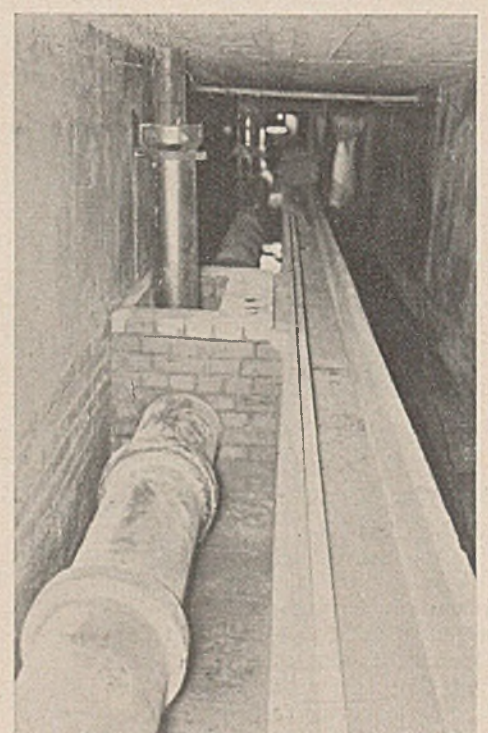


Abb. 32. Bauwerk V, ein Schrot im Entwässerungskanal.



Die Entwässerung der Dichtung wurde bereits erwähnt, sie ist mit der Oberflächenentwässerung vereinigt.

Über den 7,20 m weiten Sparöffnungen in den Pfeilern befinden sich Hohlräume, aus denen etwaiges Schwitzwasser abzuführen ist (Abb. 34). Der Zugang zu den Hohlräumen kommt aus dem Entwässerungskanal (Abb. 34a), er verläßt den Kanal wie auch bei den übrigen Brücken nicht in Sohlenhöhe, sondern seitlich über eine Schwelle, so daß bei einem etwaigen Rohrbruch im Kanal kein Wasser in den Hohlraum eindringen kann. Der Hohlraum ist also nur für Schwitzwasser zu entwässern. Das Schwitzwasser wird auf dem Sohlengefälle nach der Seite des Hohlraumes geführt, von wo es in einem 100 mm weiten Fallrohr innerhalb des Pfeilers nach unten und schließlich unter Gelände ins Freie geleitet wird (Abb. 34).

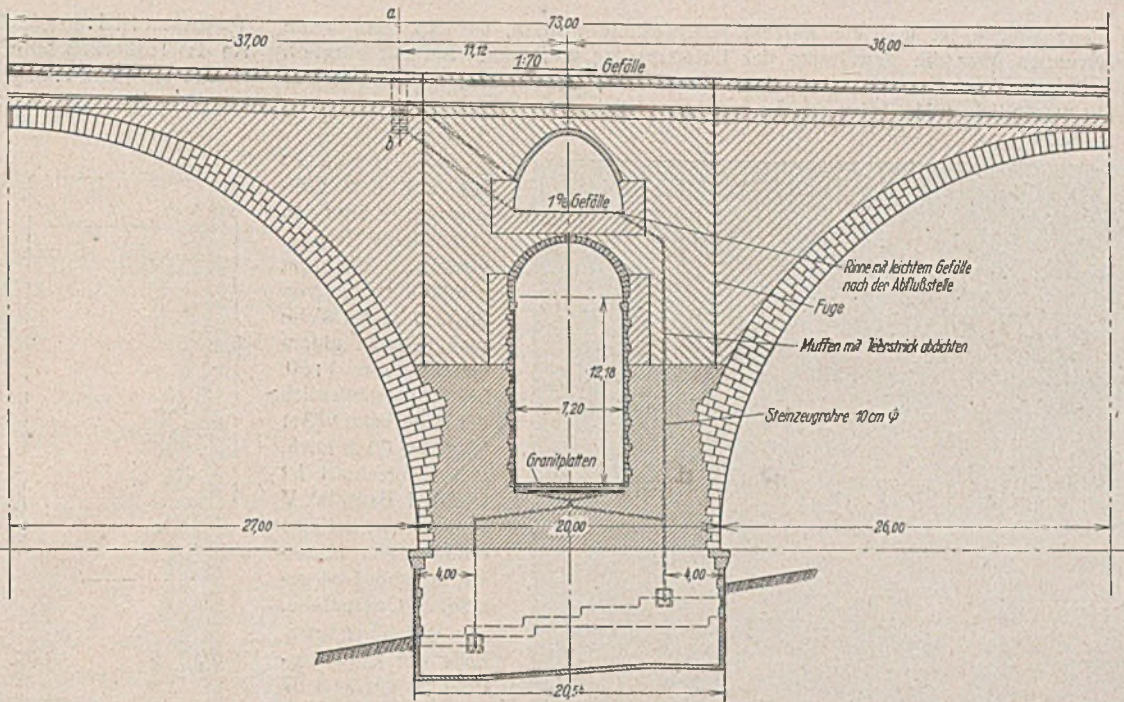


Abb. 34a. Längsschnitt.



Abb. 33. Bauwerk V, Einführung des Fallrohres in den Schrot im Entwässerungskanal.

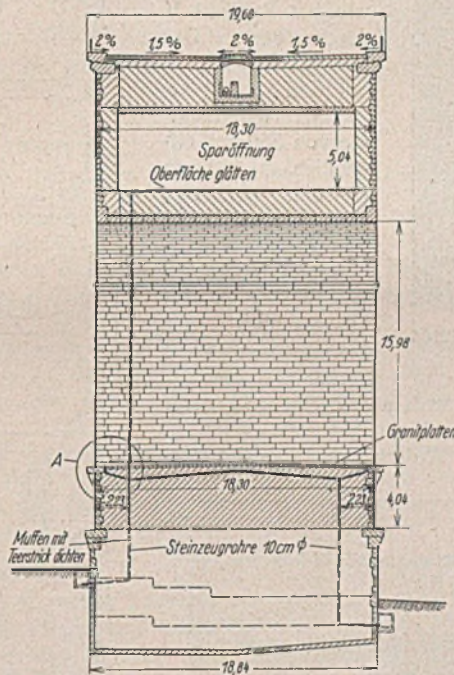


Abb. 34b. Querschnitt.

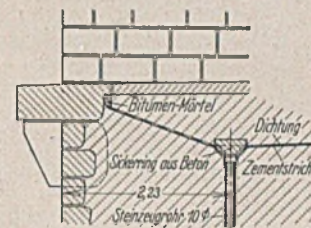


Abb. 34c. Einzelheit A.

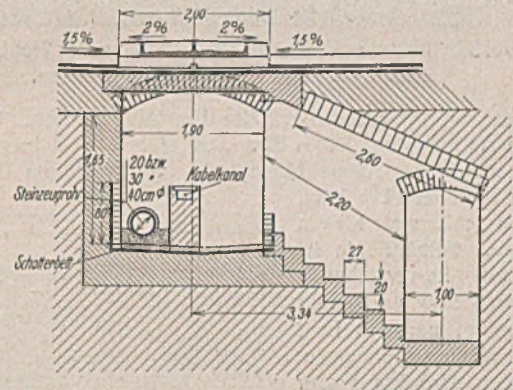


Abb. 34d. Zugang zu den Hohlräumen.

Abb. 34a bis d. Bauwerk V, Pfeiler.

Die Hohlräume sind durch große Öffnungen in den Stirnwänden gut entlüftet worden, so daß bisher noch kein Schwitzwasser aufgetreten ist. Abb. 35, die noch aus der Zeit des Baues stammt, zeigt die Entlüftungsöffnungen von innen, Abb. 36 von außen. Aus letzterer erkennt man, daß die Öffnungen das Bild der Brücke in keiner Weise beeinträchtigen. Sie sind außen  $20 \times 35$  cm groß.

Das sich im Hauptentwässerungskanal etwa bildende Schwitzwasser wird im Tiefpunkt des Laufganges (Abb. 26a) in einer Rinne gefaßt. In dieser Rinne wird das Wasser bis an das Ende des Kanals über Widerlager 3 geführt und hier durch ein Steinzeugrohr in das Fallrohr im senkrechten Schacht geleitet (Abb. 25b).

Bei dieser Brücke wurde noch eine weitere Entwässerung notwendig. Es besteht nämlich die Gefahr, daß das Wasser, das sich bei Schlagregen auf der Sohle der 7,20 m weiten Sparöffnungen in den Pfeilern sammelt, ebenso wie das Schmelzwasser von Schneeanhäufungen in das Mauerwerk eindringt und häßliche Ausblühungen verursacht. Die Sohle dieser Öffnungen mußte daher abgedichtet werden (Abb. 34). Die Dichtung erhielt zwei Tiefpunkte. Der eine wurde in das obenerwähnte Fallrohr aus dem weiter oben gelegenen Hohlraum entwässert, der andere durch ein besonderes Fallrohr von 100 mm Weite (Abb. 34a u. b). Einzelheiten zeigt Abb. 34c.



Abb. 35. Bauwerk V, Entlüftungsöffnungen des Hohlraumes über dem Pfeiler, von innen gesehen.



Die Brücke ist erst vor kurzem fertiggestellt worden, so daß noch keine Erfahrungen über die Bewährung der Entwässerung vorliegen. Bei der Sorgfalt, mit der sie durchdacht und ausgeführt worden ist, steht aber zu erwarten, daß keine wesentlichen Mängel auftreten werden.

Tosbecken ist 1:40 geneigt, es erweitert sich von 1 m auf 1,50 m. An das Tosbecken schließt sich ein gemauerter Kanal von 80 cm Breite, ebenfalls 1:40 geneigt, an, der in einem Bogen von 180° aus dem Bauwerk hinausführt. Von hier wird das Wasser in

**Bauwerk VI.**

Die Brücke ist bis auf das Füllmauerwerk über den Gewölben fertiggestellt. Sie hat zwölf Öffnungen von 33,50 m lichter Weite und liegt in einem Gefälle von 1:50. Sie ist einschließlich der Widerlager 633 m lang und 60 m hoch. Der Querschnitt ist wie bei Bauwerk V ausgebildet, hat also ein nach dem Mittelschrammbord zu geneigtes Quergefälle.

Das Grundsätzliche der Entwässerung ist auf Abb. 37 dargestellt. Die Entwässerung ist fast in der gleichen Weise wie bei Bauwerk V durchgeführt. Der Entwässerungskanal mit der Hauptentwässerungsleitung, die von 350 mm allmählich auf 450 mm Durchm. übergeht, liegt unter dem 2 m breiten Mittelschrammbord.

Wegen des starken Längsgefälles der Brücke von 1:50 konnte auch hier das

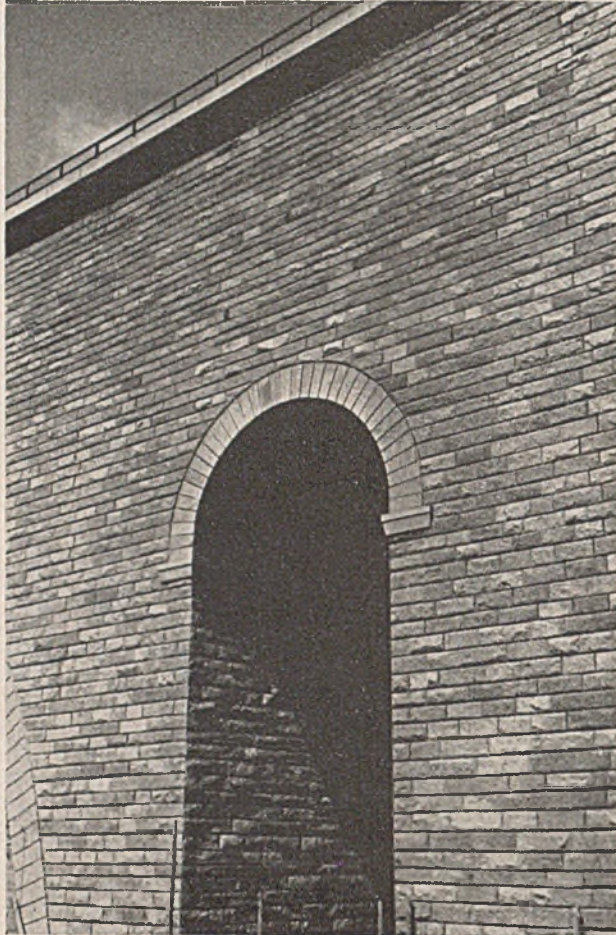
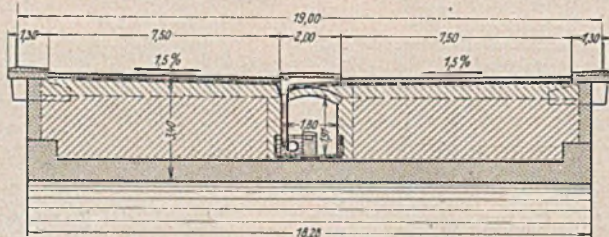


Abb. 36. Bauwerk V, Entlüftungsöffnungen des Hohlraumes über dem Pfeiler, von außen gesehen.

ganze Wasser nach einer Seite abgeführt werden. Über dem Widerlager 12 endet die Abflußleitung (Abb. 37). Das Wasser läuft hier in einem Absturzbauwerk auf einer schiefen Ebene hinunter in den Hohlraum des Widerlagers. Das Absturzbauwerk ist 14 m lang, 1 m breit und 1,80 m hoch. Seine Sohle ist durch hervorstehende Bruchsteine aufgerauht worden, um den Lauf des Wassers zu hemmen. Unten wird das Wasser nochmals in einem Tosbecken mit Grundschwelle beruhigt. Das



Zu Abb. 37.

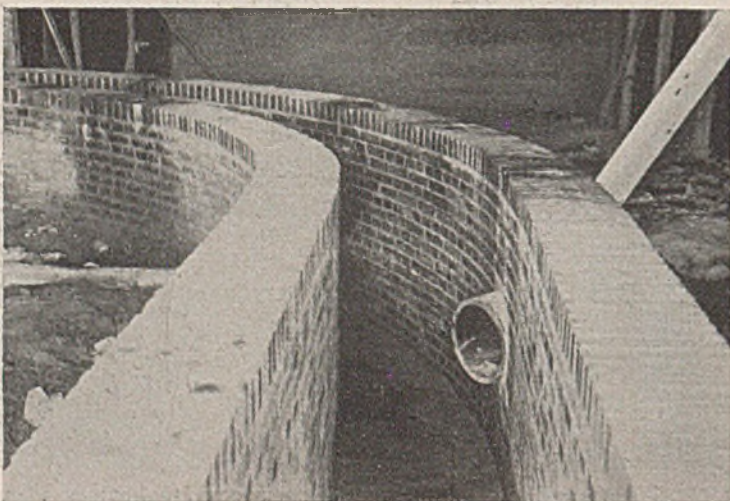


Abb. 39. Bauwerk VI, der gemauerte Abflußkanal bei seinem Austritt aus dem Tosbecken.

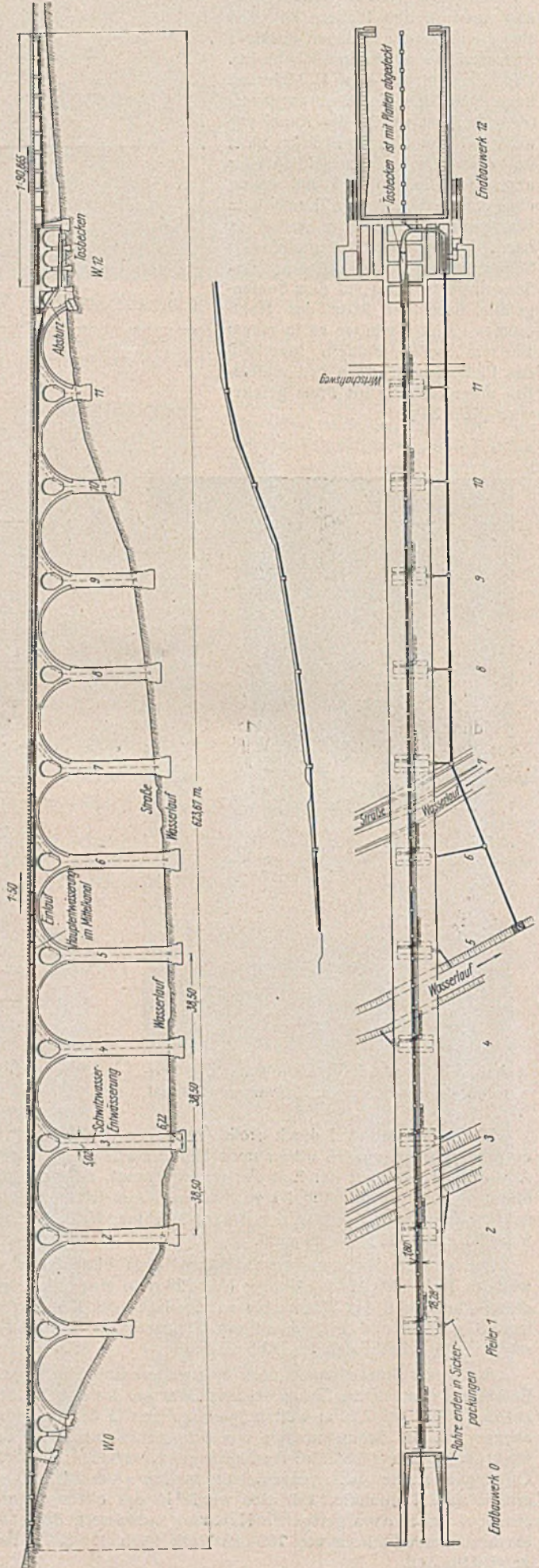


Abb. 37. Bauwerk VI, Übersicht der Brückenentwässerung. Längsschnitt, Draufsicht, Querschnitt.



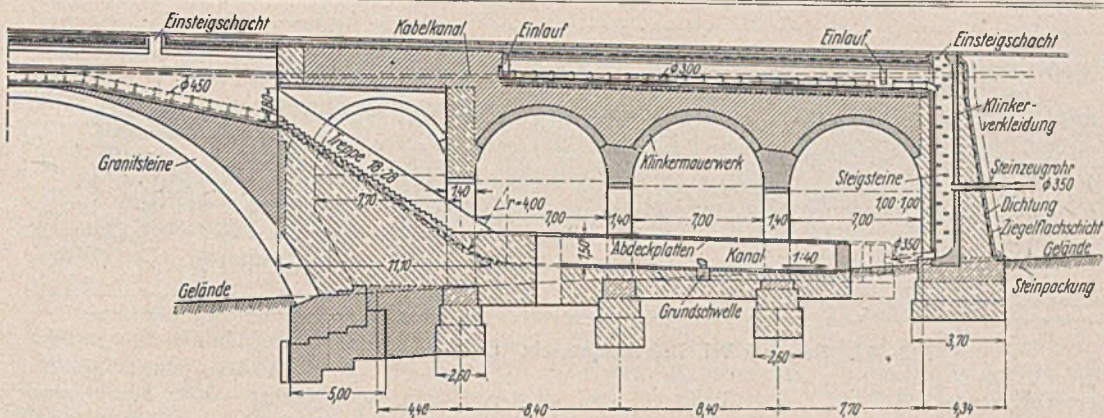


Abb. 38a. Längsschnitt.

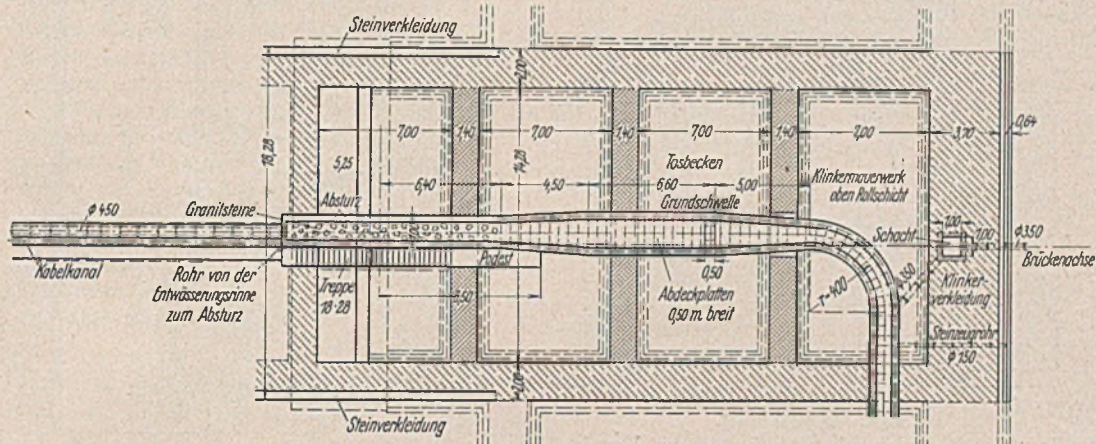


Abb. 38b. Grundriß.

Abb. 38a u. b. Bauwerk VI, Absturzbauwerk, Tosbecken und Kanal im Endbauwerk.

einer Sammelschleuse von 500 mm Durchm. nach dem Bachlauf abgeführt (Abb. 37). Einzelheiten über das Absturzbauwerk, das Tosbecken und den gemauerten Kanal sind in Abb. 38 dargestellt. Aus der Abbildung ist auch zu ersehen, daß der Laufgang im Entwässerungskanal als Treppe bis in den Hohlraum des Widerlagers hinunterführt. Abb. 39 zeigt den gemauerten Kanal bei seinem Austritt aus dem Tosbecken.

Die Oberflächen- und Dichtungsentwässerung sind bis auf einige Kleinigkeiten genau wie bei Bauwerk V ausgebildet worden, es kann deshalb auf das dort Gesagte verwiesen werden. Der Abstand der Einläufe beträgt hier jedoch nicht wie dort 6 m, sondern 10 m, was bei dem stärkeren Gefälle der Brücke zulässig erschien.

Die Hohlräume über den Pfeilern wurden durch große Öffnungen gut entlüftet. Etwa doch noch sich bildendes Schwitzwasser wird durch ein Fallrohr, das durch den Pfeiler nach unten führt, abgeleitet (Abb. 37). Den Austritt des Fallrohres aus dem Pfeiler vermittelt ein gemauerter Schacht. Durch diese Anordnung (Abb. 40) bleibt der Abfluß stets der Überwachung zugänglich.

#### Bauwerk VII.

Mit dem Bau der Brücke ist erst vor kurzem begonnen worden. Die Brücke hat neun Öffnungen von 41 m lichter Weite und ist 30 m hoch. Die Pfeiler sind 12,80 m breit. Das Längsgefälle der Brücke ist nicht einheitlich, zwischen Bogen 2 und 3 liegt ein Gefällsbrechpunkt von entgegengesetzt gerichteten Steigungen 1:55 und 1:33. Der Brechpunkt ist mit einem Halbmesser von 18 000 m ausgerundet. Die Brückenoberkante liegt also in einer Wannenausrundung von 18 000 m Halbmesser (Abb. 41).

Den Querschnitt der Brücke zeigt Abb. 42. Er hat zwischen den Geländern eine Gesamtbreite von 22 m. Die Fahrbahnen sind dachförmig nach außen geneigt. Es war hier nicht möglich, die Querneigung nach innen anzuordnen wie bei Bauwerk V und VI, da das die Krümmungen vor und hinter der Brücke nicht zuließen.

Eine Übersicht der Entwässerung gibt Abb. 41. Infolge des geringen und außerdem stets wechselnden Längsgefälles der Brücke ist es nicht möglich, das Wasser wie bei Bauwerk V und VI nach nur einer Stelle abzuleiten. Die Entwässerung wurde daher in Gruppen aufgelöst, deren Träger die einzelnen Pfeiler sind.

Die Einläufe für die Abführung des Oberflächenwassers müssen infolge des dachförmigen Quergefälles der Brücke an den äußeren Schrammborden angeordnet werden. Es liegt also der gleiche Fall vor wie bei Bauwerk III. Wegen der dort gemachten Erfahrungen wurde aber hier eine andere Lösung gewählt. Dort lag die Hauptentwässerung in einem Kanal unter dem Mittelschrammbord der Brücke, dem das Wasser der Einläufe durch Querkanäle zugeführt

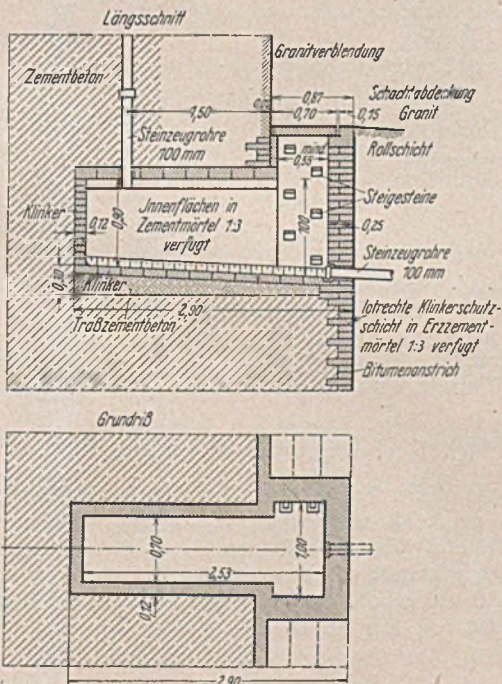


Abb. 40. Bauwerk VI, Pfeilerentwässerungsschacht.

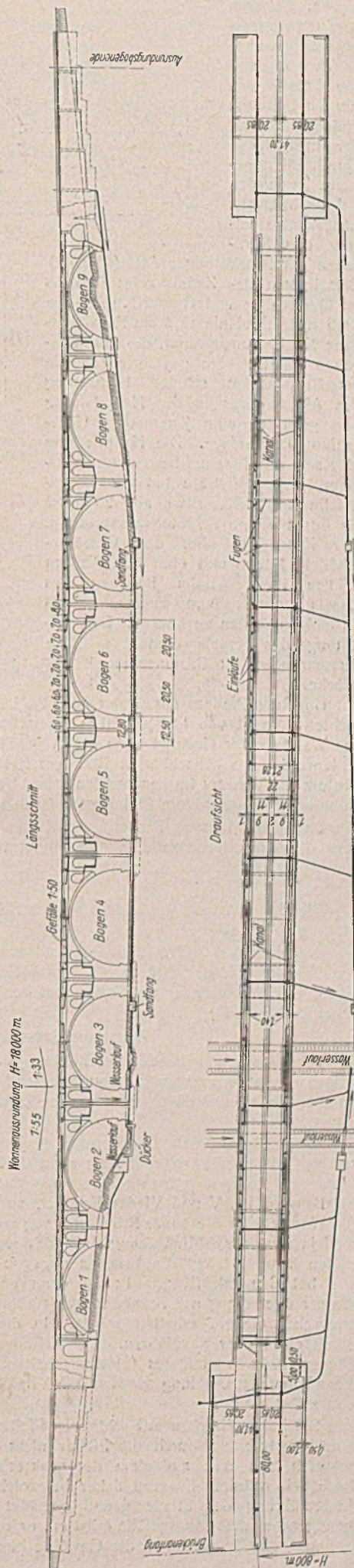


Abb. 41. Bauwerk VII, Übersicht der Brückenentwässerung. Längsschnitt, Draufsicht.



wurde. Bei dem hier von vorher ein richtig bemessenen Abstand der Einläufe von nur 6 m hätte die gleiche Lösung zu unzähligen Querkäneln geführt. Es wurden deshalb zwei Längskanäle entlang den Stirnseiten der Brücke angeordnet (Abb. 42). Einzelheiten des Kanals zeigt Abb. 43 im Querschnitt und Grundriß. An den Stellen der Einläufe sind am Kanal seitliche Nischen angeordnet, die zwei Aufgaben dienen. Sie gewährleisten die vorschriftsmäßige schräge Einführung des Abflußrohres in die Hauptleitung und gestatten eine jederzeitige Überprüfung der Anlage. Die Hauptleitung im Kanal ruht lose auf besonderen Rohrlagerböcken. Sie hat ein Längsgefälle von 1:50. Etwa alle 20 m ist sie durch offene Schrote unterbrochen. Der Kanal ist über den Gewölbescheiteln 1,40 m und über den Pfeilern 1,90 m hoch. Beim Begehen des Kanals braucht man sich also bloß an einigen Stellen zu bücken. Der Entlüftung des Kanals dienen seitliche Aussparungen im Stirnmauerwerk der Brücke.

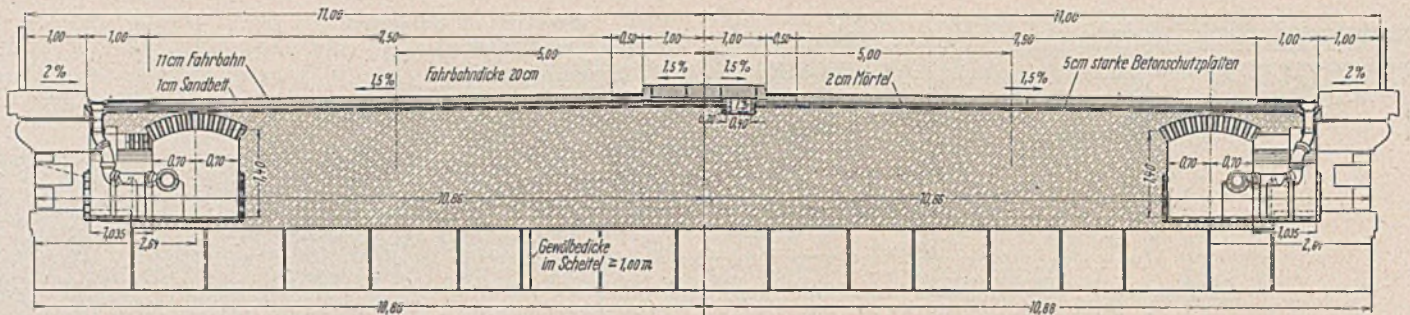


Abb. 42. Bauwerk VII, Brückenquerschnitt.

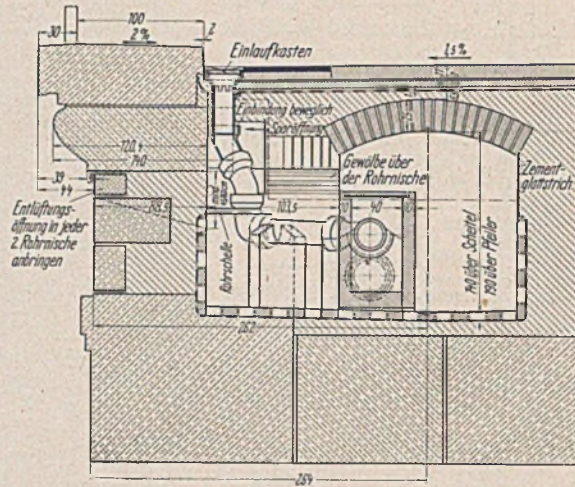


Abb. 43a. Querschnitt.

Abb. 43a u. b. Bauwerk VII, Einzelheiten des Kanals.

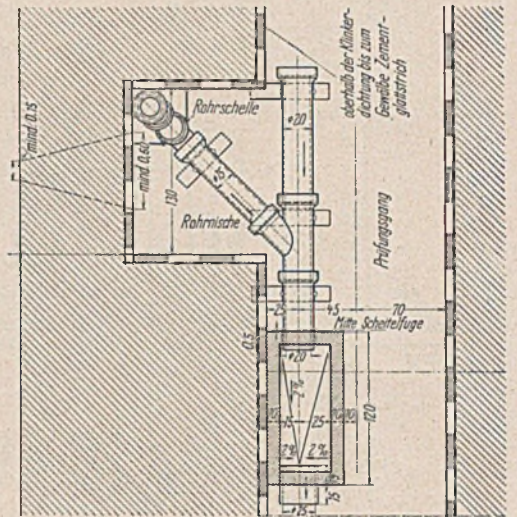


Abb. 43b. Grundriß.

Über den Pfeilern entwässert der eine Längskanal durch einen senkrechten Schacht von 1,00 x 1,00 m Querschnitt nach unten. Hier wird das Wasser unter Gelände nach außen geführt und durch eine Sammel-schleuse in den benachbarten Bach geleitet (Abb. 41 u. 44). Um den Absturz des Wassers im senkrechten Schacht zu mildern, ragen in halber Höhe schräg angeordnete Steinplatten in den Schacht hinein.

Das in der Leitung des anderen Kanals ankommende Wasser wird über den Pfeilern durch eine Rohrleitung innerhalb eines begehbaren Querkanaals nach dem senkrechten Schacht im ersten Kanal geleitet (Abb. 44).

Die Entwässerung der Dichtung ist mit der Oberflächenentwässerung vereinigt (Abb. 43).

Die Hohlräume über den Pfeilern werden durch Aussparungen in den Stirnwänden der Brücke gut durchlüftet. Etwa doch noch sich bildendes Schwitzwasser wird nach dem senkrechten Schacht im Pfeiler abgeführt (Abb. 41).

### Zusammenfassung.

Nach dieser eingehenden Beschreibung und Wertung der verschiedenartigen Bauweisen seien zusammenfassend nochmals die wichtigsten Punkte, die bei der Durcharbeitung der Entwässerung zu beachten sind, betont.

1. Wichtig ist, daß die Hauptentwässerungsleitung oder -leitungen starkes Gefälle erhalten, und zwar nicht flacher als 1:100, besser 1:50. Wenn die Brücken selbst in einem so starken Gefälle liegen, wie das bei Bauwerk IV, V und VI der Fall ist, so bestehen keine Bedenken, das Wasser über die ganze Brücke hinweg nach einem Punkte abzuleiten, weil ja dann die Abflußleitung auch das starke Gefälle der Brücke erhalten kann. Haben die Brücken dagegen ein flacheres Gefälle, z. B. wie bei Bauwerk III nur 1:250, dann empfiehlt es sich nicht, das Wasser über die ganze Brücke hinwegzuführen, weil die Leitung ein zu schwaches Gefälle erhalten würde. In diesem Falle ist das Wasser durch die Pfeiler abzuführen. Die Leitungen werden dann kurz und können dadurch stärkeres Gefälle erhalten. Liegt die Brücke gar in einer Wannenausrundung wie Bauwerk VII, dann ergibt sich diese Lösung von selbst.

Bei hohen Brücken mit schlanken Pfeilern, z. B. bei Bauwerk VI, ist eine Entwässerung durch die Pfeiler nicht möglich, da die Pfeiler zu schwach sind und außerdem der senkrechte Absturz des Wassers zu hoch sein würde. Es muß daher bei solchen Brücken schon bei der Linienführung der Straße darauf geachtet werden, daß die Brücken genügend starkes Längsgefälle erhalten, es sei denn, daß man sich damit abfindet, die Brücke durch die Gewölbe hindurch zu entwässern.

2. Für die Ab-  
leitung des Ober-  
flächenwassers sind  
die Einläufe mög-  
lichst dicht zu setzen.  
Die Reichsautobah-  
nen schreiben neuer-  
dings vor, daß der  
Abstand bei einem  
flacheren Gefälle als  
1:66 höchstens 6 m  
betragen darf.

3. Alle Leitungen  
sind so anzu-  
legen, daß man jeder-  
zeit an sie heran-  
kommen kann. Sie  
müssen also in be-  
gehbaren oder zum  
mindesten in be-  
kriechbaren Kanälen  
verlegt werden.

4. Alle Leitungen  
müssen reich-  
lich weit sein.

5. Die Leitungen  
dürfen nicht starr  
mit dem Bauwerk  
verbunden werden,  
damit sie beim Ar-  
beiten der Brücke  
nicht brechen. Die-  
jenigen Teile der Ent-  
wässerung, die zwangs-  
weise starr mit der Brücke  
verbunden sind, z. B. die Einläufe,  
sind nachgiebig an die Abfluß-  
leitungen anzuschließen.

6. Hohlräume sind sorgfältig zu durchlüften, damit sich möglichst kein Schwitzwasser bildet.

7. Geneigte Flächen und offene Rinnen lassen das abfließende Wasser im Winter gefrieren. Es empfiehlt sich daher, von außen in die geschlossenen Räume eingeführtes Wasser in Röhren bis an die Rinne zu leiten, im übrigen aber den geneigten Flächen und den Rinnen ein sehr starkes Gefälle etwa 1:10 zu geben, um die Gefriergefahr auf ein Mindestmaß zu beschränken.

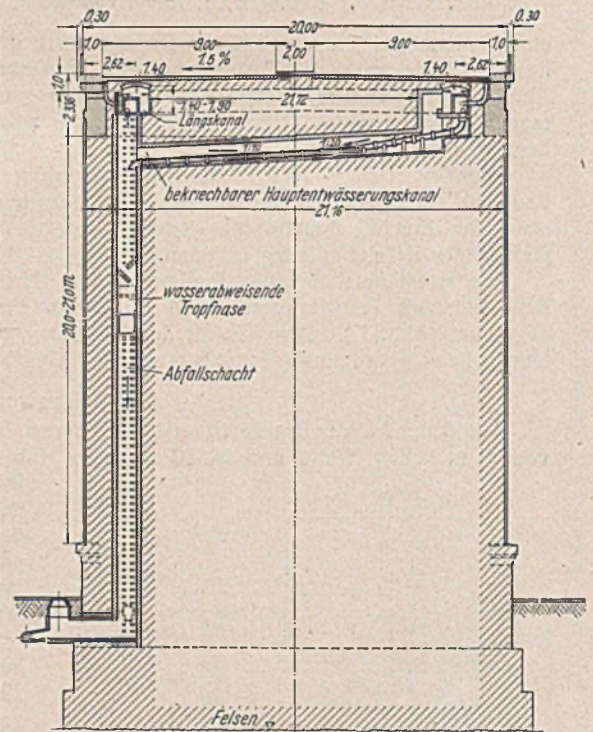


Abb. 44. Bauwerk VII, Absturzbauwerk im Pfeiler. Querschnitt durch die Pfeilermitte.



Alle Rechte vorbehalten.

# Die wirtschaftliche Bemessung von Eisenbetonufermauern auf Pfahlrost mit vorn liegender Spundwand.

Von Dipl.-Ing. Helmut Berent, Königsberg (Pr.)<sup>\*)</sup>.

## I. Allgemeine Berechnungsgrundlagen.

Im folgenden soll eine Ufermauer auf Pfahlrost mit vorn liegender Spundwand daraufhin untersucht werden, welche Mauerbreite bei sonst gegebenen Verhältnissen den jeweils wirtschaftlichsten Mauerquerschnitt ergibt.

Der Erddruck auf die vordere Spundwand wird infolge der abschirmenden Wirkung des Mauerkörpers um so geringer, je breiter die Entlastungsplatte gewählt wird. Mit ihm fallen die Kosten der vorderen Spundwand, während die Kosten des Erdaushubs und der Eisenbetonmauer ansteigen. Die Kosten der Pfähle fallen oder steigen, je nachdem die Summe aller Pfahlkosten durch den Einfluß der abnehmenden waagerechten Kräfte, der zunehmenden lotrechten Kräfte oder des sich auf die Pfähle veränderlich verteilenden Moments abnimmt oder wächst.

Wiederholt man die statische Berechnung für verschiedene Mauerbreiten, so wird der wirtschaftlichste Mauerquerschnitt bei der Breite  $b$  gefunden, bei der die gesamten Baukosten, bestehend aus den Teilkosten für den Erdaushub, die Betonarbeiten, die Lieferung und das Rammen der Spundwand und Pfähle, ein Mindestmaß erreichen.

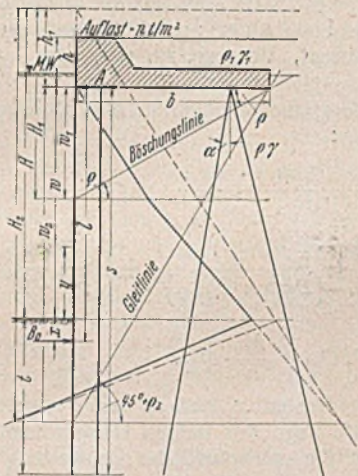


Abb. 1.

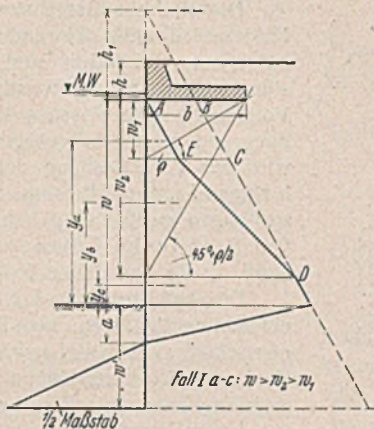


Abb. 1 a.

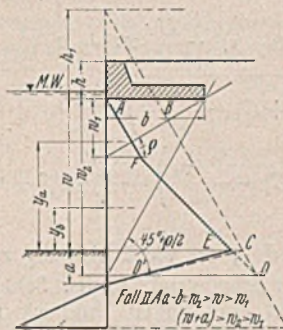


Abb. 1 b.

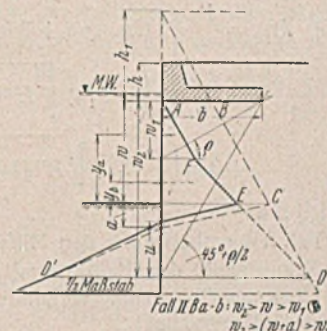


Abb. 1 c.

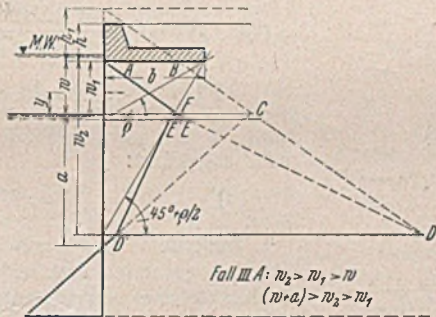


Abb. 1 d.

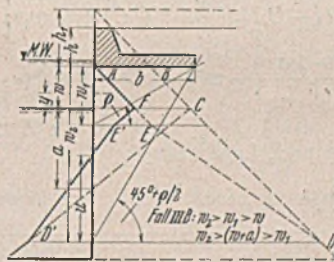


Abb. 1 e.

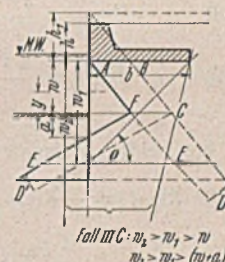


Abb. 1 f.

Die Spundwand wird nach dem von Dr.-Ing. Blum<sup>1)</sup> angegebenen Verfahren des Ersatzbalkens, die Pfähle nach Nökkentved<sup>2)</sup> mit Hilfe des Satzes von der Formänderungsarbeit berechnet.

Zur Vereinfachung der Berechnung werden folgende Annahmen gemacht:

1. Der niedrigste Außenwasserstand reicht mindestens bis zur Unterkante der Betonmauer, d. h., der Boden unterhalb der Entlastungsplatte liegt ständig im Grundwasser.
2. Das Raumgewicht des Bodens ist an jeder Stelle hinter der Spundwand und unterhalb der Entlastungsplatte gleich groß. Oberhalb der Betonplatte können abweichende Raumgewichte angesetzt werden.
3. Die gleiche Annahme gilt von dem Böschungswinkel  $\varrho$ .
4. Der Angriffspunkt des oberen Auflagerdrucks  $A$  liegt in der Unterkante der Betonmauer.
5. Bei wechselnden Mauerbreiten  $b$  ändern sich die Abstände der Pfähle von der Vorder- oder Hinterkante der Betonmauer im gleichen Verhältnis zu  $b$ .
6. Etwa auftretende senkrechte oder waagerechte Einzellasten sollen nicht auf die Spundwand, sondern nur auf den Pfahlrost übertragen werden.

<sup>\*)</sup> Als Doktor-Arbeit der Technischen Hochschule Danzig eingereicht (D 86).

<sup>1)</sup> Dr.-Ing. Blum, Einspannungsverhältnisse bei Bohlwerken usw. Berlin 1931, Wilh. Ernst & Sohn. — Brennecke-Lohmeyer, Der Grundbau, 4. Aufl., Bd. II. Berlin 1930, Wilh. Ernst & Sohn.

<sup>2)</sup> Nökkentved, Berechnung von Pfahlrosten. Berlin 1928, Wilh. Ernst & Sohn.

## II. Berechnung der Spundwand.

Die statische Untersuchung der Spundwand, d. h. die Berechnung der Werte  $E a$ ,  $B_0$ ,  $M$  und  $t$  ist von der Größe der drei Werte  $w$ ,  $w_1$  und  $w_2$  und deren Größenverhältnis zueinander abhängig und wird außerdem durch die Lage des gefährlichen Querschnitts der Spundwand beeinflusst, der um  $y$  höher als die Hafensohle liegt. In Abb. 1 a bis 1 f sind die hierbei möglicherweise auftretenden Fälle veranschaulicht.

Fall 1 a ist gleichbedeutend mit Fall II A a und Fall III A, Fall 1 b mit Fall II A b und Fall II B a mit Fall III B.

Fall III C ergibt einen im allgemeinen unwirtschaftlichen Mauerquerschnitt und soll deshalb nicht behandelt werden.

Die statische Berechnung bleibt somit auf die zwei Fälle 1 a, 1 b, 1 c und II B a, II B b beschränkt.

Für sämtliche Fälle gilt allgemein nach Abb. 1:

- (1)  $w_1 = b \cdot \operatorname{tg} \varrho$  und
  - (2)  $w_2 = b \cdot \operatorname{tg} <45^\circ + \varrho/2 >$
- Die Werte des Erddrucks in den Tiefen  $w$ ,  $w_1$ , und  $w_2$  lauten:
- (3)  $g a w = \lambda a (w + h) = \lambda a H$
  - (4)  $g a w_1 = \lambda a w_1 = \lambda a b \cdot \operatorname{tg} \varrho$  und
  - (5)  $g a w_2 = \lambda a (w_2 + h_1) = \lambda a H_2 = \lambda a (b \cdot \operatorname{tg} <45^\circ + \varrho/2 > + h_1)$ .

der Erdwiderstand entsprechend:

- (6)  $g p w' = \lambda p w'$ .

Dieser Wert darf in der Regel in doppelter Höhe eingesetzt werden. Dann ändern sich die Werte des Erddrucks unterhalb der Hafensohle nach der Geraden  $(2 \lambda p - \lambda a)$ , die aus der Spundwand unterhalb der Sohle das Stück

$$(7) \quad a = \frac{g a w}{2 \lambda p - \lambda a} = \frac{\lambda a}{2 \lambda p - \lambda a} \cdot H = C H$$

ausschneidet. Hierbei ist

$$(8) \quad \frac{\lambda a}{2 \lambda p - \lambda a} = C \quad \text{gesetzt.}$$

Aus der jeweiligen Erddruckfläche lassen sich Formeln für  $E a$ ,  $B_0$ ,  $M$  und  $t$  leicht ableiten, wenn man nach Blum die Spundwand als Balken auf zwei Stützen mit der Spannweite  $l = (w + x) = 1,1 w$  auffaßt. Dabei sind zur Vereinfachung der Formeln die Hilfswerte

$$(9) \quad \frac{h_1}{w_2 - w_1 + h_1} = U$$

$$(10) \quad \frac{w_2 - w_1}{w_2 - w_1 + h_1} = V \quad \text{und für Fall II}$$

$$(11) \quad \frac{w_2 - w_1}{w_2 - w_1 - C h_1} = V'$$

eingeführt.



Unter Benutzung der vorstehenden Werte ergeben sich folgende Schlußgleichungen für die statischen Größen:

Fall I a—c.

$$(12) E a_1 = \frac{\lambda a}{2} \{ H^2(1+C) - U(H_2^2 - w_1^2) \}$$

$$(13) B_{01} = \frac{2\lambda p - \lambda a}{6l} \left\{ -w^3(1+C) - \frac{UC}{V} (w_2^3 - w_1^3) + \left[ w(1+C) + \frac{UC}{V} (w_2 - w_1) \right]^3 \right\}$$

und die drei Momente je nach Lage von y

$$(14) M_{1a} = \frac{\lambda a}{3} (w-y)^3 = \frac{\lambda a}{3} \sqrt{H^2(1+C) - UH_2^2 + U w_1^2 - \frac{2B_{01}}{\lambda a}}$$

$$(15) M_{1b} = \frac{\lambda a}{6V} \{ 2(w-y)^3 - U w_1 (w-y)^2 + U w_1^3 \} = \frac{\lambda a}{6V} \left\{ 2 \left( U w_1 + \sqrt{V \left\{ H^2(1+C) - UH_2^2 - \frac{2B_{01}}{\lambda a} \right\}} \right)^3 - 3U w_1 \left( U w_1 + \sqrt{V \left\{ H^2(1+C) - UH_2^2 - \frac{2B_{01}}{\lambda a} \right\}} \right)^2 + U w_1^3 \right\}$$

$$(16) M_{1c} = \frac{\lambda a}{6} \left\{ 2(w-y)^3 + 3h_1(w-y)^2 - \frac{U}{V} (w_2^3 - w_1^3) \right\} = \frac{\lambda a}{6} \left\{ 2 \left( -h_1 + \sqrt{H^2(1+C) - \frac{2B_{01}}{\lambda a}} \right)^3 + 3h_1 \left( -h_1 + \sqrt{H^2(1+C) - \frac{2B_{01}}{\lambda a}} \right)^2 - \frac{U}{V} (w_2^3 - w_1^3) \right\}$$

Fall II B a—b.

Fall IIB enthält noch den Hilfswert  $\mu$ , der die Entfernung zwischen dem Schnittpunkt der Gleitlinie mit der Spundwand und dem Schnittpunkt der Übergangslinie vom verminderten zum vollen Erddruck mit der Spundwand bezeichnet.

Unter Benutzung von (11) wird

$$(17) \mu = r(w_2 - w - CH).$$

Hieran schließen sich an:

$$(18) E a_{IIB} = \frac{\lambda a}{2} \left\{ (H - UH_2)^2 \frac{r}{V} (1+C) + U w_1^2 \right\}.$$

$$(19) B_{0IIB} = \frac{2\lambda p - \lambda a}{6l r} \left\{ -w^3(1+C)r + w_1^3(r-1) + [w(1+C)r - w_1(r-1)]^3 \right\}$$

und die beiden Momente je nach Lage von y

$$(20) M_{IIBa} = \frac{\lambda a}{3} (w-y)^3 = \frac{\lambda a}{3} \sqrt{\frac{1}{V} (H - UH_2)^2 r (1+C) + U w_1^2 - \frac{2B_{0IIB}}{\lambda a}}$$

$$(21) M_{IIBb} = \frac{\lambda a}{6V} \{ 2(w-y)^3 - 3(w-y)^2 U w_1 + U w_1^3 \} = \frac{\lambda a}{6V} \left\{ 2 \left( U w_1 + \sqrt{V \left\{ \frac{1}{V} (H - UH_2)^2 r (1+C) + \frac{2B_{0IIB}}{\lambda a} \right\}} \right)^3 - 3 \left( U w_1 + \sqrt{V \left\{ \frac{1}{V} (H - UH_2)^2 r (1+C) - \frac{2B_{0IIB}}{\lambda a} \right\}} \right)^2 U w_1 + U w_1^3 \right\}$$

Die Rammtiefe  $t$  ist in jedem Fall gleich groß. Sie ist nach Blum

$$(22) t = 1,6a - 0,6x + 1,2 \sqrt{\frac{6B_0}{2\lambda p - \lambda a}} = 1,6CH - 0,06w + 1,2 \sqrt{\frac{6B_0}{2\lambda p - \lambda a}}$$

Zwischen den einzelnen Fällen, Abteilungen und Unterteilungen gibt es folgende Grenzwerte.

Fall I geht in Fall II über, wenn  $w_1 = w_2$  wird und endet bei Fall III, wenn  $w = w_1$  wird.

In den Abteilungen geht A in B über, wenn  $w_2 = (w + a)$  ist, und B wechselt nach C, wenn  $w_1 = (w + a)$  wird.

Die Übergänge in den Unterteilungen richten sich nach der Lage des gefährlichen Querschnitts y. Es wird die Unterteilung a zu b, wenn  $y = (w - w_1)$  wird, und b zu c, wenn  $y = (w - w_2)$  wird.

Beim Übergang zwischen zwei Fällen, die verschiedenen aufeinanderfolgenden Abteilungen und Unterteilungen angehören, müssen sowohl die Grenzwerte der Abteilungen als auch die der Unterteilungen erfüllt sein.

Für den Fall, daß mit Wasserüberdruck hinter der Mauer gerechnet werden muß, sind die Werte  $Ea$ ,  $B_0$ ,  $M$  und  $t$  entsprechend dem Einfluß des Wasserüberdrucks zu ändern. Unter Berücksichtigung der in Abschnitt I getroffenen Vereinfachungen sind die dafür nötigen Zuschläge zu den

statischen Werten besonders leicht zu ermitteln. Nimmt man weiter an, daß der Wasserüberdruck nur im Bereich  $w$  wirksam sein soll (Abb. 1), so werden, wenn  $w''$  die Höhe des höchsten Wasserüberdrucks ist, sämtliche  $Ea$ -Werte um den Betrag  $w''w$  und die  $B_0$ -Werte um den Betrag  $\frac{w''w^2}{2l}$  erhöht.

Da die Lage des gefährlichen Querschnitts und mit ihm y sich infolge eines Wasserüberdrucks nur geringfügig ändern, kann man dessen Einfluß auf y unbedenklich vernachlässigen. Die Momente ändern sich dann um den Wert  $\frac{w''}{2} \left\{ w^2 - y^2 - \frac{w^2}{l} (w - y) \right\}$ , worin y der gleiche Wert ist wie in den Formeln (14) bis (16) und (20) u. (21).

Für die Rammtiefe  $t$  ist auch bei Berücksichtigung des Wasserüberdrucks Gl. (22) maßgebend. In dieser muß lediglich der Wert  $B_0$  durch  $\left\{ B_0 + \frac{w''w^2}{2l} \right\}$  ersetzt werden.

### III. Berechnung der Pfähle.

Die statische Berechnung des Pfahlrostes ist auf dem Verfahren von Nökkentved unter Anwendung des Satzes von der Formänderungsarbeit aufgebaut. Weiterhin sind die von Friesen<sup>3)</sup> gefundenen Ergebnisse sinngemäß ausgewertet und erweitert worden. Daher sind auch die drei Voraussetzungen Friesens über das Verhalten der Pfähle gegenüber dem Baugrund zugrunde gelegt<sup>4)</sup>. Als statische Grundform des Pfahlrostes wird zur Vereinfachung der Rechnung der Fall 3 der beiderseitigen gelenkigen Lagerung herangezogen, der bei zweckmäßig angeordneten Pfahlstellungen genügend genaue Ergebnisse erzielt. Im folgenden sind die von Brennecke-Lohmeyer<sup>5)</sup> verwendeten Bezeichnungen beibehalten worden, die von denen Nökkentveds etwas abweichen.

Die bei Brennecke-Lohmeyer stehenden Formeln können noch vereinfacht werden, wenn man Pfähle von gleichem Pfahlbaustoff und Flächenquerschnitt voraussetzt sowie gleiche Pfahllängen und damit auch gleiche Zusammendrückungslängen  $s_2$  annimmt, Voraussetzungen, die in den meisten Fällen zutreffen werden.

Unter Berücksichtigung dieser Vereinfachungen erhält man als Ergebnis die Gleichung für die Pfahlkräfte zu:

$$(23) P = N \cdot \frac{\cos \alpha \Sigma \sin^2 \alpha - \sin \alpha \Sigma \sin \alpha \cdot \cos \alpha}{\Sigma \cos^2 \alpha \Sigma \sin^2 \alpha - \left\{ \Sigma \sin \alpha \cdot \cos \alpha \right\}^2} + H \cdot \frac{\sin \alpha \Sigma \cos^2 \alpha - \cos \alpha \Sigma \sin \alpha \cdot \cos \alpha}{\Sigma \cos^2 \alpha \Sigma \sin^2 \alpha - \left\{ \Sigma \sin \alpha \cdot \cos \alpha \right\}^2} + M \cdot \frac{\cos \alpha \eta}{\Sigma \cos^2 \alpha \eta^2}$$

oder abgekürzt:

$$(23a) P = N Q_N + H Q_H + \frac{M}{b} \cdot Q_M.$$

Außerdem sind noch die Koordinaten  $x_0$  und  $z_0$  des Drehpunktes für den gesamten Pfahlrost und die Lage der beiden Hauptachsen zur Pfahlrostebene von Bedeutung für die wirtschaftliche Beurteilung von Pfahlrosten. Die vereinfachten Gleichungen für diese statischen Werte lauten:

$$(24) x_0 = x_0' + z_0 \cdot \operatorname{tg} \alpha' \text{ und}$$

$$(25) z_0 = \frac{x_0' - x_0''}{\operatorname{tg} \alpha'' - \operatorname{tg} \alpha'}, \text{ wobei}$$

$$(26) x_0' = \frac{\Sigma \cos^2 \alpha x}{\Sigma \cos^2 \alpha}$$

$$(27) x_0'' = \frac{\Sigma \sin \alpha \cdot \cos \alpha x}{\Sigma \sin \alpha \cdot \cos \alpha}$$

$$(28) \operatorname{tg} \alpha' = \frac{\Sigma \sin \alpha \cdot \cos \alpha}{\Sigma \cos^2 \alpha} \text{ und}$$

$$(29) \operatorname{tg} \alpha'' = \frac{\Sigma \sin^2 \alpha}{\Sigma \sin \alpha \cdot \cos \alpha} \text{ ist.}$$

Der Neigungswinkel der Hauptachse gegen die Lotrechte ist

$$(30) \operatorname{tg} 2\omega = \frac{2 \Sigma \sin \alpha \cdot \cos \alpha}{\Sigma \cos^2 \alpha - \Sigma \sin^2 \alpha}.$$

Nach vorstehenden Gleichungen lassen sich die Pfahllasten leicht errechnen, wenn Anzahl, Jochabstand, Stellung und Neigung der Pfähle bekannt sind, d. h. wenn die Grundform des Pfahlrostes gegeben ist. Die Tragfähigkeit der Pfähle kann leicht nach Dörr<sup>6)</sup> oder nach anderen ähnlichen Verfahren nachgewiesen und in die Berechnung übernommen werden.

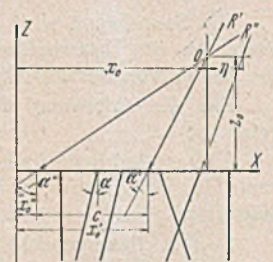


Abb. 2.

<sup>3)</sup> Dr.-Ing. Friesen, Bollwerke und Kaimauern des Stettiner Hafens usw. Leipzig 1933.

<sup>4)</sup> Friesen, S. 24.

<sup>5)</sup> s. Anm. 1.

<sup>6)</sup> Dr.-Ing. Dörr, Die Tragfähigkeit der Pfähle. Berlin 1922, Wilh. Ernst & Sohn.



#### IV. Ermittlung der die Gesamtmauer beanspruchenden äußeren Kräfte.

Für die statische Untersuchung sind zwei Lastfälle bestimmend. Neben der Vereinigung der größten lotrechten Kräfte mit den geringsten waagerechten Lasten muß auch der entgegengesetzte Lastfall untersucht werden.

Lastfall 1 liegt vor, wenn die Mauer und das anschließende Gelände mit Eigenlast und mit voller Nutzlast im Bereich der Betonmauer belastet ist.

Lastfall 2, wenn die lotrechten Nutzlasten nur hinter der Mauer wirksam sind und wenn außerdem die größten waagerechten Nutzlasten (Trossenzug) hinzutreten.

Von diesen Lasten sind lotrechte Einzellasten von  $b$  unabhängig. Gleichgerichtete Eigenlasten ändern sich in demselben Verhältnis wie  $b$ , d. h., sie wachsen oder fallen, je nachdem  $b$  zu- oder abnimmt.

Bei den waagerechten Lasten bleiben Einzellasten (Trossenzug) und die Lasten des um die Auflast hinter der Mauer vermehrten Erddrucks auf den Mauerkörper auch bei wechselndem  $b$  unverändert. Dagegen beeinflusst eine Zu- oder Abnahme von  $b$  den oberen Auflagerdruck  $A$  der Spundwand in der Weise, daß die Größe des Erddrucks je nach der Änderungsrichtung von  $b$  nach einer Gleichung zweiten Grades fällt oder steigt.

Zu den lot- und waagerechten Kräften tritt noch ein Moment, wenn die Schlußkraft der beiden Kräfte nicht durch den Nullpunkt des Pfahlrosts geht. Dies Moment hat den Wert

$$(31) \quad M = -Nf', \text{ wobei}$$

$$(32) \quad f' = x_0 - e_1 - z_0 \cdot \frac{H}{N} \text{ und}$$

$e_1$  der Abstand der Schlußkraft von der Mauer-vorderkante ist (Abb. 3).

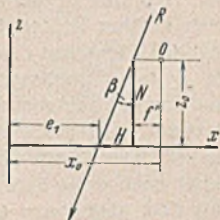


Abb. 3.

Der absolute Wert des Moments, ermittelt ohne Berücksichtigung des Vorzeichens, wächst im allgemeinen mit zunehmender Mauerbreite. Er sinkt erst dann, wenn der Einfluß des gegenüber  $x_0$  stärker wachsenden Wertes  $e_1$  so groß wird, daß trotz steigender senkrechter Lasten  $N$  das Produkt  $-N(x_0 - e_1)$  eine Abminderung erfährt [vgl. Gl. (31) u. (32)]. Wird sogar  $e_1 > x_0$ , beispielsweise durch Anhäufen besonders großer senkrechter Lasten im vorderen Teile der Kaimauer, so nimmt der absolute Wert von  $M$ , jedoch mit entgegengesetztem Vorzeichen, wieder zu.

Wegen der mannigfachen Möglichkeiten im Zusammenwirken verschiedener äußerer Kräfte wird zur Ermittlung dieser Kräfte und ihres Moments zweckmäßig das zeichnerische Verfahren gewählt, das in jedem Falle rasch und sicher zum Ziele führt.

Für die Berechnung von  $x_0$ ,  $z_0$  und  $\omega$  empfiehlt es sich jedoch, die vorgenannten vereinfachten Gleichungen heranzuziehen und diese Werte rechnerisch zu ermitteln.

#### V. Berechnung der Größe und Kosten der einzelnen Bauleistungen.

An den Gesamtkosten der Kaimauer haben hauptsächlich vier Bauteile hervorragenden Anteil: der Bodenaushub, die Betonmauer, die Spundwand und die Pfähle. Neben den Kosten hierfür dürfen diejenigen Kosten unberücksichtigt bleiben, die sich bei veränderlichen Mauerbreiten nicht ändern, sowie solche, die sich zwar mit  $b$  ändern, deren Höhe im Verhältnis zu den Gesamtkosten jedoch nur gering ist.

Für die Kostenberechnung bezeichne

- $K_g$  = Gesamtkosten in RM/m,
- $k_e$  = Kosten des Erdaushubs in RM/m<sup>3</sup>,
- $k_b$  = Kosten des Eisenbetons in RM/m<sup>3</sup>,
- $k_{spl}$  = Kosten für Lieferung der Spundwand in RM/t für stählerne und in RM/m<sup>3</sup> für hölzerne und Eisenbetonspundbohlen,
- $k_{spr}$  = Kosten für das Rammen der Spundwand in RM/m<sup>2</sup>,
- $k_{pl}$  = Kosten für die Lieferung der Pfähle in RM/m<sup>3</sup> und
- $k_{pr}$  = Kosten für das Rammen der Pfähle in RM/m.

Für die Ermittlung der Kosten des Erdaushubs ist die Aushubtiefe mit  $h$  einzusetzen. Kosten für seitliche Böschungen und Arbeitsräume können unberücksichtigt bleiben. Rechnet man außerdem die Kosten für eine teilweise Hinterfüllung der Mauer und die Abfuhr des überschüssigen Bodens anteilmäßig in den Preis für den Aushub hinein, so ergeben sich die Kosten für die Erdarbeiten zu

$$(33) \quad K_e = b h k_e.$$

Ähnlich sind die Kosten für die Betonmauer zu ermitteln. Sie ergeben sich zu

$$(34) \quad K_b = b d_b k_b,$$

wobei  $d_b$  die mittlere Plattendicke der Betonmauer ist.

Die vordere Abschlußwand sowie etwaige Ausbauten der Mauer, Kanäle, Auflagerverstärkungen, Pollersockel, Dehnungsfugen usw. bleiben hierbei wegen ihrer stets gleichbleibenden Abmessungen unberücksichtigt.

Zur Kostenermittlung für die Spundwand müssen zwei Vorgänge untersucht werden, und zwar:

1. Lieferung und
2. Rammen der Spundbohlen.

Die Kosten für die Lieferung der Spundwand in RM/t für Stahlbohlen und in RM/m<sup>3</sup> für Holz- und Eisenbetonbohlen sind von der Länge, dem Flächenquerschnitt und bei Stahlspundwänden noch von dem Stoffgewicht des Eisens abhängig.

Die Länge der einzelnen Bohlen ist immer  $(w + t)$  (Abb. 1). Bezeichnet ferner  $F$  allgemein den statisch erforderlichen Flächenquerschnitt, so ist für 1 m Kaiwand:

$$(35) \quad \text{a) bei Stahlbohlen der Gewichtsbedarf} \quad G_{spe} = (w + t) F_e \gamma_e,$$

$$(36) \quad \text{b) bei Holzspundwänden der Mengenbedarf} \quad J_{sp h} = (w + t) F_h \text{ und}$$

$$(37) \quad \text{c) desgleichen bei Betonspundwänden} \quad J_{sp b} = (w + t) F_b.$$

Der Flächenquerschnitt  $F$  ist nach dem Spundwandmoment  $M$  unter Berücksichtigung der zulässigen Spannungen für den gewählten Baustoff zu bemessen.

Bezeichnet  $J$  das Trägheitsmoment für Stahlbohlen,  $i$  den Trägheitshalbmesser und  $W$  das Widerstandsmoment für 1 m Kaiwand, so ist

$$i = \sqrt{\frac{J}{F_e}}, \quad F_e = \frac{J}{i^2} = \frac{W d_e}{2 i^2} = \frac{M d_e}{2 \sigma_e i^2} \text{ oder } F^2 = \frac{M d_e F_e}{2 \sigma_e i^2}.$$

Setzt man zur Abkürzung  $\frac{d_e F_e}{2 i^2} = Q_1$ , so ist

$$(38) \quad F_e^2 = \frac{M}{\sigma_e} \cdot Q_1 \text{ und } F_e = \sqrt{\frac{M}{\sigma_e}} \sqrt{Q_1}.$$

Der Wert  $\sqrt{Q_1}$  ist für sämtliche gebräuchlichen Spundwandarten (Larssen, Hoesch, Krupp und Klöckner) annähernd gleich groß und beträgt im Mittel 5,19. Hiermit ist (38)

$$F_e = 5,19 \sqrt{\frac{M}{\sigma_e}}.$$

Für Eisenbetonbohlen ist:  $F_b = 1,00 d_b$  und

$$(39) \quad F_{b1} = 1,00 \left( r \sqrt{\frac{M}{100}} + h' \right).$$

Ähnlich ist für Holzbohlen

$$(40) \quad F_h = 1,0 d_h = 1,0 \sqrt{\frac{6 M}{\sigma_d}} = 2,45 \sqrt{\frac{M}{\sigma_d}}.$$

Unter Benutzung dieser Werte nehmen Gl. (35) bis (37) folgende Formen an:

für Stahlbohlen

$$G_{spe} = (w + t) 5,19 \sqrt{\frac{M}{\sigma_e}} \cdot \gamma_e,$$

für Betonbohlen

$$J_{sp b} = (w + t) \left( r \sqrt{\frac{M}{100}} + h' \right) \text{ und}$$

für Holzbohlen

$$J_{sp h} = (w + t) 2,45 \sqrt{\frac{M}{\sigma_d}}.$$

Hieraus leiten sich die Kosten ab:

$$(41) \quad K_{sp le} = (w + t) 5,19 \sqrt{\frac{M}{\sigma_e}} \cdot \gamma_e k_{sp le}$$

( $k_{sp le}$  in RM/t) für Stahlbohlen

$$(42) \quad K_{sp lb} = (w + t) \left( r \sqrt{\frac{M}{100}} + h' \right) k_{sp lb}$$

( $k_{sp lb}$  in RM/m<sup>3</sup>) für Betonbohlen und

$$(43) \quad K_{sp lh} = (w + t) 2,45 \sqrt{\frac{M}{\sigma_d}} \cdot k_{sp lh}$$

( $k_{sp lh}$  in RM/m<sup>3</sup>) für hölzerne Bohlen.

Die Kosten für das Rammen der Spundwand sind in jedem Falle

$$(44) \quad K_{spr} = (w + t) k_{spr}$$

( $k_{spr}$  in RM/m<sup>2</sup>).

Die mit den Spundwandkosten in gleicher Weise, jedoch nur unwesentlich veränderlichen Kosten für Lieferung und Einbau der Gurtung, Verholmung und Verankerung werden unberücksichtigt gelassen.

Die Kosten der Pfähle aller Art sind zu unterteilen nach: 1. Lieferung und 2. Rammung der Pfähle.



Die Pfähle müssen weiterhin nach ihrer Bedeutung im Gesamtbauwerk unterschieden werden, und zwar nach:

- a) Einzelpfählen, d. h.  $\alpha$ ) Druckpfählen und  $\beta$ ) Zugpfählen und
- b) Pfahlböcken, d. h.  $\alpha$ ) Druckpfählen und  $\beta$ ) Zugpfählen.

Bezeichnet:

- $s_{ed}$  die Gesamtlänge eines einzelnen Druckpfahles,
- $e_{ed}$  den seitlichen Abstand dieser Pfähle,
- $s_{ez}$  die Gesamtlänge eines einzelnen Zugpfahles,
- $e_{ez}$  den seitlichen Abstand dieser Pfähle,
- $s_{bd}$  die Gesamtlänge eines Druckpfahles im Pfahlbock,
- $s_{bz}$  die Gesamtlänge eines Zugpfahles im Pfahlbock,
- $e_b$  den seitlichen Abstand der Pfahlböcke,

so ist die Summe aller Pfahlängen, bezogen auf 1 m Kallänge,

$$(45) \sum s = \sum \frac{s_{ed}}{e_{ed}} + \sum \frac{s_{ez}}{e_{ez}} + \sum \frac{s_{bd}}{e_b} + \sum \frac{s_{bz}}{e_b}$$

Unter Annahme runder Pfähle sind: der Mengenbedarf

$$(46) J_p = \pi \rho^2 \left\{ \sum \frac{s_{ed}}{e_{ed}} + \sum \frac{s_{ez}}{e_{ez}} + \sum \frac{s_{bd}}{e_b} + \sum \frac{s_{bz}}{e_b} \right\}$$

die Kosten

$$(47) K_{pl} = \pi \rho^2 \left\{ \sum \frac{s_{ed}}{e_{ed}} + \sum \frac{s_{ez}}{e_{ez}} + \sum \frac{s_{bd}}{e_b} + \sum \frac{s_{bz}}{e_b} \right\} k_{pl}$$

( $k_{pl}$  in RM/m<sup>3</sup>).

Ebenso ergeben sich die Kosten für die Rammarbeiten an den Pfählen zu:

$$(48) K_{pr} = \left\{ \sum \frac{s_{ed}}{e_{ed}} + \sum \frac{s_{ez}}{e_{ez}} + \sum \frac{s_{bd}}{e_b} + \sum \frac{s_{bz}}{e_b} \right\} k_{pr}$$

( $k_{pr}$  in RM/m).

Aus allen diesen Einzelwerten ergibt sich die Hauptkostengleichung zu:

$$(49) K_g = K_e + K_b + K_{spl} + K_{spr} + K_{pl} + K_{pr}$$

In dieser Gleichung sind sämtliche Werte bis auf  $b$  bekannt oder irgendwie von  $b$  abhängig.

Demnach steigt oder fällt der Wert  $K_g$ , je nachdem bei wachsendem  $b$  die zu- oder abnehmenden Abhängigen überwiegen. Da außerdem einige Glieder zeitweilig steigen und fallen, stellt die Gleichung für  $K_g$  in ihrer Gesamtheit eine Linie höherer Ordnung dar, die abwechselnd Wellentäler — Mindestwerte — und Wellenberge — Höchstwerte — enthält. Von den Mindestwerten wird einer den absolut niedrigsten Wert aufweisen; bei der zu diesem Wert zugehörigen Breite  $b$  werden für das zu erstellende Bauwerk die niedrigsten Gesamtkosten entstehen. Die Ermittlung dieser Mauerbreite  $b$  ist das Ziel der vorliegenden Arbeit.

Theoretisch könnte dieser Wert  $b$  durch Differentiation der Hauptkostengleichung nach  $b$  und durch Nullsetzung der neu gefundenen Gleichung berechnet werden.

Einfacher ist jedoch eine Lösung der Gleichung für  $K_p$  oder ihrer Teile durch Zahlenlisten, Rechen tafeln und auf zeichnerischem Wege, wie es im folgenden geschieht.

### VI. Auswertung der Ergebnisse und Anwendungsverfahren.

Eine möglichst zahlreiche Fälle umfassende Auswertung der Hauptkostengleichung durch Tafeln und Linienscharen stößt zunächst auf Schwierigkeiten. Zahlreiche veränderliche, für einen gegebenen Mauerquerschnitt jedoch feststehende Größen wirken sich in ihrer Vielheit störend auf die übersichtliche Abfassung und Zusammenstellung derartiger Hilfsmittel aus. Vorerst müssen daher mehrere von ihnen auf mathematischem Wege beseitigt werden.

Dies gelingt sowohl bei den statischen Größen der Spundwand als auch bei denen des Pfahlrostes.

Für die Spundwand bleiben zunächst alle diejenigen Größen unberücksichtigt, die sich auf die oberhalb der Rostebene vorhandenen Eigen- und Nutzlasten beziehen. Diese Werte  $h$ ,  $\gamma$ ,  $\rho$  und  $p$  können

ersatzweise in einer einzigen Belastungshöhe  $h_1$ , bezogen auf das Raumgewicht des unterhalb der Grundplatte gelegenen Bodens, zusammengefaßt werden. Diese Höhe ist

$$(50) h_1 = \left( \frac{p}{\gamma} + h \right) \frac{\gamma}{\gamma_1}$$

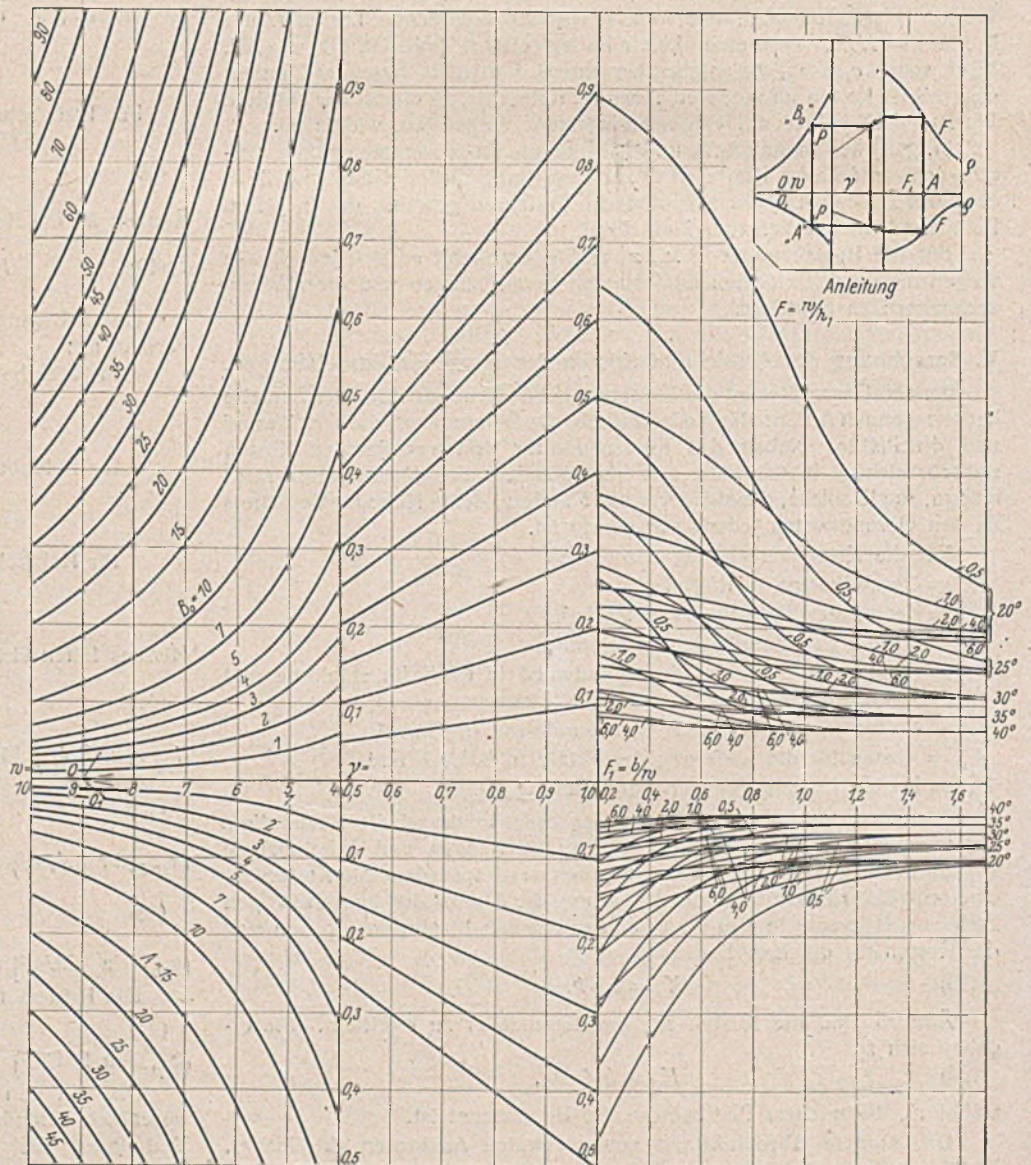
oder diesem Wert ähnlich.  $\rho_1$  bleibt unberücksichtigt, weil der Boden oberhalb der Pfahlrostebene nur auf den Mauerkörper und nicht auf die Spundwand einwirkt.

Weiterhin kann der Wert  $\gamma$  vor die Klammer gezogen werden und damit als unbekannte Größe ausscheiden. Dasselbe gelingt bei der Wassertiefe  $w$ , wenn zuvor die neuen Verhältnisswerte  $f = \frac{w}{h_1}$ ,  $f_1 = \frac{b}{w}$  und  $f f_1 = \frac{b}{h_1}$  in die Rechnung eingeführt werden.

Nunmehr sind neben  $K_g$  und  $b$  nur noch die Werte  $\rho$ ,  $f$  und  $f_1$  veränderlich. Sie bilden die Grundlage, auf der die nachstehenden Tafeln I und II aufgebaut sind. Dabei wird für  $\rho$  ein Bereich von 20° bis 40° gewählt, und für  $f$  und  $f_1$  werden Bereiche von 0,5 bis 6,0 und 0,2 bis 1,7 für ausreichend erachtet.

Aus Tafel I sind dem oberen Bereich die  $B_0$ -Werte, dem unteren die die  $A$ -Werte zu entnehmen. Beim Aufsuchen dieser Werte geht man vom rechten Drittel des Blattes aus, auf dem  $f_1$  auf der  $X$ -Achse und  $f$  in der Linienschar des zugehörigen  $\rho$ -Bereichs ausgewählt werden. Die zu  $f_1$  und  $f$  gehörende Ordinate wird waagrecht zum mittleren Drittel des Blattes übernommen und durch Abstieg auf dem durch  $O$  bzw.  $Q_1$  gehenden Leitstrahl vermindert. Dieser bildet mit der auf der  $X$ -Achse befindlichen neuen Abszisse  $\gamma$  eine neue Ordinate, die gleichfalls waagrecht nach links übernommen wird und dort im linken Drittel der Tafel mit dem gegebenen  $w$ -Wert als Abszisse den gesuchten  $B_0$ - oder  $A$ -Wert aus den beiden Linienscharen auslöst.  $Ea$  ist aus der Beziehung  $Ea = B_0 + A$  abzulesen.

Ähnlich ist aus Tafel II die Länge  $(w + t)$ , das Größtmoment  $M$  und der gesamte Stahlbedarf der Spundwand zu ermitteln. Dabei dienen die



Tafel I. Bestimmung von  $B_0$ ,  $A$  und  $Ea$ .



beiden rechten oberen Teile der Tafel der Bemessung von  $(w + t)$  und die drei Linien im unteren Teile der Berechnung von  $M$ . Den Gesamtbedarf an Stahl findet man in der linken oberen Linienschar, wenn man  $(w + t)$  als Ordinate und  $M$  als Abszisse aufträgt. Da in der Tafel der Stahlbedarf für die Spannung  $\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2$  angegeben ist, müssen für andere Spannungen die abgelesenen Werte mit  $\sqrt{\frac{1200}{\sigma_{e_1}}}$  erweitert werden.

Schwieriger ist die Auswertung der Formeln für den Pfahlrost. Sie ist hier in Form von Tafeln geschehen. Dabei galt es, die zahlreichen Möglichkeiten der baulichen Gestaltung, wie Anzahl, Stellung, Neigung und gegenseitigen Abstand der Pfähle, weitestgehend zu erfassen und zu berücksichtigen. Andererseits mußten jedoch zahlreiche einschränkende Annahmen zur Vereinfachung der Berechnung getroffen werden.

Die Festlegung, daß die Abstände der Pfähle von der Mauervorderkante sich im gleichen Verhältnis zu  $b$  ändern, vereinfacht wesentlich die Aufstellung von Tafeln für den Beiwert  $Q_M$  und die Berechnung der Nullpunktkoordinaten  $x_0$  und  $z_0$ .

Ebenso können bei der Unzahl von Pfahlrostanordnungen nur einige wenige praktische Beispiele herausgegriffen werden, die insbesondere auch den von Friesen (S. 52) aufgestellten Grundsätzen für wirtschaftlich angeordnete Pfahlrostbauarten in hohem Maße entsprechen.

Das Ergebnis dieser Betrachtungen ist in der Wahl von fünf Pfahlrostbauarten zusammengefaßt, und zwar werden je eine drei-, vier- und fünfpfählige Kaimauer und zwei Mauern mit je sechs Pfählen untersucht.

Weiterhin bringt die Einteilung der Neigungen der Pfähle in drei Hauptgruppen, und zwar in die Gruppe der einzelnen Druckpfähle und die beiden Gruppen der Druck- und Zugpfähle in den Pfahlböcken wesentliche Vereinfachungen mit sich.

Hierbei wird für die erste Gruppe der Bereich  $\infty : 1, 20 : 1$  und  $10 : 1$  stets ausreichen, weil flacher geneigte Pfähle wegen Behinderung des vordersten Pfahles durch die Spundwand vielfach nicht angeordnet werden können. Für die Druckpfähle der Pfahlböcke werden die Neigungen  $8 : 1,$

$6 : 1, 5 : 1$  und  $4 : 1$  und für die Zugpfähle die Neigungen  $4 : 1, 3 : 1$  und  $2,5 : 1$  den häufigsten Anforderungen genügen.

Damit ist für den Pfahlrost ein erheblicher Bereich erschlossen, der je nach Bedarf erweitert werden kann. Mit Hilfe der nach diesen grundlegenden Annahmen berechneten Tafel III lassen sich die Beiwerte  $Q_N, Q_H$  und  $Q_M$  der Gleichung für die Pfahlkosten leicht ermitteln. Die Lage des Nullpunktes ist durch Berechnung seiner Koordinaten  $x_0$  und  $z_0$  gegeben. (Siehe Tafel III auf S. 620 u. 621.)

Die Auswahl der in Frage kommenden Bauart muß allerdings vorher durch überschlägliche Berechnung der Pfahlkosten unter gleichzeitiger Festlegung des Jochabstandes getroffen werden.

Für die äußeren Kräfte lassen sich, wie bereits oben erwähnt, einheitliche Tafeln oder Linienscharen nicht aufstellen. Für diesen Teil der Berechnung müssen daher zeichnerische Lösungen verwendet werden.

Die praktische Anwendung des Verfahrens geht wie folgt vor sich:

Man entwirft die Kaimauer zunächst in irgendeinem Verhältnis  $f_1$  der Mauerbreite  $b$  zur Wassertiefe  $w$  und zeichnet für diese Mauer die beiden Lastfälle 1 ( $N_{\max}, H_{\min}$ ) und 2 ( $N_{\min}, H_{\max}$ ) mit den Schlußkräften  $R_{\max}$  und  $R_{\min}$ . Dabei werden die äußeren Kräfte zweckmäßig nach folgenden Gesichtspunkten angesetzt und berechnet.

Von den senkrechten Lasten  $N$  sind die Eigenlasten und die gleichmäßig verteilten Nutzlasten für 1 m Kaimauer ohne Mühe zu finden, sie sind bei wechselnden Mauerbreiten mit  $w f_1$  zu erweitern.

Einzellasten sind jeweils gesondert in die Rechnung einzubeziehen.

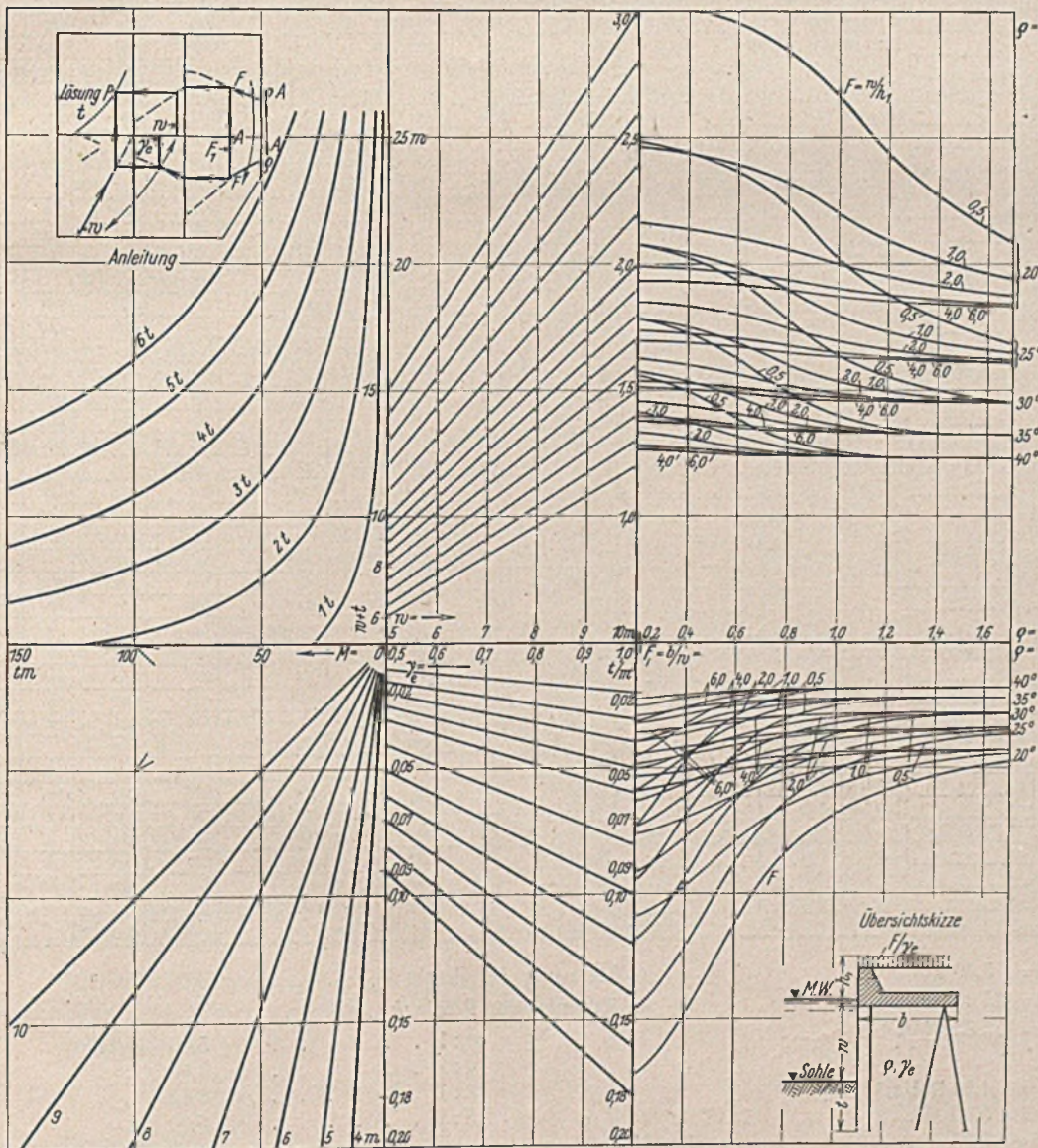
Bei den waagerechten Lasten  $H$  ist der Erddruck hinter der Kaimauer infolge gleichbleibender Höhen  $h$  und  $h_1$  bei jeder Kaimauerbreite gleich groß. Da auch sein Angriffspunkt sich nicht ändert, braucht er nur einmal berechnet zu werden und kann jederzeit in richtiger Größe und Lage eingesetzt werden. Die Größe des Auflagerdrucks  $A$ , der am unteren Rande des Mauerkörpers als Einzellast anzubringen ist, kann bei wechselnden Mauerbreiten nach Tafel I ermittelt und in Rechnung gestellt werden.

Aus den Schlußkräften  $R_{\max}$  und  $R_{\min}$  ist für jeden gezeichneten Fall aus Tafel III diejenige Pfahlrostanordnung herauszusuchen, für die der Nullpunkt ( $x_0, z_0$ ) so gelegen ist, daß in beiden Lastfällen nur kleine Momente auftreten, und für die im übrigen die äußeren Kräfte sich möglichst gleichmäßig auf den gesamten Pfahlrost verteilen. Dies trifft günstigstenfalls ein, wenn der Nullpunkt in dem spitzen Winkel der beiden Schlußkräfte und unterhalb ihres Schnittpunktes angeordnet werden kann. Auf die Untersuchungen Friesens<sup>7)</sup> wird bei dieser Gelegenheit nochmals verwiesen.

Nachdem die Spundwand für das Moment  $M$  und die Länge  $(w + t)$  und die Pfähle nach Anzahl und Länge  $s$  für wechselnde Mauerbreiten bemessen sind, läßt sich mit den örtlich geltenden Preisen  $k_e, k_b, k_{sp1}, k_{spr}, k_{pl}$  und  $k_{pr}$  die Hauptkostenlinie  $K_g$  als Abhängige von  $b$  darstellen, die den Kleinstwert von  $K_g$  ergibt.

### VII. Praktische Anwendungsmöglichkeiten des Verfahrens.

Das Verfahren soll dazu dienen, bei Kaimauern mit vorn liegender Spundwand durch Bemessen des Bauwerks für verschiedene Mauerbreiten schnell und übersichtlich die günstigste Querschnittsbreite zu ermitteln. Die Untersuchung erleichtert damit nicht nur die Entscheidung über die grundsätzliche Gestaltung der Kaimauer, sondern sie ermöglicht es auch, den gewählten Mauerquerschnitt den wechselnden Bedingungen des Baugrundes und anderen Einflüssen ohne zeitraubende neue Entwurfsarbeit anzupassen. Dabei ist Voraussetzung, daß die grundlegenden Abmessungen des Bauwerks bekannt sind und auch den einschränkenden Annahmen nicht widersprechen. So muß beispielsweise die Unterkante der Betonmauer stets tiefer liegen als der niedrigste Außenwasserstand, das Verfahren gibt also keine genauen Ergebnisse mehr, wenn der niedrigste Niedrigwasserstand unter die Mauer-



Tafel II. Bestimmung von  $(w + t)$ ,  $M$  und des Stahlbedarfs.

<sup>7)</sup> Friesen, a. a. O., S. 52 (s. Anm. 3).



sohle sinkt. Es wird daher im Tidegebiet nur mit Vorbehalt Anwendung finden können.

Die Unterkante der Betonmauer muß ferner genau festliegen. Eine Wirtschaftlichkeitsberechnung für wechselnde Höhen der Pfahlrostebene ist nicht Aufgabe der vorliegenden Arbeit.

Beide Hinweise zeigen jedoch, daß Erweiterungen der Untersuchung möglich sind, die Ableitungen dafür werden ähnliche Ergebnisse erbringen, wie sie oben entwickelt worden sind.

Das Verfahren kann ferner dazu benutzt werden, vorhandene statische Berechnungen überschläglich zu überprüfen oder die für ein geplantes Bauwerk erforderliche Stahlmenge an Spundwänden roh zu ermitteln. In letzterem Falle kann auch vergleichsweise festgestellt werden, ob einer Senkung des Stahlverbrauchs durch Verbreiterung der Mauer eine gegebenenfalls noch tragbare Erhöhung der Gesamtbaukosten gegenüberzustellen ist. Hierbei wird es darauf ankommen, aus der Hauptkostenlinie den Kostenwert auszuwählen, der in Anbetracht der Stahlersparnis noch tragbar erscheint.

Schließlich werden die Tafeln bei der Aufstellung von Kostenanschlägen und Preisangeboten gute Dienste für die rasche und zugleich wirtschaftliche Bemessung der Bauten leisten können.

VIII. Anwendungsbeispiel.

In dem folgenden Zahlenbeispiel soll die günstigste Mauerbreite der in Abb. 4 dargestellten Kaimauer ermittelt werden.

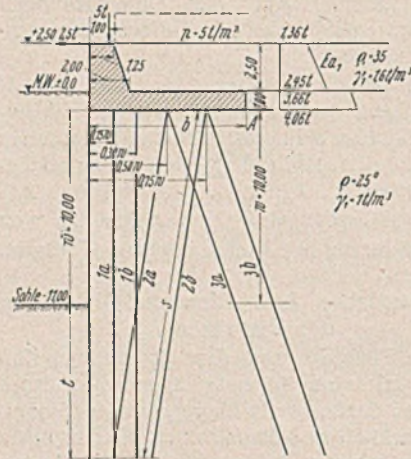


Abb. 4. Anwendungsbeispiel.

Für die Spundwand sind Stahlbohlen, für die Pfähle hölzerne Rundpfähle angenommen. Ferner sind für die einzelnen Teilleistungen am fertigen Bauwerk folgende Einheitspreise zugrunde gelegt worden:

- a) Erdaushub  $k_e$  . . . . . = 3,00 RM/m<sup>3</sup>
- b) Beton  $k_b$  . . . . . = 45,00 RM/m<sup>3</sup>
- c) Spundwandlieferung  $k_{spl}$  . . . . . = 150,00 RM/t
- d) Rammen der Spundwand  $k_{spr}$ 
  - in Neigung ∞:1 . . . . . = 4,50 RM/m<sup>2</sup>
  - "    20:1 . . . . . = 5,00 "
  - "    15:1 . . . . . = 5,75 "
  - "    10:1 . . . . . = 6,25 "

- e) Lieferung der Pfähle  $k_{pl}$  . . . . . = 70,00 RM/m<sup>3</sup>
- f) Rammen der Pfähle  $k_{pr}$ 
  - ∞:1 . . . . . = 5,00 RM/m
  - 4:1 . . . . . = 5,50 "
  - 3:1 . . . . . = 5,75 "
  - 2,5:1 . . . . . = 6,50 "

Die Hauptabmessungen, Erddruckangaben und Belastungen sind Abb. 4 zu entnehmen.

**Nr. III. Pfahlrostbeiwerte Blatt 1.**

Pfahlneigung	Wert	Bauart 1			Bauart 2			Bauart 3			Bauart 4			Bauart 5							
		1	2	3	2a	2b	3a	3b	1	2a	2b	3a	3b	1	2a	2b	3a	3b			
∞:1	8:1	4:7	$A_H$	0,363	0,428	0,219	0,336	0,172	0,222	0,261	0,134	0,209	0,266	0,091	0,181	0,214	0,110				
			$A_H$	0,548	2,321	-2,937	1,345	-1,374	0,335	1,232	-1,432	0,465	1,188	-0,969	0,274	1,160	-1,469				
			$A_H$	-1,537	1,035	-0,530	-0,514	0,920	-0,304	-1,382	-0,062	0,997	0,278	-0,758	-0,753	0,012	0,772	0,855	0,798	-0,569	
			$x_0 z_0$	0,514	0,357	-0,079	-2°15'		0,450	0,680	-0,127	-3°27'		0,489	0,168	-0,095	-2°43'		0,484	-0,226	-0,165
			$A_H$	0,383	0,453	0,178	0,366	0,144	0,237	0,280	0,110	0,228	0,283	0,074	0,191	0,226	0,089				
			$A_H$	0,586	1,770	-2,468	1,099	-1,150	0,362	0,967	-1,202	0,451	0,934	-0,810	0,293	0,885	-1,234				
			$A_H$	-1,534	1,132	-0,445	-0,474	0,855	-0,119	-1,150	-0,333	1,046	0,317	-0,715	-0,789	-0,033	0,734	0,857	0,787	-0,596	
			$x_0 z_0$	0,500	0,383	-0,128	-3°38'		0,450	0,689	-0,200	-3°39'		0,482	0,181	-0,156	-5°26'		0,483	-0,235	-0,165
			$A_H$	0,386	0,464	0,155	0,384	0,128	0,247	0,289	0,096	0,241	0,292	0,065	0,198	0,232	0,078				
			$A_H$	0,573	1,547	-2,199	0,961	-1,026	0,357	0,824	-1,072	0,427	0,797	-0,721	0,286	0,774	-1,099				
			$A_H$	-1,528	1,173	-0,391	-0,469	0,818	-0,125	-1,080	-0,336	1,001	0,335	-0,690	-0,807	-0,042	0,807	0,853	0,777	-0,613	
			$x_0 z_0$	0,493	0,372	-0,165	-4°41'		0,450	0,651	-0,262	-7°21'		0,476	0,179	-0,202	-5°43'		0,482	-0,245	-0,165
			$A_H$	0,351	0,395	0,268	0,304	0,205	0,213	0,239	0,162	0,155	0,245	0,111	0,175	0,197	0,134				
			$A_H$	0,298	2,254	-2,586	1,216	-1,236	0,180	1,161	-1,269	0,322	1,118	-0,868	0,149	1,127	-1,293				
			$A_H$	-1,538	1,068	-0,635	-0,631	0,971	1,038	-0,537	-1,391	-0,100	0,945	0,228	-0,807	-0,734	0,021	0,785	0,845	0,201	-0,150
			$x_0 z_0$	0,522	0,194	-0,082	-1°29'		0,450	0,382	-0,080	-2°17'		0,494	0,090	-0,063	-7°47'		0,432	-0,248	-0,138
			$A_H$	0,367	0,427	0,222	0,336	0,176	0,225	0,262	0,136	0,212	0,266	0,092	0,184	0,214	0,111				
			$A_H$	0,396	1,750	-2,246	1,013	-1,054	0,243	0,931	-1,096	0,345	0,897	-0,743	0,198	0,879	-1,123				
			$A_H$	-1,538	1,068	-0,541	-0,543	0,916	1,104	-0,329	-1,394	-0,062	1,003	0,267	-0,757	-0,770	-0,009	0,791	0,856	0,197	-0,512
			$x_0 z_0$	0,511	0,258	-0,100	-2°51'		0,450	0,487	-0,158	-4°29'		0,468	0,122	-0,123	-3°30'		0,483	-0,171	-0,127
			$A_H$	0,380	0,444	0,196	0,358	0,158	0,234	0,274	0,121	0,225	0,278	0,082	0,150	0,222	0,098				
			$A_H$	0,421	1,488	-2,034	0,695	-0,950	0,260	0,802	-0,991	0,341	0,773	-0,689	0,270	0,744	-1,017				
			$A_H$	-1,538	1,068	-0,487	-0,519	0,916	1,124	-0,227	-1,397	-0,041	1,039	0,286	-0,729	-0,795	-0,003	0,803	0,857	0,190	-0,588
			$x_0 z_0$	0,503	0,273	-0,117	-3°59'		0,450	0,498	-0,219	-6°10'		0,483	0,150	-0,168	-4°47'		0,482	-0,133	-0,121
			$A_H$	0,347	0,370	0,299	0,283	0,229	0,210	0,224	0,181	0,187	0,230	0,124	0,173	0,185	0,150				
			$A_H$	0,153	2,180	-2,360	1,133	-1,145	0,092	1,107	-1,166	0,237	1,066	-0,800	0,076	1,090	-1,180				
			$A_H$	-1,538	1,068	-0,692	-0,729	0,951	0,968	-0,694	-1,402	-0,124	0,920	0,208	-0,825	-0,712	0,071	0,797	0,851	0,199	-0,562
			$x_0 z_0$	0,525	0,100	-0,037	-0°53'		0,450	0,198	-0,048	-1°22'		0,495	0,046	-0,037	-7°04'		0,479	-0,256	-0,117
			$A_H$	0,360	0,408	0,254	0,319	0,198	0,219	0,249	0,154	0,203	0,254	0,105	0,180	0,204	0,127				
			$A_H$	0,280	1,732	-2,086	0,956	-0,988	0,171	0,902	-1,022	0,278	0,867	-0,695	0,140	0,866	-1,043				
			$A_H$	-1,539	0,980	-0,608	-0,612	0,983	1,071	0,472	-1,399	-0,082	0,973	0,233	-0,745	-0,758	0,011	0,797	0,851	0,199	-0,562
			$x_0 z_0$	0,516	0,182	-0,079	-2°16'		0,450	0,349	-0,125	-3°34'		0,490	0,085	-0,097	-2°46'		0,481	-0,181	-0,196
			$A_H$	0,372	0,428	0,226	0,340	0,179	0,228	0,263	0,139	0,215	0,267	0,094	0,186	0,224	0,113				
			$A_H$	0,322	1,482	-1,910	0,650	-0,897	0,198	0,783	-0,933	0,285	0,754	-0,632	0,161	0,771	-0,955				
			$A_H$	-1,538	1,046	-0,551	-0,571	0,970	1,108	-0,351	-1,404	-0,058	1,012	0,254	-0,758	-0,786	-0,006	0,808	0,856	0,196	-0,577
			$x_0 z_0$	0,509	0,209	-0,115	-3°18'		0,450	0,389	-0,185	-5°15'		0,486	0,099	-0,142	-6°03'		0,482	-0,144	-0,129
			$A_H$	0,347	0,336	0,336	0,258	0,258	0,210	0,204	0,204	0,181	0,211	0,141	0,173	0,168	0,168				
			$A_H$	0,000	0,262	-0,262	1,031	-1,031	0,000	1,031	-1,031	0,145	0,994	-0,712	0,000	1,031	-1,031				
			$A_H$	-1,538	0,793	-0,793	-0,860	0,860	0,860	-0,860	-1,400	-0,155	0,876	0,155	-0,876	-0,698	0,086	0,816	0,812	0,186	-0,545
			$x_0 z_0$	0,525	0,000	0,000	0°0'		0,450	0,000	0,000	0°0'		0,495	0,000	0,000	0°0'		0,474	-0,259	-0,087
			$A_H$	0,355	0,380	0,291	0,295	0,226	0,216	0,237	0,177	0,194	0,237	0,121	0,178	0,190	0,146				
			$A_H$	0,145	1,682	-1,872	0,884	-0,904	0,088	0,858	-0,923	0,199	0,824	-0,633	0,073	0,841	-0,936				
			$A_H$	-1,539	0,905	-0,695	-0,721	0,980	1,001	-0,663	-1,406	-0,108	0,936	0,193	-0,829	-0,742	0,043	0,811	0,840	0,196	-0,556
			$x_0 z_0$	0,519	0,094	-0,048	-1°22'		0,450	0,183	-0,077	-2°12'		0,492	0,044	-0,059	-1°42'		0,478	-0,190	-0,166
			$A_H$	0,365	0,403	0,263	0,317	0,207	0,223	0,247	0,167	0,205	0,252	0,110	0,182	0,201	0,131				
			$A_H$	0,204	1,458	-1,742	0,794	-0,829	0,124	0,754	-0,854	0,218	0,725	-0,583	0,102	0,729	-0,871				
			$A_H$	-1,543	1,041	-0,633	-0,659	1,007	1,064	0,530	-1,410	-0,080	0,976	0,213	-0,791	-0,772	0,021	0,817	0,851	0,197	-0,565
			$x_0 z_0$	0,514	0,132	-0,084	-2°21'		0,450	0,251	-0,137	-3°34'		0,488	0,062	-0,104	-2°58'		0,479	-0,153	-0,129
			$A_H$	0,362	0,380	0,269			0,227	0,244	0,148	0,220	0,248	0,100	0,181	0,190	0,135				
			$A_H$	0,946	1,928	-2,544			0,594	1,706	-1,435	0,668	1,076</								



Nr. III. Pfahlrostbeiwerte Blatt 2.

Pfahleigung	Wert	Bauart 1				Bauart 2				Bauart 3				Bauart 4				Bauart 5										
		1	2	3	-	2a	2b	3a	3b	1	2a	2b	3a	3b	1	2a	2b	3a	3b	3c	1a	1b	2a	2b	3a	3b		
20:1	4:1	$O_N$	0,343	0,333	0,340						0,209	0,211	0,192	0,193	0,218	0,131					0,172	0,167	0,170					
		$O_H$	0,477	1,942	-2,454						0,290	1,034	-1,195	0,400	0,997	-0,809					0,239	0,971	-1,227					
		$O_M$	-1,541	1,045	-0,528						-1,368	-0,016	0,991	0,283	-0,760	-0,725	0,031	0,823	0,828	0,156	-0,630	-1,199	-0,650	0,185	0,085	0,124	-0,766	
	3:1	$x_0$	0,527	0,310	0,005	0°09'					0,435	0,156	-0,016	-0,271		0,473	0,104	-0,099	-0,449		0,487	0,191	0,005	0°09'				
		$O_N$	0,359	0,374	0,289						0,223	0,237	0,165	0,191	0,220	0,097					0,160	0,137	0,145					
		$O_H$	0,502	1,545	-1,724						0,310	0,842	-1,034	0,332	0,738	-0,638					0,251	0,773	-1,062					
	2,5:1	$O_M$	-1,541	1,128	-0,456						-1,390	-0,029	1,045	0,314	-0,725	-0,783	-0,001	0,824	0,836	0,156	-0,640	-1,208	-0,644	0,216	0,138	0,172	-0,720	
		$x_0$	0,517	0,325	-0,043	1°13'					0,489	0,155	-0,074	-0,208		0,475	-0,130	-0,178	-0°02'		0,482	0,200	-0,043	1°13'				
		$O_N$	0,372	0,386	0,259						0,232	0,257	0,148	0,198	0,222	0,100					0,166	0,138	0,129					
	4:1	$O_H$	0,493	1,324	-1,928						0,308	0,733	-0,939	0,312	0,709	-0,632					0,246	0,662	-0,964					
		$O_M$	-1,541	1,177	-0,414						-1,394	-0,013	1,078	0,328	-0,703	-0,789	-0,013	0,833	0,839	0,153	-0,648	-1,212	-0,638	0,237	0,176	0,156	-0,694	
		$x_0$	0,509	0,320	-0,078	2°03'					0,484	0,153	-0,119	-0,219		0,476	-0,103	-0,239	-0°44'		0,476	0,197	-0,078	2°03'				
20:1	6:1	$O_N$	0,342	0,304	0,374						0,208	0,193	0,215	0,189	0,214	0,139					0,171	0,152	0,167					
		$O_H$	0,274	1,631	-2,175						0,167	0,960	-1,065	0,329	0,998	-0,700					0,137	0,944	-1,089					
		$O_M$	-1,541	0,957	-0,634						-1,391	-0,081	0,956	0,226	-0,813	-0,704	0,066	0,838	0,816	0,155	-0,617	-1,192	-0,649	0,150	0,230	0,042	-0,833	
	3:1	$x_0$	0,528	0,178	0,016	1°02'					0,494	0,083	-0,022	-0,318		0,470	-0,200	-0,069	-1°58'		0,485	0,109	-0,236	1°02'				
		$O_N$	0,354	0,350	0,324						0,217	0,221	0,187	0,199	0,227	0,127					0,177	0,170	0,116					
		$O_H$	0,342	1,536	-1,931						0,211	0,812	-0,941	0,299	0,782	-0,638					0,171	0,768	-0,945					
	2,5:1	$O_M$	-1,541	1,043	-0,556						-1,400	-0,055	1,002	0,264	-0,789	-0,747	0,030	0,833	0,835	0,161	-0,624	-1,210	-0,635	0,180	0,079	0,102	-0,776	
		$x_0$	0,520	0,223	-0,011	0°19'					0,492	0,105	-0,037	-0°03'		0,473	-0,146	-0,147	-0°49'		0,488	0,136	-0,011	0°19'				
		$O_N$	0,364	0,375	0,294						0,225	0,237	0,170	0,211	0,243	0,115					0,162	0,187	0,147					
	20:1	8:1	$O_H$	0,360	1,330	-1,776						0,223	0,774	-0,865	0,297	0,688	-0,585					0,160	0,665	-0,888				
			$O_M$	-1,540	1,028	-0,511						-1,403	-0,025	1,035	0,280	-0,744	-0,777	0,011	0,840	0,841	0,160	-0,632	-1,216	-0,650	0,206	0,122	0,129	-0,746
			$x_0$	0,514	0,234	-0,046	1°19'					0,488	0,111	-0,081	-0°19'		0,474	-0,116	-0,209	-0°54'		0,480	0,144	-0,046	1°19'			
3:1		$O_N$	0,226	0,230	0,164						0,208	0,230	0,164	0,231	0,110						0,173	0,183	0,160					
		$O_H$	1,450	1,531	-2,835						0,808	0,966	-1,402	0,830	0,955	-0,335					0,725	0,765	-1,417					
		$O_M$	-1,544	1,448	-1,105						-1,336	0,049	1,201	0,517	-0,608	-0,766	-0,033	0,815	0,779	0,068	-0,762	-1,195	-0,572	0,309	0,343	0,476	-0,568	
2,5:1		$x_0$	0,487	0,403	-0,053	1°32'					0,487	0,403	-0,053	1°32'		0,469	-0,039	-0,130	-0°42'		0,487	0,493	-0,009	0°16'				
		$O_N$	0,374	0,378	0,266						0,243	0,250	0,137	0,243	0,251	0,091					0,187	0,189	0,133					
		$O_H$	1,027	1,226	-2,178						0,673	0,781	-1,169	0,688	0,773	-0,780					0,513	0,613	-1,189					
4:1		$O_M$	-1,547	1,465	-0,089						-1,343	0,053	1,219	0,520	-0,594	-0,791	-0,038	0,829	0,777	0,066	-0,764	-1,201	-0,570	0,313	0,363	0,451	-0,557	
		$x_0$	0,508	0,264	-0,057	1°31'					0,478	0,335	-0,113	-0°13'		0,469	-0,026	-0,209	-0°55'		0,476	0,409	-0,057	1°31'				
		$O_N$	0,390	0,396	0,236						0,256	0,262	0,122	0,255	0,263	0,081					0,195	0,198	0,118					
6:1	$O_H$	0,904	1,059	-2,098						0,594	0,677	-1,041	0,606	0,672	-0,694					0,452	0,529	-1,049						
	$O_M$	-1,546	1,478	-0,079						-1,350	0,056	1,233	0,517	-0,584	-0,803	-0,040	0,846	0,772	0,062	-0,767	-1,206	-0,569	0,318	0,377	0,450	-0,541		
	$x_0$	0,498	0,284	-0,082	2°31'					0,473	0,295	-0,158	-0°29'		0,464	-0,019	-0,272	-0°37'		0,470	0,360	-0,092	2°31'					
20:1	8:1	$O_N$	0,334	0,325	0,358						0,212	0,214	0,189	0,205	0,217	0,126					0,167	0,163	0,179					
		$O_H$	0,948	1,628	-2,630						0,603	0,960	-1,286	0,654	0,939	-0,860					0,474	0,814	-1,315					
		$O_M$	-1,547	1,318	-0,254						-1,361	0,030	1,231	0,435	-0,658	-0,749	-0,010	0,825	0,808	0,104	-0,717	-1,171	-0,580	0,303	0,278	0,306	-0,653	
	3:1	$x_0$	0,534	0,274	0,019	0°32'					0,494	0,300	-0,020	0°35'		0,470	-0,096	-0,102	-0°54'		0,485	0,378	0,019	0°32'				
		$O_N$	0,359	0,362	0,302						0,230	0,237	0,160	0,224	0,240	0,107					0,179	0,181	0,151					
		$O_H$	0,827	1,303	-2,224						0,530	0,781	-1,091	0,567	0,765	-0,729					0,414	0,651	-1,112					
	2,5:1	$O_M$	-1,556	1,348	-0,214						-1,364	0,031	1,161	0,447	-0,639	-0,779	-0,026	0,832	0,804	0,097	-0,728	-1,205	-0,601	0,288	0,288	0,353	-0,606	
		$x_0$	0,519	0,335	-0,028	0°49'					0,486	0,264	-0,079	0°15'		0,471	-0,061	-0,181	-0°07'		0,482	0,329	-0,028	0°49'				
		$O_N$	0,374	0,383	0,270						0,241	0,257	0,143	0,237	0,253	0,096					0,187	0,191	0,135					
	4:1	$O_H$	0,749	1,123	-1,945						0,482	0,680	-0,985	0,517	0,667	-0,655					0,374	0,562	-0,997					
		$O_M$	-1,545	1,376	-0,285						-1,369	0,018	1,181	0,457	-0,625	-0,799	-0,031	0,844	0,802	0,094	-0,727	-1,210	-0,597	0,298	0,310	0,363	-0,589	
		$x_0$	0,508	0,484	-0,063	1°46'					0,480	0,240	-0,123	-0°31'		0,471	-0,047	-0,242	-0°49'		0,476	0,298	-0,063	1°46'				
20:1	5:1	$O_N$	0,205	0,202	0,206						0,206	0,202	0,206	0,194	0,207	0,138					0,164	0,153	0,192					
		$O_H$	0,474	0,946	-1,199						0,474	0,946	-1,199	0,542	0,919	-0,805					0,378	0,835	-1,232					
		$O_M$	-1,369	0,004	1,080	0,378	-0,699				-1,369	0,004	1,080	0,378	-0,699	0,833	0,812	0,112	-0,704	-1,154	-0,581	0,294	0,234	0,214	-0,716			
	3:1	$x_0$	0,537	0,490	0,040	1°10'					0,496	0,236	0,006	0°10'		0,470	-0,115	-0,081	-0°19'		0,482	0,301	0,040	1°10'				
		$O_N$	0,222	0,227	0,176						0,222	0,227	0,176	0,213	0,231	0,118					0,175	0,174	0,163					
		$O_H$	0,691	1,342	-2,112						0,437	0,776	-1,031	0,487	0,755	-0,691					0,346	0,671	-1,056					
	2,5:1	$O_M$	-1,546	1,245	-0,304						-1,377	0,014	1,166	0,400	-0,670	-0,770	-0,012	0,836	0,816	0,113	-0,707	-1,207	-0,619	0,289	0,235	0,289	-0,646	
		$x_0$	0,523	0,447	-0,006	0°11'					0,490	0,217	-0,053	1°30'		0,471	-0,081	-0,159	-0°31'		0,485	0,275	-0,006	0°11'				
		$O_N$	0,266	0,271	0,204						0,233	0,242	0,159	0,226	0,245	0,106					0,183	0,185	0,147					
	4:1	$O_H$	0,640	1,162	-1,929						0,407	0,678	-0,934	0,448	0,661	-0,626					0,300	0,580	-0,955					
		$O_M$	-1,547	1,307	-0,277						-1,382	0,023	1,145	0,408	-0,655	-0,793	-0,021	0,847	0,815	0,111	-0,712	-1,204	-0,610	0,279				



Die Spundwandlänge ( $w + t$ ), das Größtmoment und der Gesamtbedarf an Stahl werden nach Tafel II ermittelt.

Für  $f_1 = 0,6$ ,  $f = 1,0$  und  $\rho = 25^\circ$  findet man im rechten unteren Sechstel der Tafel II den Wert 0,62. Dieser Wert ergibt im mittleren unteren Sechstel auf dem durch  $O_1$  gehenden Leitstrahl in Verbindung mit  $\gamma = 1,0 \text{ t/m}^3$  den gleichen Wert 0,62, er schneidet im linken Sechstel auf dem Leitstrahl für  $w = 10,00 \text{ m}$  den Wert  $M = 62,00 \text{ tm}$  aus.

Zur Berechnung von  $(w + t)$  ergibt sich bei den gleichen Grundwerten für  $f_1$ ,  $f$  und  $\rho$  ein Wert von 1,993, der im mittleren oberen Sechstel den Wert  $(w + t) = 19,93 \text{ m}$  erzeugt. Gewählt wird  $(w + t) = 20,00 \text{ m}$ .

Mit den Werten  $M = 62,0 \text{ tm}$  und  $(w + t) = 19,93 \text{ m}$  erhält man in der linken oberen Linienschar den Stahlbedarf mit 5,85 t. Da dieser Wert jedoch für  $\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2$  gilt, aber Sonderstahl mit  $\sigma_{e1} = 2100 \text{ kg/cm}^2$  verwendet werden soll, ergibt sich der endgültige Stahlbedarf zu:

$$G_{spe} = 5,85 \sqrt{\frac{1200}{2100}} = 4,43 \text{ t für 1 m Kai.}$$

Aus den senkrechten und waagerechten Lasten lassen sich die Schlußkräfte  $R_{max}$  und  $R_{min}$  rechnerisch oder zeichnerisch leicht ermitteln.

Die Ergebnisse sind für  $b = 0,6 w$  (Abb. 5a):

$$R_{max} = 69,80 \text{ t, } R_{min} = 44,70 \text{ t bei}$$

$$N_{max} = 66,38 \text{ t, } H_{min} = 21,52 \text{ t und}$$

$$N_{min} = 37,63 \text{ t, } H_{max} = 24,02 \text{ t.}$$

Der Angriffspunkt der Schlußkräfte liegt bei

$$x_{amax} = 2,99 \text{ m, } z_{amax} = 0,76 \text{ m für } R_{max} \text{ und}$$

$$x_{amin} = 2,86 \text{ m, } z_{amin} = 0,56 \text{ m für } R_{min}.$$

Zu diesen Kräften gehören die Momente

$$M_{max} = + 6,64 \text{ tm und } M_{min} = - 7,14 \text{ tm}$$

[vgl. Formel (31)], wobei die nach Formel (32) berechneten  $f'$ -Werte die Größe  $f'_{max} = - 0,10 \text{ m}$  und  $f'_{min} = + 0,19 \text{ m}$  haben.

Der Pfahlrost, der nach Formel (23a) zu berechnen ist, ergibt bei  $b = 0,6 w$  folgende günstige Anordnung (Abb. 6a):

Spundwandneigung 10:1 (damit die vorderen Druckpfähle nicht beengt werden),

Pfahlnigungen  $\infty:1$  für die einzelnen Druckpfähle,

4:1 für die Druckpfähle und

2,5:1 für die Zugpfähle der Pfahlböcke.

Für diese Anordnung wird nach Tafel III

$$x_0 = 0,479 \cdot 6,00 = 2,87 \text{ m und}$$

$$z_0 = 0,081 \cdot 6,00 = 0,49 \text{ m.}$$

Damit rückt der Nullpunkt in den spitzen Winkel zwischen  $R_{max}$  und  $R_{min}$  und erfüllt in dieser Lage die wesentlichsten Voraussetzungen Friesens für eine wirtschaftliche Anordnung des Pfahlrostes.

Die Pfahlkräfte je m Kai berechnen sich im einzelnen zu: Größtwerte

$$P_{1a} = 66,38 \cdot 0,182 + 21,52 \cdot 0,102 - \frac{6,64 \cdot 1,215}{6,00} = 12,95 \text{ t}$$

$$P_{1b} = 66,38 \cdot 0,182 + 21,52 \cdot 0,102 - \frac{6,64 \cdot 0,661}{6,00} = 13,57 \text{ t}$$

$$P_{2a} = 66,38 \cdot 0,201 + 21,52 \cdot 0,729 + \frac{6,64 \cdot 0,147}{6,00} = 29,21 \text{ t}$$

$$P_{2b} = 66,38 \cdot 0,201 + 21,52 \cdot 0,729 + \frac{6,64 \cdot 1,043}{6,00} = 30,15 \text{ t}$$

$$P_{3a} = 66,38 \cdot 0,131 - 21,52 \cdot 0,871 + \frac{6,64 \cdot 0,040}{6,00} = - 9,96 \text{ t}$$

$$P_{3b} = 66,38 \cdot 0,131 - 21,52 \cdot 0,871 - \frac{6,64 \cdot 0,817}{6,00} = - 10,90 \text{ t}$$

Mindestwerte

$$P_{1a} = 37,63 \cdot 0,182 + 24,02 \cdot 0,102 + \frac{7,14 \cdot 1,215}{6,00} = 10,75 \text{ t}$$

$$P_{1b} = 37,63 \cdot 0,182 + 24,02 \cdot 0,102 + \frac{7,14 \cdot 0,661}{6,00} = 10,09 \text{ t}$$

$$P_{2a} = 37,63 \cdot 0,201 + 24,02 \cdot 0,729 - \frac{7,14 \cdot 0,147}{6,00} = 24,95 \text{ t}$$

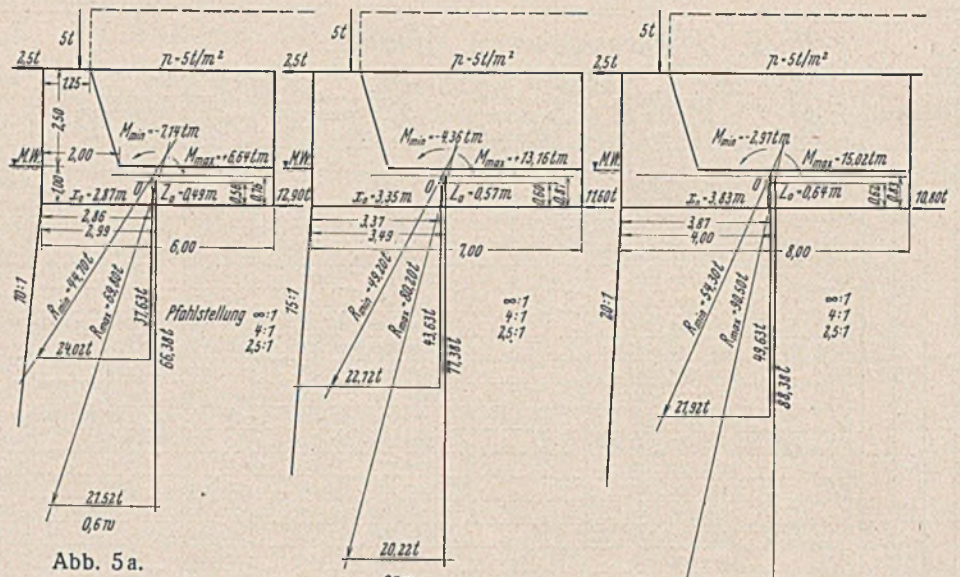


Abb. 5a.

Abb. 5b.

Abb. 5c.

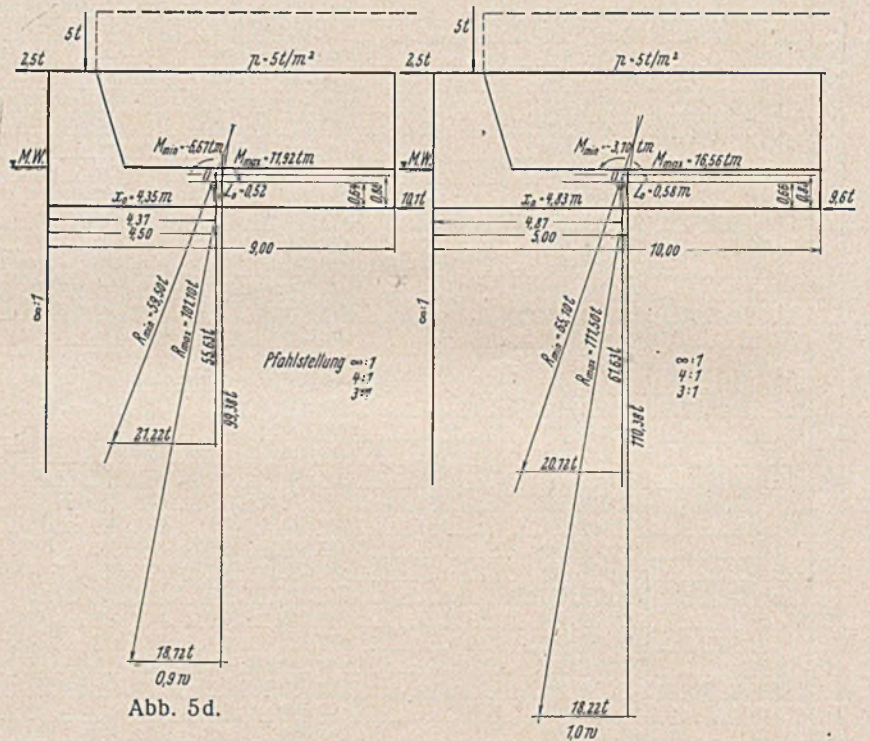


Abb. 5d.

Abb. 5e.

Abb. 5a bis e. Berechnung der Schlußkräfte bei verschiedenen Mauerbreiten.

$$P_{2b} = 37,63 \cdot 0,201 + 24,02 \cdot 0,729 - \frac{7,14 \cdot 1,043}{6,00} = 23,89 \text{ t}$$

$$P_{3a} = 37,63 \cdot 0,131 - 24,02 \cdot 0,871 - \frac{7,14 \cdot 0,040}{6,00} = - 16,03 \text{ t}$$

$$P_{3b} = 37,63 \cdot 0,131 - 24,02 \cdot 0,871 + \frac{7,14 \cdot 0,817}{6,00} = - 14,80 \text{ t}$$

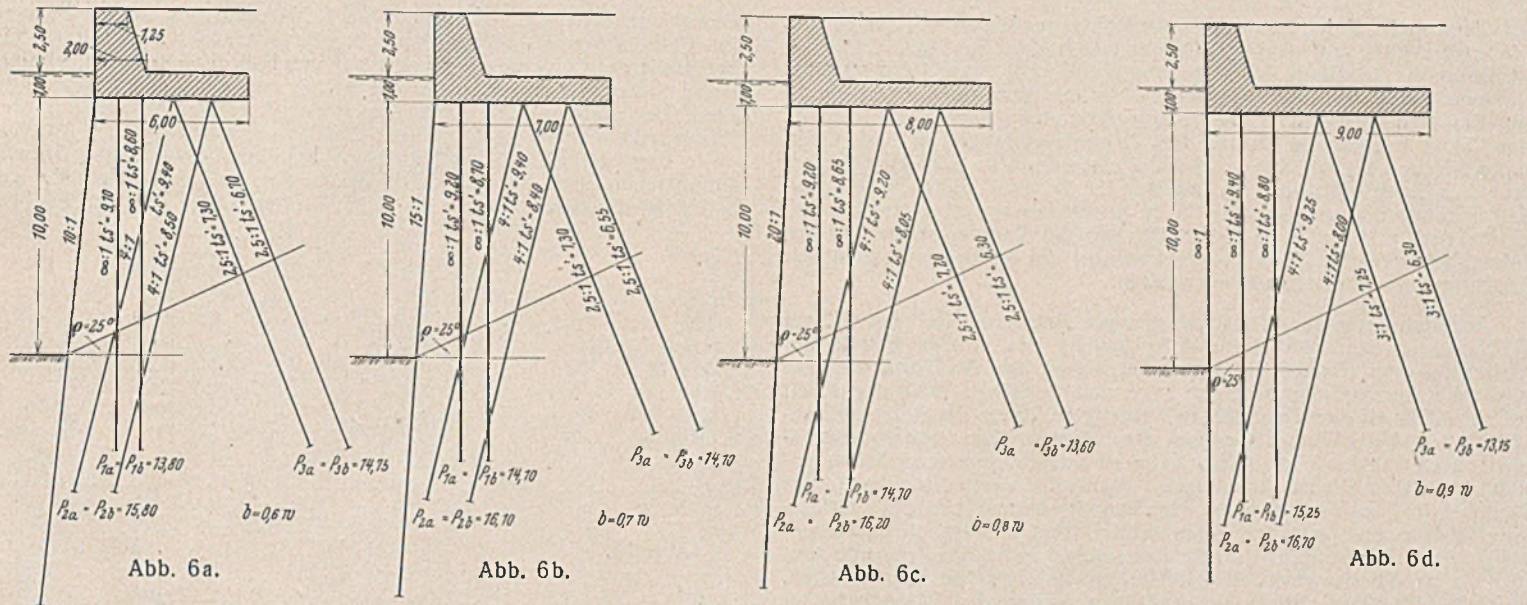
Nach den absoluten Größtwerten vorstehender Tafel sind die Pfähle zu bemessen.

Die Berechnung der Pfahlkräfte geschieht zweckmäßig nach dem Verfahren von Dörr. Im vorliegenden Beispiel ist angenommen worden, daß die tragende Pfahllänge erst unterhalb der durch den Schnittpunkt der Hafensohle mit der Spundwand gelegten natürlichen Böschungslinie vorhanden ist. Unter Benutzung der für diesen Fall anzuwendenden Dörrschen Formeln<sup>8)</sup> und unter Berücksichtigung des Jocharstandes von 2,00 m ergeben sich für die Pfahlkräfte und Pfahllängen folgende Werte:

$P_{1a} = 38,90 \text{ t}$	$s = 13,80 \text{ m}$	gewählt $s = 13,80 \text{ m}$
$P_{1b} = 40,80 \text{ t}$	$s = 13,65 \text{ m}$	gewählt $s = 13,80 \text{ m}$
$P_{2a} = 58,32 \text{ t}$	$s = 15,80 \text{ m}$	gewählt $s = 15,80 \text{ m}$
$P_{2b} = 60,24 \text{ t}$	$s = 15,45 \text{ m}$	gewählt $s = 15,80 \text{ m}$
$P_{3a} = - 57,66 \text{ t}$	$s = 14,75 \text{ m}$	gewählt $s = 14,75 \text{ m}$
$P_{3b} = - 53,20 \text{ t}$	$s = 14,00 \text{ m}$	gewählt $s = 14,75 \text{ m}$

<sup>8)</sup> S. Anm. 6.





Hierbei ist für die vorderen Einzelpfähle eine 1,5fache, für die Druckpfähle der Pfahlböcke eine 1,0fache und für die Zugpfähle eine 1,8fache Sicherheit berücksichtigt worden (Abb. 6a bis e).

Nunmehr lassen sich die Gesamtkosten des Bauwerks für 1 m Kai berechnen.

Für  $b = 0,6 w$  wird

- a) Erdaushub  
 $3,50 \cdot 6,00 = 21,00 \text{ m}^3/\text{m}$ , je 3,00 = 63,00 RM
  - b) Betongrundplatte  
 $1,00 \cdot 6,00 = 6,00 \text{ m}^3/\text{m}$ , je 45,00 = 270,00 RM
  - c) Lieferung der Spundwand  
4,43 t/m, je 150,00 = 664,50 RM
  - d) Rammen der Spundwand 10:1  
 $20,00 \cdot 1,00 = 20 \text{ m}^2/\text{m}$ , je 6,25 = 125,00 RM
  - e) Lieferung der Pfähle  
 $83,70 \cdot \frac{0,30^2 \pi}{4} \cdot \frac{1}{2,00} = 3,14 \text{ m}^3/\text{m}$ , je 70,00 = 219,80 RM
  - f) Rammen der Pfähle  
 $\infty : 1 = 27,60 \cdot \frac{1}{2,00} = 13,80 \text{ m}$ , je 5,00 = 69,00 RM  
 $4 : 1 = 31,60 \cdot \frac{1}{2,00} = 15,80 \text{ m}$ , je 5,50 = 86,90 RM  
 $2,5 : 1 = 29,50 \cdot \frac{1}{2,00} = 14,75 \text{ m}$ , je 6,50 = 95,88 RM
- $K_g = 1594,08 \text{ RM.}$

Dieser Preis stellt lediglich die Summe der Einzelpreise der bei wechselnden Mauerbreiten veränderlichen Mauerteile dar. Der tatsächliche Herstellungspreis liegt naturgemäß über diesem Wert, weil die Kosten der Bauteile unberücksichtigt geblieben sind, die sich bei wechselndem  $b$  nicht ändern.

Entsprechend ist bei  $b = 0,7 w$  bis  $b = 1,0 w$  zu verfahren. Die hier nicht wiedergegebene Rechnung hat folgendes Ergebnis:

Für  $b = 0,7 w$ ,  $b = 7,00 \text{ m}$  ist  $K_g = 1583,00 \text{ RM,}$

wobei a) die Spundwandneigung = 15:1 und  
b) die günstigsten Pfahlnigungen  $\infty : 1$ , 4:1 und 2,5:1 sind.

Für  $b = 0,8 w$ ,  $b = 8,00 \text{ m}$  ist  $K_g = 1579,00 \text{ RM,}$

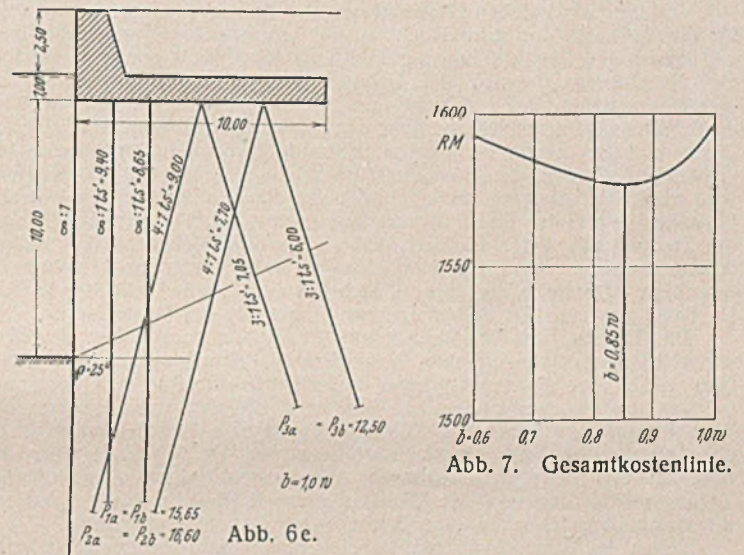


Abb. 6a bis e. Durchbildung der Mauer bei verschiedenen Mauerbreiten.

wobei a) die Spundwandneigung = 20:1 und  
b) die günstigsten Pfahlnigungen  $\infty : 1$ , 4:1 und 2,5:1 sind.

Für  $b = 0,9 w$ ,  $b = 9,0 \text{ m}$  ist  $K_g = 1579,26 \text{ RM,}$

wobei a) die Spundwandneigung  $\infty : 1$  und  
b) die günstigsten Pfahlnigungen  $\infty : 1$ , 4:1 und 3:1 sind.

Schließlich für  $b = 1,0$ ,  $b = 10,0 \text{ m}$  ist  $K_g = 1598,13 \text{ RM.}$

wobei a) die Spundwandneigung  $\infty : 1$  und  
b) die günstigsten Pfahlnigungen  $\infty : 1$ , 4:1 und 3:1 sind.

Trägt man diese  $K_g$ -Werte in einer Linie als Abhängige von  $b$  auf, so erhält man die in Abb. 7 dargestellte Gesamtkostenlinie. Aus dieser ist abzulesen, daß der Kleinstwert bei  $b = 0,85 w$  liegt. Damit ist die gestellte Aufgabe gelöst; der wirtschaftlichste Mauerquerschnitt liegt vor, wenn  $b = 8,50 \text{ m}$  breit gewählt wird.

### Vermischtes.

**Preisausschreiben Alarm.** Im Auftrage des Reichsluftfahrtministeriums und mit Zustimmung des Generalbevollmächtigten für die Regelung der Bauwirtschaft ruft die Fachgruppe Bauwesen e. V. im NSBDT. alle reichsdeutschen Architekten und Bauingenieure zur Schaffung von landschaftsgebundenen, preiswürdigen, bombensicheren Bauformen von Luftschutzräumen auf. Preisgekrönt werden die besten Entwürfe für die Gestaltung der Schutzraumbauten und die besten Vorschläge für eine wirtschaftliche und kurzfristige Bauausführung. Ausgesetzt sind 30 Preise im Betrage von 500 bis 5000 RM.

Anmeldungen sind an die Gaufachgruppenwaller der Fachgruppe Bauwesen e. V. unter Angabe der Ortsgruppe oder Gliederung der NSDAP., der der Anmeldende angehört, sowie seiner Wohnung, Berufsbezeichnung und seines Geburtsdatums zu richten. Die Unterlagen für den Wettbewerb werden gleichzeitig mit dem Zulassungsbescheid zugestellt.

Vorschläge und Entwürfe sind bis zum 1. Februar 1941 an die Fachgruppe Bauwesen e. V. im NSBDT., Berlin C 2, Leipziger Straße 65, einzureichen.

Die Entscheidung des Preisgerichts ist nicht anfechtbar.



**Tagung des Reichsverbandes der Deutschen Wasserwirtschaft e. V.** Die ursprünglich auf den 25. Oktober angesagte Tagung<sup>1)</sup> findet am 13. Dezember in Berlin im Hotel Esplanade statt. Am Vormittag um 9 Uhr berät der Steuerausschuß, um 11 Uhr der Ausschuß für Wasserkraft und Elektrizitätswirtschaft. Die Hauptversammlung beginnt um 14<sup>30</sup> Uhr. Um 15 Uhr beginnt die Sitzung des Gesamtausschusses, in der Oberbürgermeister Dillgardt, Essen, über die Wasserkraft im Rahmen der großdeutschen Elektrizitätskraft, Rechtsanwalt Dr. Wüsthoff, Berlin, über rechtliche Wirkungen staatlicher Eingriffe in private Wassernutzungsrechte und Marinebaurat a. D. Dr. Präß, Essen, Direktor des Ruhrverbandes und des Ruhralsperrenvereins, über die Beziehungen der Abwasserwirtschaft zur Gesamtwasserwirtschaft sprechen werden.

**Arbeitstagung der Wirtschaftsgruppe Bauindustrie.** Am 27. und 28. November fand die Herbst-Arbeitstagung des Großen Beirats der Wirtschaftsgruppe Bauindustrie statt. Reichsminister Dr. Todt würdigte in einer Ansprache die bisherige gute und fruchtbare Zusammenarbeit zwischen ihm als dem Generalbevollmächtigten für die Regelung der Bauwirtschaft und der Wirtschaftsgruppe Bauindustrie. Um diese Zusammenarbeit noch mehr zu vertiefen, habe er Erfahrungsgemeinschaften gebildet, in deren Dienst die fähigsten Fachkräfte der Bauwirtschaft, der Bauindustrie, des Bauhandwerks, der Bauwissenschaft und der Betriebslehre im Bauwesen gestellt werden sollten. Aufgabe sei, die Leistungsfähigkeit der Bauwirtschaft für die Kriegsaufgaben zu steigern und darüber hinaus die Bauwirtschaft auf die großen Aufgaben vorzubereiten, die nach dem Krieg von ihr zu bewältigen sein werden. Dies gelte im Hinblick auf den Erlaß des Führers insbesondere für den Wohnungsbau.

Vorläufig sind sieben Erfahrungsgemeinschaften eingesetzt, und zwar für die Rationalisierung im Hochbau, die Arbeitsvorbereitung in der Bauwirtschaft, die Leistungsführung und Leistungserfüchtigung im Betrieb, die Nachbuchungsfragen, die Lohngestaltung für Baumaschinen und -geräte und schließlich für Rechts- und Verdingungsfragen. Die Vorsitz der Erfahrungsgemeinschaften bilden den „Bauwirtschaftsausschuß Dr. Todt“. Dieser und die in ihm vereinigten Erfahrungsgemeinschaften beraten den Generalbevollmächtigten für die Regelung der Bauwirtschaft. Dadurch wird eine Arbeitsteilung erreicht, nach der die Zentralbehörde nicht alle Forschungen und den Erfahrungsaustausch selbst betreibt, sondern sich auf die Stellung der Aufgaben beschränkt. Die eigentlichen fachkundlichen Arbeiten werden von einem möglichst großen Kreis von Sachverständigen bewältigt. Demnach handelt es sich bei dem „Bauwirtschaftsausschuß Dr. Todt“ um eine Art Selbstverantwortungsstelle der Baufachleute.

Die Tagung, der im Hinblick auf die großen vom Führer der Bauwirtschaft gestellten Aufgaben besondere Bedeutung zukommt, wurde vom Leiter der Wirtschaftsgruppe Bauindustrie, Dr.-Ing. e. h. Vögler, geleitet, der eingehend über die Arbeiten des Wohnungsausschusses der Wirtschaftsgruppe berichtete. Weitere Vorträge hielten Baurat Habild über die Arbeiten des Geräteausschusses und Dr. Knüttel über die Arbeiten des sozialwirtschaftlichen Ausschusses. Zum Abschluß der Tagung wurde der von der Wirtschaftsgruppe Bauindustrie geschaffene arbeitskundliche Lehrfilm „Der Betonbauer“ erstmalig aufgeführt.

Schon am Vorabend hatten die einzelnen Ausschüsse der Wirtschaftsgruppe über ihre Arbeiten berichtet. Besonders bemerkenswert war hierbei der Vortrag des Dr. Oplitz über betriebswirtschaftliche Arbeiten. Den Bericht über die Tätigkeit der Wirtschaftsgruppe im abgelaufenen Halbjahr erstattete Hauptgeschäftsführer Dr. Knecht.

**Unfallverhütung auf Tiefbaustellen.** Im Anschluß an den kürzlich erschienenen Beitrag des Herrn technischen Aufsichtsbeamten Baumeister Roloff über die Sicherheit der Baustellenbetriebe (Bautechn. 1940, Heft 51, S. 582) weisen wir darauf hin, daß die Tiefbau-Berufsgenossenschaft alljährlich einen Sonderdruck über „Bedeutende Unfälle“ herausgibt, die sich in dem abgelaufenen Jahre ereignet haben. Der letzte Bericht schildert auf 32 Druckseiten in ganz knapper und sachlicher Form unter Beigabe von anschaulichen Bildern im ganzen 261 Unfälle. Die Schilderung zeigt in geradezu erschütternder Weise, wie häufig Tod oder schwere Verletzungen blühende Menschenleben vernichtet haben meist aus unbedeutendem Anlaß, aus Unkenntnis oder Nichtbefolgung der Unfallverhütungsvorschriften, aus Unachtsamkeit, Gedankenlosigkeit, Leichtsinns, Trunkenheit usw. Das Sonderheft wird an alle Tiefbaustellen von der Tiefbau-Berufsgenossenschaft<sup>2)</sup> kostenlos abgegeben. Es kann gar nicht oft genug betont werden, wie wichtig es ist, den Arbeitern die oft so geringfügigen Unfallursachen immer wieder vor Augen zu führen. Jeder Bauleiter sollte dafür sorgen, daß das Heft auf seiner Baustelle von Hand zu Hand geht.

**Zuschriften an die Schriftleitung.**

(Ohne Verantwortung der Schriftleitung.)

**Gleitflächen, Prüfflächen und Erddruck.**

Die nachfolgenden Bemerkungen zu dem Aufsatz von Dr.-Ing. habil. Leo Rendulic, Bautechn. 1940, Heft 13/14, S. 146 bis 164, wollen in voller Würdigung der Bemühungen des Verfassers zum weiteren Ausbau seiner Arbeit beitragen. Jede Vertiefung unserer Einsicht in die Erddruckfragen muß allen Fachgenossen, die nicht nur ausschließlich auf die Anwendung der Ergebnisse der klassischen Erddrucklehre Wert legen, sondern auch die Frage ihrer wissenschaftlichen Berechtigung verfolgen, willkommen sein.

Auf S. 161, linke Spalte, unten, weist der Verfasser an Hand der Abb. 36a auf den Unterschied zwischen der Coulombschen Lehre und

seinem Verfahren hin. Hier wird nach Meinung des Unterzeichneten dem Coulombschen Verfahren Unrecht getan. Wendet man nämlich die Ergebnisse der Coulombschen Lehre auf den Fall der lotrechten, glatten, starren Stützwand an, die man sich nacheinander um den Halbpunkt, den unteren und dann den oberen Viertelpunkt im Sinne des Uhrzeigers ein klein wenig gedreht denkt, so entstehen die in Abb. 1a, b u. c dargestellten Druckverteilungen. In diesen Abbildungen (Hinterfüllung rechts gedacht) sind auch die Größen und Angriffspunkte der Erddrücke, die sich sehr einfach errechnen lassen, für  $\varphi = 30^\circ$  angegeben.

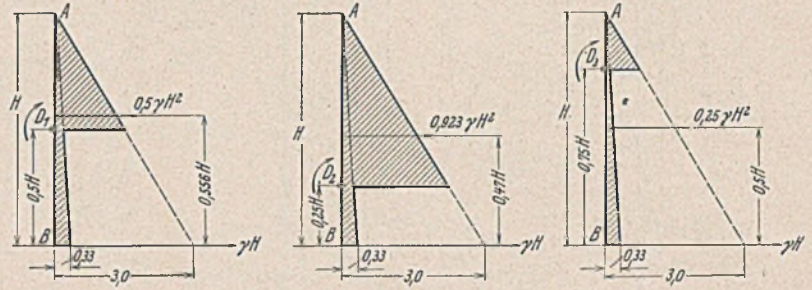


Abb. 1a.                      Abb. 1b.                      Abb. 1c.

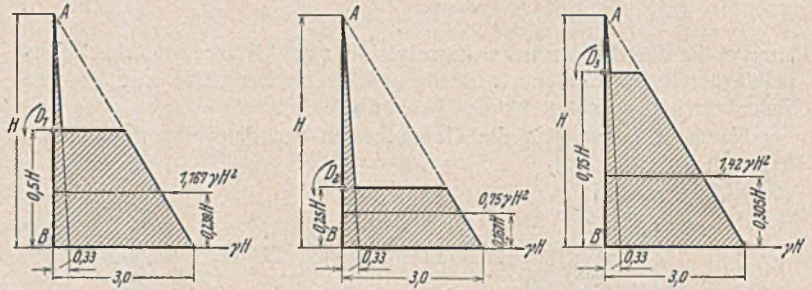


Abb. 2a.                      Abb. 2b.                      Abb. 2c.

Entsprechend sind in Abb. 2a, b u. c die Verhältnisse für kleine Wanddrehungen um dieselben Drehachsen, jedoch in einem dem Uhrzeiger entgegengesetzten Sinne, dargestellt. Trägt man die Belwerte  $\lambda$  des Produktes  $\gamma H^2$  in Höhe der Erddruckangriffspunkte auf, so gelangt man zu Abb. 3, die Abb. 36a des Verfassers entspricht. Die E-Grenzlinie der Abb. 36a deckt sich nicht genau mit der in unserer Abb. 3, jedoch stimmen die Wandteile, innerhalb derer die Erddruckangriffspunkte liegen müssen, wenn die Drehachse die ganze Höhe der Stützwand durchläuft, in diesen beiden Abbildungen ziemlich gut miteinander überein. Zur weiteren Erläuterung sind in Abb. 4 die  $\lambda$ -Werte in Höhe der Drehachsen aufgetragen. Hieraus geht hervor, daß nach der Coulombschen Lehre jedem Punkt der Wand, der als Drehachse angenommen wird, für jede

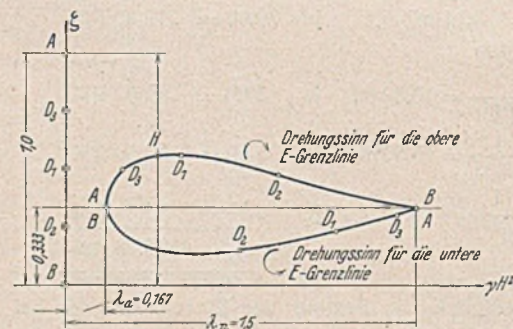


Abb. 3.

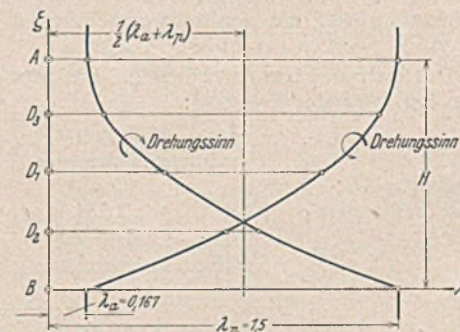


Abb. 4.

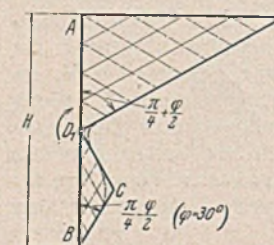


Abb. 5a.

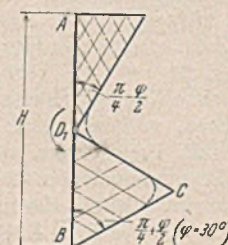


Abb. 5b.

der beiden Drehrichtungen eine Erddruckgröße eindeutig zugeordnet ist. Wird die Drehachse jedoch irgendwo über dem Stützwandkopf oder unter dem Stützwandfuß (also in der gedachten Wandverlängerung) angenommen, dann erhält man die Coulombschen Erddruckwerte für die Gesamthöhe der Wand. In Abb. 5a u. b sind die zu den Fällen 1a und 2a gehörenden plastischen Gebiete angedeutet. Sie ergeben sich ohne jede Rechnung mit Hilfe der bekannten Rankineschen Gleitlinienfelder. Die in Wirklichkeit auftretenden „gestörten“ oder „plastischen“ Gebiete werden bei D1 und C natürlich keine scharfen Ecken, sondern Abrundungen aufweisen.

<sup>1)</sup> Bautechn. 1940, Heft 39, S. 449.

<sup>2)</sup> Berlin-Wilmersdorf, Babelsberger Straße 16.



Die Druckverteilungen in Abb. 38 u. 39 des Aufsatzes bezeichnet Verfasser selbst als überraschend. Die Anwendung der Coulombschen Lehre führt, wie man aus Abb. 1 u. 2 sieht, zu keinen solchen Überraschungen. Vielleicht kann dieser Hinweis zu einer befriedigenden Erklärung dieser dem Gefühl nicht entsprechenden Druckverteilungen führen. Abb. 40 u. 41 fügen sich ihrem Wesen nach gut in die hier gegebene Anwendung der Coulombschen Ergebnisse.

Nach den obigen Bemerkungen stellen sich also für den behandelten Sonderfall die Verhältnisse nach Coulomb für die Gesamthöhe der Wand ein, wenn die Drehachse der kleinen Wandbewegung entweder über der Stützwandkante oder unter der Stützwandsohle liegt, also nicht nur für reine Parallelverschiebung der Wand.

Zum Schluß noch eine kurze Bemerkung über die logarithmische Spirale als Gleitfläche. Diese Linie wurde von Schwedler (1882) als Gleitlinie eingeführt, von J. Schultze (1915) als Teil der Gleitfläche hinter einer Stützmauer und unabhängig davon von Prandtl (1921) bei der Aufstellung einer Tragfähigkeitsformel (Prandtl-Reißner, 1924) benutzt. Hier ergab sich die logarithmische Spirale als Gleitfläche nur für gewichtslose Erdmassen. Caquot (1934) arbeitet ebenfalls mit dieser Linie, offenbar ohne die Arbeiten seiner Vorgänger zu kennen. Auch dem Verfasser des obigen Aufsatzes waren (s. Anm. 7, S. 151) diese Arbeiten nicht bekannt. Man ersieht daraus, daß auf technischem Gebiet Wichtiges leicht in Vergessenheit gerät und dann wieder neu gefunden werden muß. — Verfasser verwendet die logarithmische Spirale bis zum Schnitt mit der freien Oberfläche. Nun fordert aber das Grenzgleichgewicht jedes Teiles der körnigen Masse in unmittelbarer Nähe der waagerechten, spannungslosen Oberfläche der Hinterfüllung, daß die beiden Gleitflächen eines Punktes im plastischen Gebiet mit der Lotrechten entweder den Winkel  $(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2})$  oder  $(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$  einschließen.

Dadurch sollte doch die Auswahl der als Gleitlinien möglichen logarithmischen Spiralen weiter eingeschränkt werden? Eine ähnliche Überlegung gilt für den Fuß der (im Beispiel des Verfassers glatten) Wand. In diesem Fall sind die Hauptspannungen in der Hinterfüllung am Stützwandfuß waagrecht und lotrecht. Aus Gleichgewichtsbedingungen des Erdteilchens ist daher die Neigung des Gleitflächenansatzes im Stützwandfuß vorgeschrieben. Eine Äußerung des Verfassers hierüber sieht der Unterzeichnete für die Leser dieser Zeitschrift als wünschenswert an.

In Abb. 38b, 39b, 40b u. 41b des Aufsatzes kommen Punkte des Grenzgleichgewichtsgebietes vor, in denen sich die beiden Gleitflächen unter ganz verschiedenen Winkeln, statt unter  $(\frac{\pi}{2} \pm \varphi)$  schneiden. Steckt hier nicht ein Verstoß gegen die S. 147, linke Spalte, Zelle 6 und 7, als selbstverständlich bezeichnete Voraussetzung, daß sich jeder Teil des Hinterfüllungsbodens im Gleichgewicht befinden muß?

O. K. Fröhlich, Wien.

Erwiderung.

Die von Prof. Fröhlich in seinen Abbildungen 1a bis 1c und 2a bis 2c dargestellten Druckverteilungen wurden schon öfters, z. B. bei der Lösung von Spundwandaufgaben, als Näherungsansätze verwendet. Rein statisch, d. h. allein vom Standpunkt des Gleichgewichtes in den einzelnen Bodenteilen betrachtet, führen diese Druckverteilungen in Verbindung mit den Gleitflächenbildern 5a und 5b sicherlich zu keinen Widersprüchen. Die Erddruckfrage ist aber keine Aufgabe, die allein unter Verwendung der Gleichgewichtsbedingungen gelöst werden kann. Das zu zeigen und zu beweisen war mir eines der wichtigsten Ziele meiner Erddruckuntersuchung. Die Erddruckverteilung und das Gleitflächenbild werden bestimmt durch die als Folge der vorgeschriebenen Stützwandbewegung entstehenden Verformungen der unendlich kleinen Teilstücke des Hinterfüllungsbodens. Zwischen Verformungs- und Spannungszustand in jedem Punkt des Hinterfüllungsbodens muß zweifellos die von mir in Satz D angegebene Gesetzmäßigkeit bestehen. In einem besonderen Fall müssen sich also im Hinterfüllungsboden Verformungs- und Spannungszustand unter Erfüllung des Satzes D so einstellen, daß die gegebenen Grenzbedingungen, im allgemeinen also auch der gegebene Bewegungszustand der Wand, erfüllt sind. Die von Fröhlich angegebene Druckverteilung und sein Gleitflächenverlauf sind jedoch, wie gezeigt werden soll, mit der diese Druckverteilung erzeugenden Wandbewegung auf keine Weise in Einklang zu bringen, es wäre denn, man erkennt die Richtigkeit des Satzes D nicht an und man bestreitet überhaupt das Vorhandensein eines gesetzmäßigen Zusammenhanges zwischen Spannungszustand und Formänderungszustand im Boden. Betrachtet man also die Erddruckfrage nicht als rein statische Aufgabe, sondern versucht man sie im Zusammenhang mit der Wandbewegung und den Verformungszuständen zu lösen, dann muß man sich zunächst fragen, wo der Boden herkommen soll, der nach der Wandverdrehung den Keil  $D_1BB'$  (Abb. 1) ausfüllen muß. Oberhalb von  $D_1$  ergeben sich keine Schwierigkeiten. Der Boden wird hochgedrückt, und es entstehen die aus Versuchen bekannten Bodenaufwölbungen an der freien Oberfläche.

Wie verläuft nun der entsprechende Vorgang unterhalb von  $D_1$ ? Der von der Wandverdrehung betroffene Hinterfüllungsboden zerfällt nach Abb. 1 in zwei vollkommen getrennte Gebiete. Zur Ausfüllung des Keiles  $D_1BB'$  kann also nur Boden des Hinterfüllungsgebietes  $D_1CB$  in Frage kommen, und es müßten irgendwo Hohlräume entstehen, denn der Boden außerhalb der Gleitgebiete erleidet keine ins Gewicht fallenden Verschiebungen.

Es besteht aber noch eine weitere Schwierigkeit, das in Abb. 1 dargestellte Gleitflächennetz mit der vorgeschriebenen Wandbewegung in

Einklang zu bringen. Wir greifen ein sehr kleines Teilstück des Hinterfüllungsbodens aus dem Bereich  $BCD_1$  heraus. Die Grenzflächen dieses Teilstückes seien durch Gleitflächen gebildet (Abb. 2a). Eine der Grenzflächen ( $LM$ ) falle mit der Hauptgleitfläche  $BC$  der Abb. 1 zusammen.

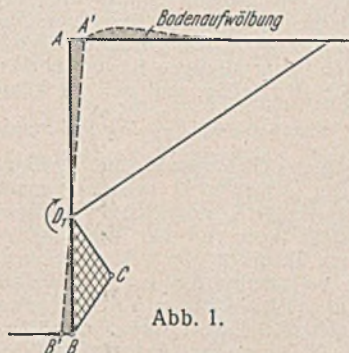


Abb. 1.

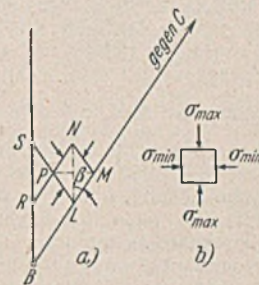


Abb. 2.

Das Teilstück liege sehr nahe an der Stützmauer. In Abb. 2b sind die Richtungen der Hauptspannungen gezeichnet. Eine Formänderung dieses Teilstückes kann nur so verlaufen, daß sich die Querlinie  $NL$  verkürzt und die Querlinie  $PM$  verlängert (siehe Abb. 2b und Satz D). Die Seite  $LM$  erleidet bei der Formänderung keine Verdrehung, da sie ein Teilstück der ebenen Hauptgleitfläche  $BC$  ist. Das Ergebnis der Formänderung des Teilstückes ist in Abb. 3 dargestellt. Die Querlinie  $LN$  muß, wenn überhaupt eine plastische Formänderung auftritt, eine Verdrehung entgegengesetzt dem Uhrzeigersinn durchführen. Dasselbe gilt auch für die Querlinie  $RS$ , die mit der Wand vor Eintritt der Formänderung zusammenfällt. Die Wand selbst führt jedoch eine Verdrehung im Uhrzeigersinn aus. Die Bewegung der Stützmauer und die Formänderung des Hinterfüllungsbodens lassen sich nicht in Einklang bringen, solange die Hauptgleitfläche als Ebene vorausgesetzt wird.

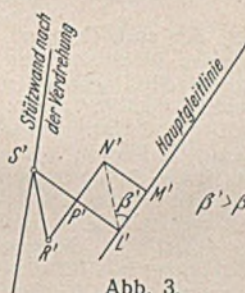


Abb. 3.

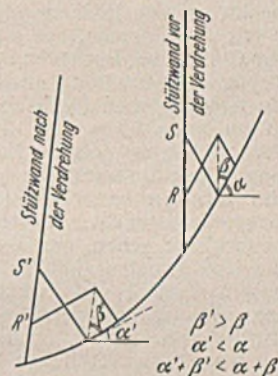


Abb. 4.

Diese Schwierigkeit verschwindet sofort, wenn die Hauptgleitfläche gekrümmt vorausgesetzt wird (Abb. 4). Es muß sich auch hier bei einer Formänderung des Teilstückes  $LMNP$  der Winkel  $\beta$  zwischen Hauptgleitfläche und Querlinie vergrößern, aber der Winkel  $\alpha$ , den die Richtung der Hauptgleitfläche mit der Waagerechten einschließt, verkleinert sich beim Heruntergleiten des Bodens längs der Hauptgleitfläche, so daß im Endergebnis die Querlinie ebenso wie die Wand eine Verdrehung im Uhrzeigersinn erleidet. Bei gekrümmter Gleitfläche kann sich die Formänderung im Hinterfüllungsboden der Wandbewegung anpassen. Es ergibt sich somit die gleichermaßen für angreifenden Erddruck und für Erdwiderstand geltende Schlußfolgerung, daß die Hauptgleitfläche durch den Stützwandfuß gekrümmt sein muß, wenn die Drehachse der Wandbewegung über dem Stützwandfuß liegt. Liegt diese Drehachse unter dem Stützwandfuß, dann ergeben sich auch bei ebener Hauptgleitfläche keine Schwierigkeiten.

Übrigens könnte die von Fröhlich in seinen Abbildungen 5a und 5b eingezeichnete Ausrundung von C auf keinen Fall vorhanden sein. Diese Ausrundung würde bedeuten, daß es sich um eine einzige Gleitfläche handelt, die von B über C nach  $D_1$  führt. Verfolgt man aber die Spannungsrichtungen in dieser Hauptgleitfläche, dann zeigt es sich, daß im Bereich von B bis zu dem Punkt  $C_1$ , an welchem die Übergangskrümmung beginnt, die Spannungen rechts vom Flächenlot liegen, während sie von  $C_2$  bis  $D_1$  links vom Flächenlot um den Reibungswinkel gegen das Lot geneigt sind. In der Abb. 5 ist die Gleitlinie zur Verdeutlichung gestreckt dargestellt. Was geschieht nun im Bereich von  $C_1$  bis  $C_2$ , da doch nach Voraussetzung auf der Gleitlinie die Spannungsrichtung immer um den Reibungswinkel gegen das Lot geneigt sein muß?

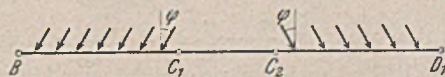


Abb. 5.

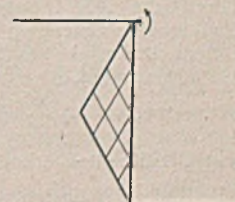


Abb. 6.

Schließlich möchte ich noch auf den Grenzfall der Gleitflächenbildung nach Fröhlich hinweisen, der sich bei Drehachse im Gelände ergäbe. Er müßte so aussehen wie in Abb. 6 dargestellt. Man vergleiche die Abb. 6



mit dem Lichtbild Abb. 33 in der Erddruckuntersuchung von Ohde<sup>1)</sup>. Es zeigt sich dabei, daß nicht die geringste Ähnlichkeit besteht, d. h. also, daß die natürliche Gleitflächenbildung anders aussieht, als sie von Fröhlich als möglich in Betracht gezogen wird.

Weiterhin geht Herr Fröhlich auf verschiedene Grenzbedingungen ein, welche die Richtungen der Gleitflächenteilstücke an der freien Oberfläche und an der Stützwand einhalten müssen. Diese Grenzbedingungen sind zweifellos richtig und müssen von jeder strengen Lösung der Erddruckfrage erfüllt sein, ebenso wie die Bedingung, daß sich die beiden Gleitlinien-Scharen in jedem Punkt unter den Winkel  $\left(\frac{\pi}{2} \pm \varphi\right)$  schneiden

müssen. Man erhält diese Bedingungen aus Gleichgewichtsbetrachtungen an unendlich kleinen Teilstücken. Die (bisher nicht bekannte) mathematische Lösung, d. h. also die streng richtige Lösung, muß von Gleichgewicht am unendlich kleinen Teilstück und von der Erfüllung des Reibungsgesetzes am unendlich kleinen Teilstück durch Aufstellung der Differentialgleichung ausgehen. Die vollständige Lösung der Aufgabe wird aus diesen Bedingungen am unendlich kleinen Teilstück durch Lösung der Differentialgleichung aufgebaut. Eine Lösung, die überall auch am unendlich kleinen Teilstück die Bedingungen des Gleichgewichtes und des Reibungsgesetzes erfüllt, ist die streng richtige Lösung. Überall dort, wo der Auffindung der strengen Lösung zu große Schwierigkeiten im Weg stehen, behilft man sich mit Näherungslösungen, deren Voraussetzungen nicht so scharf gefaßt sind wie die der strengen Lösung. Das Wesen der Näherungsbetrachtungen, die in meiner Erddruckuntersuchung angewendet werden, besteht nun darin, daß man auf die Erfüllung der Gleichgewichtsbedingungen im Unendlichkleinen verzichtet. Man verlangt nur, daß an gewissen endlich großen Erdkörpern im Hinterfüllungsboden, die durch die Stützwand, die freie Oberfläche und durch Gleit- oder Prüfflächen begrenzt sind, Gleichgewicht herrscht. Es wird in dem Näherungsverfahren auch aus begrifflichen Gründen, weil nämlich keine Möglichkeit dazu besteht, nicht verlangt, daß in jedem unendlich kleinen Teilstück der Gleitfläche die Spannungsrichtung gegen das Flächenlot um den Reibungswinkel geneigt ist. Wir begnügen uns vielmehr mit der Tatsache, daß die Mittelkraft aus den Drücken längs der ganzen Gleitfläche durch den Pol der Spirale verläuft und daß somit die Möglichkeit der Erfüllung des Reibungsgesetzes gegeben ist, ohne daß sich in irgendwelchen Prüfflächen Widersprüche zum Reibungsgesetz ergeben müßten.

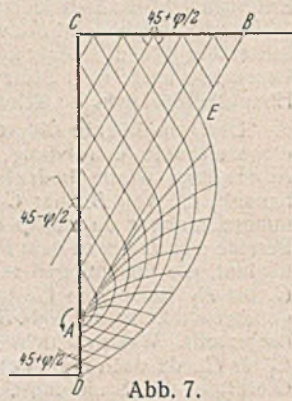
Es ist übrigens derselbe Näherungsweg, den auch Coulomb bei Aufstellung seiner Erddrucklehre beschreitet. Man sucht also eine Lösung, die im Großen betrachtet den Gleichgewichtsbedingungen und dem Reibungsgesetz genügt. Dieser Lösung haften natürlich, wenn wir ins Unendlichkleine gehen, gewisse Widersprüche und Unstimmigkeiten an, auf die Herr Professor Fröhlich in seiner Zuschrift hinweist. Aber wären diese Widersprüche nicht vorhanden, dann wäre ja die streng richtige Lösung gefunden, und darauf erhebe ich keinen Anspruch.

Ausgehend von der Ansicht, daß bei meinem Näherungsverfahren die im Durchschnitt beste Lösung gefunden wird, die sich bei Benutzung der logarithmischen Spirale als Näherungslinie für die Gleitlinie überhaupt finden läßt, und zwar unter bewußtem Verzicht auf die Erfüllung der Gleichgewichtsbedingungen im Unendlichkleinen, kann ich auch der Tatsache keine besondere Bedeutung beilegen, daß meine Gleitflächen an der Oberfläche und an der Stützwand nicht die durch die Erfüllung der Gleichgewichtsbedingungen im Unendlichkleinen vorgeschriebene Richtung aufweisen. In der Coulombschen Erddrucklehre treten dieselben Unstimmigkeiten auf außer in den bekannten Sonderfällen, in welchem die Coulombsche Lösung sich mit der strengen Lösung deckt.

Eine weitere Forderung aus dem Gleichgewicht am unendlich kleinen Teilstück verlangt, daß sich die beiden Gleitflächenscharen unter einem Winkel von  $\left(\frac{\pi}{2} \pm \varphi\right)$  kreuzen. Auch diese

Bedingung ist in meinem Näherungsverfahren nicht erfüllt (s. Abb. 38b, 39b, 40b, 41b), weil die Näherung eben darin besteht, die Erfüllung der Gleichgewichtsbedingungen nur für endlich große Teilstücke zu verlangen. Die Näherungsdarstellungen für die Gleitflächennetze ermöglichen es jedoch, uns ein Bild darüber zu machen, wie diese Gleitflächennetze in Wirklichkeit aussehen. Die Abb. 7 zeigt für einen besonderen Fall den wahrscheinlichen Verlauf der Gleitlinien bei reibungsloser, lotrechter Wand und waagerechter Geländebegrenzung. Oberhalb der Gleitfläche  $AB$  herrscht der gradlinige Rankinesche Spannungszustand. Das Gleitliniennetz besteht aus zwei sich kreuzenden Geradenscharen, die mit der freien Oberfläche

Winkel von  $\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$  einschließen. Mit der lotrechten Stützwand schließen die Gleitlinien oberhalb von  $A$  Winkel von  $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$  ein. Unterhalb der Gleitlinie  $AB$  bestehen beide Gleitlinienscharen aus gekrümmten Linien, die mit der Stützwand Winkel von  $\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$  einschließen. Diese krummen



Gleitlinien gehen in der Linie  $AB$  stetig in die geraden Gleitlinien der oberen Schar über. Der Kreuzungswinkel zwischen den beiden Gleitlinienscharen beträgt in jedem Punkt, auch dort, wo die Gleitlinien gekrümmt verlaufen,  $\frac{\pi}{2} \pm \varphi$ .

Rendulic, Frankfurt a. M.

#### Gegenäußerung.

Von dem Inhalt der vorliegenden Aussprache verdienen m. E. zwei Dinge für den Leser hervorgehoben zu werden.

1. Der Verfasser leitete in seinem Aufsatz aus seiner Abb. 36a den Unterschied zwischen seinem und dem Coulombschen Verfahren her. Dieses kenne nur zwei mögliche Erddruckgrenzwerte, während nach seinem Verfahren eine Erddruckgrenzlinie erhalten werde, deren Punkte die Erddruckmittelkräfte kennzeichnen, die zu allen Erddruckfällen gehören, die aus einem Grenzspannungszustand entstehen. Der Unterzeichnete hat gezeigt, daß auch aus den einfachen Ergebnissen der Coulombschen Lehre eine der Abb. 36a des Aufsatzes gleichartige Darstellung (Abb. 3 der Zuschrift) gewonnen werden kann.

Bezüglich der Übereinstimmung der sich ergebenden Störungsgebiete mit der Wirklichkeit (die natürlich nur ganz roh erwartet werden darf, da ja ebene Gleitflächen vorausgesetzt wurden) vergleiche man Abb. 5b der Zuschrift mit dem Lichtbild Abb. 44 des Aufsatzes, und zwar die Seite rechts der Spundwand. Bei diesem Vergleich hat man zu beachten, daß die Voraussetzung der glatten, starren Wand im Versuch nicht zutrifft und daß die Größe der Störungsgebiete mit der Größe der Drehbewegung wächst.

2. Das Wesen der Näherungsbetrachtungen in der Erddruckuntersuchung des Verfassers besteht darin, daß auf die Erfüllung der Gleichgewichtsbedingungen im Unendlichkleinen verzichtet und nur verlangt wird, daß an den endlich großen Störungskörpern in der Hinterfüllung die Gleichgewichtsbedingungen erfüllt sind. Diese wichtige Voraussetzung war im Aufsatz des Verfassers nur stillschweigend enthalten. In diesem zweiten Teil der Aussprache wurde ein wirklicher Fortschritt erzielt, der in Abb. 7 der Erwiderung enthalten ist. Allerdings besteht das Gleitlinienfeld  $EAD$  in dieser Abbildung nicht aus logarithmischen Spiralen, die Bedingung der Unveränderlichkeit des Winkels zwischen den Gleitflächenscharen ist jedoch überall erfüllt. Damit möchte ich die Aussprache meinerseits schließen.

O. K. Fröhlich, Wien.

Herr Dr.-Ing. habil. Rendulic hatte die Absicht, noch ein Schlußwort zu schreiben, er ist aber nach langer schwerer Krankheit vor wenigen Tagen im Alter von 36 Jahren verschieden.<sup>1)</sup> Der Tod hat damit der Arbeit eines begabten Forschers, der noch Bedeutendes geleistet haben würde, ein vorzeitiges Ende gesetzt.

Die Schriftleitung.

#### Neues Schiffshebewerk.

Der in Bautechn. 1938, Heft 38, S. 489 ff., erschienene Aufsatz „Neues Schiffshebewerk“ enthält Angaben über die Anordnung und die Wirkungsweise bekannter Schwimmerhebewerke, die nicht zutreffen und daher richtiggestellt werden sollen.

1. Auf S. 489, Spalte 1, ist darauf hingewiesen, daß bei einem Schiffshebewerk nur zwei Schwimmer angeordnet seien, um ein statisch bestimmtes Tragwerk zu erhalten. Diese Begründung trifft nicht zu, vielmehr sind bei diesem Hebewerk nur zwei Schwimmer gewählt worden, um die Kosten des Bauwerks zu verringern. In dem Aufsatz von Vollmer und Mussaeus: „Zweischwimmerhebewerk mit beweglicher Troglagerung“ im Ztbl. d. Bauv. 1928, S. 57, ist an Hand der Beziehung  $\Sigma H = \Sigma H_s + nH$ , worin  $\Sigma H$  die Gesamtschachtiefe,  $\Sigma H_s$  die Gesamtschwimmerhöhe,  $n$  die Anzahl der Schwimmer und  $H$  die Hubhöhe bedeuten, dargelegt, daß der zweite Summand  $nH$  ausschlaggebend ist für die Kostenunterschiede zwischen Zwei- und Mehrschwimmerhebewerken. Wenn auch die Kosten für das Tragwerk bei einem Zweischwimmerhebewerk größer werden, so sind die dabei an den Schächten eingesparten Kosten doch so groß, daß eine Verringerung der Gesamtkosten des Bauwerks verbleibt. Der Vorteil der statisch bestimmten Lagerung des Troges ist für die Wahl des Zweischwimmerhebewerks also weniger wichtig. Falls nicht die Bodenverhältnisse zur Wahl von Mehrschwimmerhebewerken zwingen, wird man daher Schwimmerhebewerke mit zwei Schwimmern bauen.

2. Auf S. 489, Spalte 2, schlägt der Verfasser vor, statt zweier zylindrischer, aufrecht stehender Schwimmer nur einen flachen, waagrecht liegenden Schwimmer nach dem Demag-Patent Nr. 657 005<sup>2)</sup> zu verwenden und den Trog als Balken auf zwei Stützen zu lagern. In der Patentschrift wird diese Stützung des Troges als besonderer Vorteil hervorgehoben, da hierdurch eine Gewichtsparsnis sowohl für das Trogerüst wie auch für den Schwimmer gegenüber der Hebewerksbauweise mit waagerechten, zylindrischen Schwimmern<sup>3)</sup> erzielt werde.

Auch diese Behauptung trifft nicht zu; denn, abgesehen davon, daß ein kastenförmiger Schwimmer eine wesentlich stärkere Aussteifung erfordert als zylindrische Schwimmkörper, werden durch Anordnung mehrerer Stützen die für die Bemessung des Tragwerks maßgebenden Stützweiten und damit das erforderliche Stahlgewicht verringert. Der Vorteil der statisch bestimmten Verbindung zwischen Trog und Schwimmer läßt

<sup>1)</sup> Ein Nachruf wird im nächsten Heft erscheinen.

<sup>2)</sup> Bautechn. 1940, Heft 47/48, S. 554.

<sup>3)</sup> D. Bauztg. 1909, S. 314.

<sup>1)</sup> Bautechn. 1938, Heft 13, S. 179.



sich aber auch bei Anordnung von mehr als zwei Verbindungsgliedern dadurch erreichen, daß der kastenförmige Schwimmer gemäß Abb. 1 unterteilt wird.

Hierbei ist jeder Teil des Schwimmers für sich statisch bestimmt auf zwei Stützen gelagert, und auch die Kräfte, die auf den Trog wirken, sind eindeutig bestimmbar. Die Lösung gemäß Abb. 1 bietet außerdem den Vorteil, daß die Schwimmergrube durch Querstreifen ausgesteift werden kann, was zu einer Verminderung der Baukosten führt.

3. Auf S. 489, Spalte 2, wird hervorgehoben, daß bei dem Hebewerk der Demag besondere Sicherheitsvorrichtungen für einen Sonderfall (Leerlauf des Troges) nicht erforderlich seien, da der flache, kastenförmige Schwimmer in diesem Falle nur 3,5 m austauche, während bei einem Hebewerk mit lotrechten Schwimmern diese um 22,5 m aus dem Wasser herauszuziehen würden. Der Verfasser hat dabei übersehen, daß beim Austausch der Schwimmer die Wasserspiegel in den Schwimmerschächten absinken. Das Maß des Austauschens ergibt sich aus folgender Überlegung.

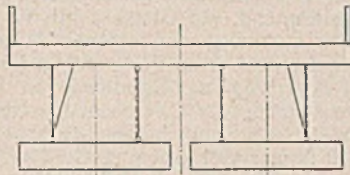


Abb. 1.

Wird das Gewicht der beweglichen Teile des gefüllten Troges mit  $G$  bezeichnet und der Gewichtsverlust bei Leerlauf des Troges mit  $V$ , so ist nach Abb. 2

$$h = Z - y_1 - y_2.$$

$$\text{Hierin ist } Z = \frac{G}{F_1} \quad y_1 = h \cdot \frac{F_1}{F_2} \quad y_2 = \frac{G - V}{F_1}.$$

$$\text{Mithin} \quad h = \frac{V}{\left(1 + \frac{F_1}{F_2}\right) F_1}.$$

$$\text{bei zwei Schwimmern} \quad h = \frac{V}{2 \left(1 + \frac{F_1}{F_2}\right) F_1};$$

bei einem Schiffshebewerk für das 1000-t-Schiff ist

$$h = \frac{2700}{2 \left(1 + \frac{78,5}{16,5}\right) 78,5} = 3,00 \text{ m.}$$

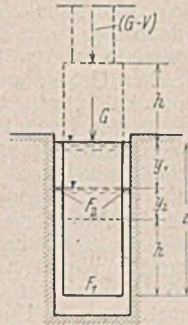


Abb. 2.

Bei einem Zweischwimmerhebewerk für das 1000-t-Schiff tauchen also bei Trogleerlauf die Schwimmer nur 3 m aus dem Wasser aus, wobei verhindert werden muß, daß das auslaufende Trogwasser in die Schwimmerschächte läuft.

4. Aus der Angabe auf S. 490, Spalte 1, daß die Trogführungsgestelle des Demag-Hebewerks nur für seitlichen Windschub und für eine senkrechte Belastung von 50 t zu berechnen seien, geht hervor, daß sie besondere Kräfte im Falle des Vollaufens mehrerer der vorgesehenen Schwimmerkammern nicht aufnehmen sollen. Die Trogführungsgestelle sind aber doch für die Aufnahme von Kräften bei diesem Sonderfall zu berechnen, da einerseits bei Abwesenheit der Bedienungsmannschaft der beabsichtigte Gewichtsausgleich nicht vorgenommen werden kann und da andererseits beim Vollaufen von unsymmetrisch zur Querachse des Hebewerks liegenden Kammern das Gleichgewicht nicht wieder hergestellt werden kann. Laufen beispielsweise die beiden letzten Kammern am rechten Schwimmer voll (vgl. Abb. 2, S. 490), so kann das Gleichgewicht nur durch die Abgabe von abwärts gerichteten Kräften an die rechten und von geringeren aufwärts gerichteten Kräften an die linken Führungsgestelle erhalten werden. Wird nun Wasser aus dem Trog abgelassen, so kann, da das Gewicht des gefüllten Troges immer als gleichmäßig verteilte Last wirkt, der Zustand wieder hergestellt werden, daß auf die rechten Führungsgestelle eine Kraft nicht ausgeübt wird; die aufwärts gerichteten Kräfte an den linken Führungsgestellen werden sich hierbei entsprechend der abgelassenen Trogwassermenge erhöhen. Dipl.-Ing. Bodo Faure.

#### Erwiderung.

Zu 1. Es mag sein, daß die statische Bestimmtheit des Zweischwimmerhebewerks nicht allein der Grund seiner Wahl war, aber immerhin war maßgebend der Wunsch, ein statisch bestimmtes Gebilde zu bekommen, selbst wenn hierdurch das Troggerüst etwas schwerer wurde. Um so mehr begrüßte man es, daß die Gesamtkosten infolge der Verbilligung der Gründung der Schwimmerschächte niedriger waren als ein Hebewerk mit mehreren Schwimmern. Ob dies nun tatsächlich bei der Ausführung infolge der Überschreitung der Gründungskosten der Schächte noch der Fall ist, ist sehr zweifelhaft. Die Kosten für das laufende Meter der Schwimmerschächte steigen mit der größeren Tiefe, so daß die angegebene Formel nicht ohne weiteres maßgebend ist.

Zu 2. Die Behauptung, daß ein flacher, rechteckiger Schwimmkasten teurer wird als senkrechte zylindrische Schwimmer, ist nicht zutreffend, da die Herstellungskosten der zylindrischen Schwimmer, bezogen auf 1 t Stahlverbrauch, bedeutend höher sind als die eines rechteckigen Schwimmkastens. Vor allem ist der Zusammenbau derartiger langer Zylinder äußerst schwierig und kann nur von wenigen Firmen einwandfrei ausgeführt werden, während der rechteckige Schwimmer auf jeder Werft fertig zusammengebaut werden kann. Die Bauzeit des Hebewerks wird hierdurch außerordentlich verkürzt, da Schwimmkörper und Tauchgrube gleichzeitig hergestellt werden können. Bei senkrechten Schwimmern

kann mit dem Zusammenbau erst nach vollständiger Fertigstellung der Schächte begonnen werden. Zu beachten ist auch noch, daß der untere Teil der senkrechten Schwimmer einen bedeutend größeren Überdruck infolge der größeren Tiefe erhält als der flache Schwimmer. Um bei schlechtem Baugrund, Fließsand usw. eine billigere Tauchgrube zu erhalten, kann man nach einem neueren Entwurf der Demag den flachen Schwimmkörper mit kreis- oder ellipsenförmigem Querschnitt ausbilden. Bei festen Felsen ist dies natürlich nicht erforderlich. Die Ausführung nach Abb. 1 ist nur eine Abänderung des Demag-Entwurfs, da hierbei auch der flache Schwimmkörper verwendet wird. Die Ausführung würde also vom Demag-Patent abhängig sein.

Zu 3. Es war mir wohl bekannt, daß bei beiden Schwimmkörperausführungen theoretisch beim Austausch der Schwimmkörper eine Senkung des Wasserspiegels der Schwimmerschächte oder der Tauchgrube eintreten würde. Bei meiner Betrachtung ließ ich dies jedoch unberücksichtigt, da es praktisch unmöglich sein dürfte, die Schwimmerschächte so auszubilden, daß das beim Leckwerden des Troges auströmende Wasser nicht in die Schwimmerschächte oder die Tauchgrube gelangt. Der Wasserspiegel der Schwimmerschächte oder der Tauchgrube liegt immer tiefer als der Boden der Trogkammer, und diese ist erheblich breiter als der eigentliche Trog. Der Trog kann natürlich an jeder beliebigen Stelle leck werden. Beim Hebewerk mit zwei senkrechten Schwimmern muß daher unbedingt ein selbsthemmendes Triebwerk vorhanden sein, da man ein Austauschen um 22,5 m unmöglich zulassen kann.

Zu 4. Abgesehen davon, daß eine Beschädigung der Schwimmkörper kaum im Bereich der Möglichkeit liegt, können die Führungsgestelle leicht für den Fall, daß einseitig in den Schwimmkörper eindringendes Wasser waagerechte Kräfte auf die Stützgerüste ausübt, etwas stärker ausgeführt werden. Karl Böttcher.

#### Entgegnung.

Zu 1. Die Lagerung der Troghauptträger als Balken auf zwei Stützen hat sich zwangsläufig durch den Vorteil der Anordnung von nur zwei Schächten ergeben. Diese Anordnung ist nicht gewählt worden, um ein statisch bestimmtes Gebilde zu erreichen, da ja die Hauptträger der Mehrschwimmerhebewerke durch den bekannten Auftrieb der einzelnen Schwimmer ebenfalls statisch bestimmt gestützt werden.

In dem Aufsatz von Vollmer und Mussaeus im Ztrbl. d. Bauv. 1928, S. 57, ist bereits darauf hingewiesen, daß die Kosten der Schwimmerschächte in größerer Tiefe durch höhere Einheitskosten beeinflußt werden. Im übrigen darf der Sonderfall, daß bei einem Zweischwimmerhebewerk zufolge besonderer Schwierigkeiten höhere Kosten für die Schächte eintreten als veranschlagt, nicht verallgemeinert werden.

Zu 2. Mit den Ausführungen unter 2. meiner Zuschrift ist dargestellt worden, daß die Anordnung nach dem Demag-Patent Nr. 657 005 entgegen der Behauptung in der Patentschrift gegenüber der in der D. Bauztg. 1909, S. 314, veröffentlichten Hebewerksbauweise mit waagerechten, zylindrischen Schwimmern den Nachteil einer wesentlichen Gewichtserhöhung aufweist. Der Vergleich der beiden Bauarten — die Anordnung in der D. Bauztg. entspricht grundsätzlich der Abb. 1 meiner obigen Zuschrift, nur mit ungeteiltem Schwimmer — zeigt, daß beim Demag-Patent die statische Bestimmtheit durch Anordnung von nur zwei Stützen zwischen Trog und Schwimmer, deren Gewichte sich hierdurch bedeutend erhöhen, erreicht wird, während die vorgeschlagene statisch bestimmte Lösung gemäß Abb. 1 eine derartige Gewichtsvermehrung nicht aufweist. Die Frage, ob die Ausführung gemäß Abb. 1 vom Demag-Patent abhängig ist, würde nötigenfalls an anderer Stelle zu erörtern sein.

Ein Vergleich zwischen einem flachen, rechteckigen Schwimmkasten mit senkrechten zylindrischen Schwimmern ist in der Patentschrift und daher auch in der Zuschrift gar nicht angestellt worden. Von einer Stellungnahme zu den Ausführungen der Erwiderung hierzu kann deshalb abgesehen werden.

Zu 3. Es ist durchaus möglich, ein Hebewerk mit senkrechten zylindrischen Schwimmern so zu bauen, daß das bei Undichtwerden des Troges auslaufende Trogwasser nicht in die Schwimmerschächte läuft. Bei einem Hebewerk mit unter dem Trog liegenden Schächten können beispielsweise die Schächte um ein von der Größe der Trogkammerbodenfläche abhängiges Maß (um etwa 1,0 bis 1,5 m) über den Trogkammerboden hinaus verlängert werden, um ein Einströmen des Wassers vom Trogkammerboden in die Schächte zu verhindern. Für den Fall, daß die genau über den Schächten gelegenen Teile des Trogbodens undicht werden, kann das ausfließende Wasser über ein vom Schwimmerstützgerüst getragenes Schutzblech in die Trogkammer außerhalb der Schächte geleitet werden. Bei Hebewerken mit zu beiden Seiten des Troges angeordneten Schächten mit senkrechten, zylindrischen Schwimmern ist ohne besondere Maßnahmen die Gefahr ausgeschlossen, daß das Trogwasser in die Schächte läuft.

Zu 4. Beim Vollauf der beiden letzten Kammern am rechten Schwimmer werden nicht waagerechte, sondern senkrechte Kräfte an die Führungsgestelle abgegeben, die bei einem Trog mit 3200 t Wasserinhalt und insgesamt 14 Schwimmerkammern um ein Mehrfaches die ursprünglich angegebene Belastung der Führungsgestelle in Höhe von 50 t übersteigen werden. Dipl.-Ing. Bodo Faure.

Herr Oberingenieur Böttcher hat auf eine Erwiderung verzichtet.  
Die Schriftleitung.



## Bücherschau.

*Bayer, Karl:* Untersuchungen an Dalben. Mitteilungen aus dem Gebiete des Wasserbaues und der Baugrundforschung, Heft 13, IV, 40 S. mit 41 Abb. Berlin 1940, Verlag von Wilh. Ernst & Sohn. Preis geh. 5 RM, für Bezieher der Bautechnik — gültig 1940 — 4,50 RM.

Dalben werden gewöhnlich auf Grund von Erfahrung und Gewohnheit gebaut. Die teilweise überraschenden Ergebnisse der Untersuchung zeigen, wie nötig und dankenswert es war, einmal unvoreingenommen mit Hilfe der Statik, des Modellversuchs und der Wirtschaftlichkeit die Zweckmäßigkeit gebräuchlicher Dalbenbauweisen nachzuprüfen. Zugleich stellen sich die Grenzen heraus, die diesen Untersuchungsverfahren, die ja die Erfahrung nicht ausschalten sollen, gesetzt sind.

Die statische Berechnung wird dazu verwendet, um Schlüsse auf die beste Lage und Art der Verzimderung zu ziehen. Die Modellversuche über die Bewegung eines Einzelpfahles bei waagerechten Lasten und über die Auswirkung der Rammung mit dem Stammende nach unten geben Anhaltspunkte für die Abschätzung der Wirkung von Stoßlasten und der Rammrichtung. Es wäre allerdings vor einer Verallgemeinerung der Ergebnisse der zweiten Versuchsreihe eine Nachprüfung durch Großversuche zu empfehlen. Die Proportionalitätsgrenze der ersten Versuchsreihe ist nicht deutlich ausgeprägt und daher etwas willkürlich. Die Wirtschaftlichkeitsberechnung liefert eine klare Abgrenzung der Anwendungsbereiche der Dalbenformen für mittlere Preisverhältnisse. Die gehaltvolle Veröffentlichung lenkt in gründlicher und umfassender Weise das Augenmerk auf die Schwierigkeiten und Fehler, die beim Bau von Dalben auftreten und trägt daher wesentlich dazu bei, das Verständnis für die Wirksamkeit dieser Bauwerke zu wecken. Ihre anregende Wirkung geht auch nicht durch die stellenweise Knappheit des Textes und der Abbildungserläuterungen verloren.

Dr.-Ing. habil. Edgar Schultze.

*Bausch, Wilh.:* Schalldämmungsmessungen im Laboratorium und in fertigen Gebäuden. Beiheft zum Gesundheits-Ingenieur. 33 S., 44 Abb. u. 7 Zahlentafeln. München 1939, R. Oldenbourg. Preis geh. 6,40 RM.

Nach einer kurzen Betrachtung der Berechnungsgrundlagen für Schalldämmungen wird eine Übersicht über die im Institut für technische Physik der Techn. Hochschule in Stuttgart verwendeten Meßverfahren und Geräte gegeben, über Meßergebnisse im Versuchsraum und an fertigen Bauten berichtet, ein Vergleich zwischen den Ergebnissen gezogen und ausgewertet. Ein Schrifttumsverzeichnis ist angefügt. Die abschließende Schrift erörtert die Frage: Wo stehen wir heute in der schalltechnischen Bewertung von Bauteilen?

Zunächst wird die Erfahrung bestätigt, daß die rechnerische Erfassung des Schallschutzes von Bauteilen wegen der ständig veränderten Ausführungsverhältnisse unsicher und die sichere Feststellung des Erreichbaren nur am fertigen Bau möglich ist, so daß Voraussagen nur innerhalb gewisser Grenzen in Anlehnung an Ausführungsmessungen für ähnliche Fälle gemacht werden können.

Weiter ist erkennbar, daß an Instrumenten das vorhanden ist, was zur Messung von Geräuschen und der Luftschalldämmung nötig ist. Bestätigt wird weiter, daß dem Ohr alle Bauteile im Schwingungsbereich von 250 bis 800 Hz (d. i. das Hauptgebiet der menschlichen Sprache) besonders durchlässig erscheinen. Da die Angabe des „mittleren Schallschutzes“ aber einen Schwingungsbereich von 100 bis 3000 Hz umfaßt, liegt sie gerade in diesem Gebiet zu hoch und führt zu Irrtümern. Wertvoll könnte dagegen eine Dämmlinie über die Schwingungsbreite von 100 bis 3000 Hz und die gleichzeitige Aufzeichnung als „Phonlinie“ sein, um dem praktischen Baufachmann sowohl den Dämmwert als auch die Störung im gleichen Maßstab zu bieten und es ihm dadurch zu erleichtern, richtige Maßnahmen zu treffen.

Erkennbar ist ferner, daß die jetzige Trittschallmessung nicht befriedigt, weil in einem Lautstärkebereich gemessen wird, der weit über dem Gebrauchswert liegt, weshalb keine praktisch brauchbaren Unterscheidungswerte entstehen. Brauchbar ist die Meßweise jedoch für die Feststellung der Abnahme der Schallausbreitung im Gebäude. Wertvoll für den Baufachmann könnten Angaben über Trittschall-Lautstärken in Phon unter und über der Decke über einen steigenden Fallhöhenbereich sein, wobei ständig als Mittel die Lautstärke einzutragen wäre, die beim gewöhnlichen Gehen mit Lederschuh entsteht. Bei dieser Sachlage ist es verständlich, daß keine der gemessenen Holzdecken die Schallschutzvorschriften der DIN 4110 erreicht hat, trotzdem die Brauchbarkeit der Holzdecke unzweifelhaft feststeht. Eine Nachprüfung ist auch hier nötig.

Die Erfahrung, daß schwere Massivdecken bei richtiger Dämmung dünner, auf ihnen stehender Wände mehr Schallschutz bieten als Holzdecken, wird bestätigt. Zu Abb. 31a und 31b wird auf Bauwelt Nr. 23, 1932 und Breymann, Abb. 300, S. 91, verwiesen. Das jetzt verwendete frische Holz läßt die Verwendung dichtender Pappen wegen der Fäulnisgefahr nicht zu.

Die drei Grundfragen: „Bedürfnis — Messung — Voraussage“ aufeinander abzustimmen ist zwar dringend notwendig, aber noch nicht erreicht. Die Schrift hat die Unstimmigkeiten aufgezeigt. Die Versuchsanstalten würden sich ein großes Verdienst erwerben, wenn es ihnen gelänge, die Lücke zu schließen.

Die Schrift wird zum Studium des Standes der schalltechnischen Bewertung von Bauteilen sehr empfohlen.

Doorentz.

*Preß, H., Dr.-Ing.:* Der Boden als Baugrund, mit Ergebnissen eigener Versuche. Mitteilungen aus dem Gebiete des Wasserbaues und der Baugrundforschung, Heft 9, 2. neubearb. Aufl., V u. 49 S., 64 Textabb. Berlin 1940, Verlag von Wilh. Ernst & Sohn. Preis geh. 5,80 RM.

Das Buch füllt namhafte Lücken in der Grundbauwissenschaft aus, die bis vor kurzem als Stiefkind der Bauwissenschaften bezeichnet werden mußte. In den vier Abschnitten werden wertvolle Erweiterungen der Bodenbenennungen, der Bodenaufschlüsse, der Bodenentnahme und der Bodentragfähigkeit gegeben. Die noch immer bestehenden Vorschriften über die zulässigen Bodenpressungen sind aus verschiedenen Gründen unzureichend, ein Gleiches gilt für die Pfahlgründungen. Die vom Verfasser durchweg aus eigenen Mitteln bestrittenen Versuche und seine darauf aufgebauten Forschungen bedeuten einen erheblichen Fortschritt auf dem Wege zur Schaffung von Baugrundkarten, die die Bauwelt zur Einschätzung der Oberflächenbeschaffenheit immer dringender benötigt. Nur die wenigsten Ingenieure haben sich bisher überzeugen lassen, daß noch immer viel Zeit und Geld vergeudet wird durch über Gebühr ausgedehnte Schürf- und Bohrversuche, an deren Stelle oft seismische, geoelektrische und dynamische Bodenuntersuchungen rascher und billiger zum Ziele führen können, obwohl man ersterer nie ganz wird entraten können. Die Untersuchung gestörter und ungestörter Bodenproben im Zusammenhang mit der Ermittlung der Bodentragfähigkeit werden dem Leser in übersichtlicher und klarer Weise erläutert. Einen großen Raum nimmt die Behandlung der Probelastungen und der dynamischen Baugrundprüfung ein, deren Ergebnisse in Schaubildern dargestellt werden. Besonders wertvoll sind hierbei die Senkungslinien von Lastflächen gleicher Größe, aber verschiedener Form, seien es geschlossene oder innen hohle, also nur mit den Rändern den Boden belastende Körper. Die letzten Kapitel sind der Bodentragfähigkeit gewidmet, die von vorhandenen oder möglichen örtlichen Verhältnissen abhängt und von der Gründungsart und den Einwirkungen benachbarter Baulichkeiten beeinflusst werden kann. Die Setzungen, ihre Ursachen, ihre Berechnungen und die Maßnahmen gegen Senkungsschäden werden an Hand der Ergebnisse zahlreicher, vom Verfasser selbst durchgeführter Versuche aufgezeigt. Was dem Werke seinen großen Wert verleiht, ist die Tatsache, daß der Verfasser Gelegenheit hatte auf den von ihm geleiteten Großbaustellen eine Unzahl von Erfahrungen zu sammeln, sie meßtechnisch festzulegen und sie so der Allgemeinheit zugute kommen zu lassen.

Colberg.

*Manger, Dr. sc. techn.:* Der durchlaufende Balken auf elastisch drehbaren und elastisch senkbaren Stützen, einschließend des Balkens auf stetiger elastischer Unterlage. Mitt. aus dem Institut für Baustatik, Nr. 10, 169 S. mit 77 Textabb. und 7 zeichn. Beilagen. Zürich und Leipzig 1939, Verlag AG. Gebr. Leemann & Co. Preis geh. 7,50 RM.

In der als Mitteilung aus dem Institut für Baustatik an der eidgenöss. Technischen Hochschule in Zürich herausgegebenen Schrift hat sich der Verfasser die Aufgabe gestellt, eine einheitliche Behandlung der Fragen zu geben, die mit den elastischen Stützensenkungen und Stützenverdrehungen durchlaufender Balken zusammenhängen. Wesentlich ist dabei die Behandlung der elastischen Stützensenkungen, denn für die Berechnung des Einflusses von Stützensenkungen gegebener Größe, sowie von elastischen Auflagerverdrehungen liegen bereits praktisch brauchbare und hinreichend einfache Verfahren vor.

Der Verfasser hebt zur Begründung des Wertes seiner Ausarbeitungen hervor, daß die damit verfeinerte Rechnung die tatsächlichen Beanspruchungsgrenzen fast genau ergäbe, womit die Voraussetzung für erhöhte rechnerische Bestimmungen der meisten Länder bei der Berücksichtigung von Nebenwirkungen zulassen. Das mag für manche Aufgabenstellungen zutreffen; vielfach wird aber das Maß der elastischen Nachgiebigkeit der Stützen auch nur durch Schätzung festzusetzen sein, so daß eine Berechnung auf Grund geschätzter Senkungen keinen geringeren Anspruch auf Genauigkeit haben dürfte.

Es erhebt sich auch die Frage, ob eine schematische Berücksichtigung der möglichen Stützenverschiebungen nicht zu einer zu vorsichtigen Bemessung, also zu Überabmessungen Anlaß geben kann. Wenn die Bruchsicherheit eines Bauwerks als Maßstab angenommen wird, dann ist ja eine statische Spannung sicher anders zu werten, als eine für Stützenverschiebungen ermittelte rechnerische Beanspruchung.

Wenn hiermit Fragen aufgeworfen werden, die an den Anwendungsbereich der entwickelten Verfahren rühren, so wird der Wert der Arbeit selbst dadurch in keiner Weise beeinträchtigt. Aufbauend auf bekannten rechnerischen und zeichnerischen Verfahren, insbesondere auf den Arbeiten von M. Ritter, wird als Kernstück der Abhandlung der allgemeine Fall beliebiger durchlaufender Träger mit elastisch drehbaren und elastisch senkbaren Stützen behandelt, weiterhin werden die verschiedenen Vereinfachungen für Sonderfälle angegeben und damit zusammenhängende sowie ähnlich liegende Aufgaben behandelt; so die Berechnung der Balken auf stetiger elastischer Unterlage, der Brückenquerträger, Behälterwände usw. Durch Rechenhilfen, schematische Anordnungen u. dgl. werden die Schwierigkeiten der Rechnungsgänge nach Möglichkeit verringert.

Wenn auch die Einarbeitung in die Abhandlung trotz ihres klaren Aufbaues und ihrer erfreulich deutlichen Ausdrucksweise gewisse Mühe erfordert, so wird sich diese Mühe für denjenigen sicher bezahlt machen, der sich mit den behandelten Aufgaben, insbesondere auch mit den Sonderaufgaben, die zum Schluß erwähnt werden, zu befassen hat.

Berrer.



**Dürr, H. R., Dr.-Ing.:** Das Stahlfenster in der Bauwirtschaft. Eine Betrachtung seiner Entwicklung, Ausführungsarten und Eigenschaften. Mit 169 Textabb. VIII u. 149 S. in 4°. Berlin 1940, Verlag von Wilh. Ernst & Sohn. Preis in Leinen 12 RM.

Die Tatsache, daß das Stahlfenster seit seiner ersten Herstellung bis zur Jetztzeit noch nicht allgemein Verbreitung und Anerkennung gefunden hat, hat den Verfasser veranlaßt, mit dem vorliegenden Werk die bestehenden, durchaus verständlichen Bedenken, deren Ursachen in der Unklarheit über die Eigenschaften, die Wirtschaftlichkeit und Eignung des Stahles als Werkstoff für den Fensterbau zu suchen sind, durch eine eingehende Betrachtung und Untersuchung des Stahlfensters in der Bauwirtschaft zu beseitigen und eine Klarstellung der umstrittenen Eigenschaften herbeizuführen.

In den ersten beiden Abschnitten wird der Leser in klarer und anschaulicher Form über den Werdegang eines Stahlfensters, den Werkstoff, die Berechnungsgrundlagen für die Standfestigkeit und weiterhin über die Merkmale der einzelnen Fensterarten sowie über ihre wichtigsten Teile, wie Bänder, Verschlüsse und Feststellvorrichtungen, ins Bild gesetzt. Dem Baufachmann werden besonders wertvolle Hinweise und Anregungen für das Einsetzen des Stahlfensters in das Mauerwerk, die Verglasung und seinen Schutz gegen Rostbildung gegeben. Ausführliche Erklärungen und Anleitungen weisen sowohl dem Bauausführenden als auch dem Architekten den Weg zur Erzielung einer sachgemäßen Ausführung.

In einem besonderen, rein wissenschaftlichen Teil werden an Hand von Untersuchungsergebnissen, die in zahlreichen Versuchsniederschriften und den dazugehörigen Linientafeln festgelegt worden sind, alle wesentlichen wärme- und schallschutztechnischen Eigenschaften und die Luftdurchlässigkeit des Stahlfensters aufgezeigt und erläutert. Die dabei gewonnenen Erkenntnisse vermögen wohl den Lieferwerken wertvolle Anregungen für die weitere Entwicklungsarbeit und die Verbesserung des Stahlfensters zu geben.

Der Verfasser bezieht schließlich die Fragen der Rohstoffwirtschaft in den Kreis seiner Betrachtung ein und verweist dabei in dem Bestreben, der Holzersparnis Rechnung zu tragen, und auf der Suche nach einem geeigneten Werkstoff für den Fensterbau ungeachtet der derzeitigen Baustofflage auf den Werkstoff „Stahl“. Es mag jedoch dahingestellt bleiben und recht fragwürdig erscheinen, ob dieser Weg bei den gegenwärtigen Verhältnissen und der kommenden Entwicklung der allgemeinen Rohstofflage zu dem gewünschten Ziele, der Entlastung des Rohstoffmarktes, führen wird.

Außer erläuternden Maßzeichnungen und Tafeln unterstützen zahlreiche, gute und anschauliche Abbildungen den reichhaltigen Text. Das Werk ist mit einem ausführlichen Stichwort- und Schrifttumsverzeichnis versehen und in dauerhaftes Leinen gebunden. Es bietet dem Architekten und Ingenieur aufschlußreiche Unterlagen für seine Planung und für die Überwachung der Bauausführung sowie dem Hersteller, Händler, ausführenden Unternehmer und Handwerksmeister gute Hinweise und Anregungen und kann jedem, der irgendwie mit dem Hoch- und Fensterbau zu tun hat, sei es als Auftraggeber oder als Ausführender, bestens empfohlen werden. Schubert.

**Herberg, W. G., Dr.-Ing.:** Untersuchung des Spannungsverlaufes in eingespannten Eisenbetonhohlbogen mit verjüngtem Kämpfer und Ermittlung von Grundwerten zur Dimensionierung. 66 S. Borna 1939, Robert Noske. Preis 4,80 RM.

Der Verfasser hat sich in seiner Schrift das Ziel gesetzt, nachzuweisen, daß es statisch vorteilhaft und wirtschaftlich nicht nachteilig ist, bei eingespannten Eisenbetonhohlbogen die Bogendicken vom Scheitel nach den Kämpfern hin abnehmen zu lassen, sie zu verjüngen. Nach einigen Voruntersuchungen über die Querschnittsgrößen von kastenförmigen Hohlquerschnitten bei verschiedenen Wandstärken, sowie Untersuchungen über die Abhängigkeit des Eigengewichtes von Bogenbrücken vom Pfeilverhältnis, werden Betrachtungen über die Eigengewichtsspannungen und ihre Abhängigkeit vom Bogengewicht, von der Ausbildung der Bogenquerschnitte, sowie von der Spannweite des Bogens angestellt. Bei den Untersuchungen über die Spannungen aus Verkehrslast, Temperaturkräften und Eigengewicht werden die schon von Valette und Boussiron nachgewiesenen Eigentümlichkeiten der Spannungsverteilung bei eingespannten Bogenträgern mit verjüngten Kämpfern erneut bestätigt.

Die Arbeit vermittelt in geordneter Form wertvolle, bei der Durchrechnung zweckmäßig gewählter Rechenbeispiele gemachte Erfahrungen und stellt daher eine Bereicherung des Schrifttums über massive Bogenträger dar. B. Fritz.

**Plümecke, Seuster, Teller:** Preisermittlung für Bauarbeiten. 8. Aufl. Eberswalde, Berlin, Leipzig 1937, Verlagsgesellschaft Rud. Müller. Preis geb. 8 RM.

Das kleine Werk ist für die Bedürfnisse des Bauhandwerks im Hochbau geschaffen, in dem eine einwandfreie Preisermittlung, die nicht nur auf mehr oder weniger gefühlsmäßigen „Erfahrungswerten“ aufbaute, bis vor kurzem bei weitem nicht allgemein zu finden war. Die hohe Auflage des Buches beweist die steigende Beachtung, die auch in diesen Kreisen den Fragen der Preisberechnung mehr und mehr entgegengebracht wird. In dem Buch, das bis zur 7. Auflage vom rheinisch-westfälischen Baugewerbeverband herausgegeben wurde, sind die Ergebnisse von Untersuchungen verwertet, die der Reichsinnungsverband des Baugewerbes und das Institut für Bauwirtschaftslehre an der Technischen Hochschule Hannover angestellt haben. Mund.

**Albrecht, R., Dipl.-Ing., Reg.-Baumstr.:** Lichtbogenschweißung. 60 S. mit 67 Textabb. Berlin 1940, Wilh. Ernst & Sohn. Preis steif geb. 3,20 RM.

Das Buch behandelt in einer für Unterrichtszwecke sehr geeigneten Weise die Herstellung, bauliche Durchbildung und Berechnung von Schweißverbindungen. Der Buchinhalt gliedert sich wie folgt: Überblick über die Schweiß- und Arbeitsverfahren. — Die Lichtbogen- oder Elektroden-schweißung (Baustoff, Schweißvorgang, Schweißspannungen, Arten und Prüfen der Schweißnähte). — Schweißgeräte und Schweißerausrüstung. — Bauliche Gestaltung. — Berechnung für Hoch- und Brückenbauten. — Aufgaben mit Hinweisen für die bauliche Gestaltung. — Merksätze für die Auftragschweißung. — Vorschriften und Schrifttumsnachweis.

Das Buch kann als eine sehr schätzenswerte Ergänzung unserer bekannten Lehrbücher für Stahlbau angesprochen werden. In genügender Ausführlichkeit und auf durchaus fachwissenschaftlicher Grundlage werden alle die Dinge behandelt, die zum Verständnis einer sachgemäßen Schweißarbeit dienen. Gut gewählte Abbildungen erläutern den Text. Besonders wertvoll sind die Abschnitte über Berechnungsverfahren und bauliche Sonderaufgaben. Mit den im gleichen Verlage erschienenen Kommerellschen „Erläuterungen“ sind nun einem jeden, der über die Besonderheiten der Schweißtechnik schnell unterrichtet sein will, sehr brauchbare Unterlagen gegeben. Das Büchlein von Albrecht kann insbesondere den Studierenden der Fach- und Hochschulen zur Anschaffung angelegentlich empfohlen werden. C. Kersten.

**Graf-Weise:** Über die Prüfung des Betons in Betonstraßen durch Ermittlung der Druckfestigkeit von Würfeln und Bohrproben. Forschungsarbeiten aus dem Straßenwesen, Bd. 6. 31 S. mit 32 Abb. Berlin 1938, Volk u. Reich Verlag G. m. b. H. Preis geb. 1,20 RM.

Die Arbeit berichtet über die Entnahme von Bohrkernen aus den fertigen Fahrbahndecken der Reichsautobahn und zieht Schlüsse auf die Güte des Betons, indem sie die Prüfergebnisse dieser Proben mit Ergebnissen vergleicht, die an den üblichen würfelförmigen Körpern erhalten wurden. Auf Grund der Versuche ergab sich, daß die Zylinderfestigkeit der Bohrkern zur Würfelrestfestigkeit im Verhältnis 0,8:1 steht, unter der Voraussetzung, daß Würfel von 20 cm Kantenlänge geprüft werden und daß die Zylinder einen Durchmesser von 15 cm und eine Höhe von 30 cm haben. Mit Sicherheit kann man nur Vergleiche zwischen Würfeln und Zylindern dieser Abmessungen vornehmen, da sich das Druckfestigkeitsverhältnis mit der Größe und dem Höhenverhältnis der Probekörper verschlebt. Weiter werden die Fragen behandelt, wieviel Proben auf 1 km Länge fertiger Autobahn genommen werden sollen, an welchen Stellen die Bohrkern zu entnehmen sind, ob die Proben bei der Entnahme an den Außenschichten beschädigt werden und wie die Proben für die Druckfestigkeitsprüfung vorzubereiten sind.

Die Ergebnisse der Forschungsarbeit sind von Bedeutung für die Überwachung der Güte fertiger Straßendecken.

Dr.-Ing. habil. Stöcke.

**Frommhold, Dr.-Ing.,** Luftschutzraumbauweisen. 28 S. Text, 32 S. Bilder. Berlin-Charlottenburg, Verlag Gasschutz und Luftschutz. Preis in Leinen 4,80 RM.

Hier hat ein berufener Fachmann umfangreichen Stoff auf engem Raum zusammengestellt und damit eine recht vollständige Übersicht über die durchgeführten und vorgeschlagenen Luftschutzraumbauweisen gegeben. Wie aus dem Verhältnis von Text und Bildern hervorgeht, sind nur knappe Erläuterungen zu den Bildern gegeben, was die Übersichtlichkeit erhöht. Den Weg zu weiteren Einzelheiten zeigt das Quellenverzeichnis. Das Buch sollte jedem bekannt sein, der sich mit dem Bau von Luftschutzräumen befaßt. Scholle.

**Nitzsche, H., Dr.-Ing.:** Baustoff-Praktikum, 3. Aufl. 89 S., 39 Abb. Bautechnische Lehrbriefe, 14. Heft. Leipzig 1939, Dr. Max Jänecke. Preis geb. 1,20 RM.

Die kleine Schrift wendet sich in erster Linie an den Mittelschul-techniker während seiner Ausbildung und in der Praxis; für ihn stellt sie eine knappgefaßte, geschickt ausgewählte Zusammenstellung dar und bringt für die Prüfung und Beurteilung der Baustoffe die chemischen Grundlagen, die mechanischen Untersuchungsverfahren usw.

Im ersten Teil werden wichtige Verfahren für die Untersuchung der Beschaffenheit von Lösungen und festen Stoffen gegeben und Ausführungen über die Reaktionsprüfung, über Abdampfdruckstände, angenäherte Mengenbestimmungen usw. gebracht. Dann folgt im zweiten Teil ein chemisches Praktikum mit baupraktischen Übungsaufgaben über Wasseruntersuchungen und Untersuchungen von verschiedenen Baustoffen und Bindemitteln, wobei Wert darauf gelegt wird, den Benutzer darauf hinzuweisen, wie die Prüfberichte übersichtlich und klar abzufassen sind. Im dritten Teil, dem mechanischen Praktikum, werden Beschreibungen der wichtigsten Baustoffprüfverfahren gebracht, wobei auf die einschlägigen Normen, amtlichen Vorschriften und Richtlinien verwiesen wird. Besonders ausführlich ist hier bei der Prüfung der Betonzuschlagstoffe auf die Sieblinien und die Gemengebestimmung an Hand von Rechnungs-gängen, Beispielen und Tafeln eingegangen. Zum Schluß wird eine Tafelübersicht mit den bei den verschiedenen Baustoffen üblichen mechanischen Prüfverfahren gegeben, die sehr klar angeordnet ist.

Da der Text der Schrift durch zahlreiche Skizzen ergänzt wird, stellt sie für den jungen Bautechniker ein zweckmäßiges Hilfsmittel dar.

Dr.-Ing. Sinner.



*Fonrobert, Felix, Dr.-Ing. VDI:* Grundzüge des Holzbaues im Hochbau. XII, 176 S. mit 167 Abb., 10 Tafeln u. 75 Zahlenbeispielen. Berlin 1940, Verlag von Wilh. Ernst & Sohn. Preis geh. 6,80 RM.

Das Buch soll den lernenden Ingenieur und Architekten in den Holzbau einführen und ihm später bei der Bearbeitung zugehöriger Bauaufgaben helfen. Es setzt beim Lesen nur einfache Kenntnisse der Mathematik und der Statik voraus.

Das Buch ist offenbar mit viel Hingabe und Sorgfalt bearbeitet worden. Es ist klar und geschickt entwickelt; es bringt viele praktische Erfahrungen und Anregungen. Graf.

*Roloff, P.:* Die Eisenbetonbaustelle, Teil II. Band 9 der Schriftenreihe für die Bauberufe. 298 S. mit 345 Textabb. Berlin 1940, Verlag der Deutschen Arbeitsfront. Preis geh. 4,80 RM.

Der Inhalt des vorliegenden zweiten Bandes der Eisenbetonbaustelle gliedert sich folgendermaßen: Antriebsmaschinen, Feldbahngeräte und Zubehör, Hebezeuge und Aufzugvorrichtungen, Mischanlagen, Werkzeuge und Maschinen für das Schneiden und Biegen der Eisen, Holzbearbeitungsmaschinen, Förderanlagen, Betonbeseitigung, Einrichtung einer Baumaschinenkartel.

Der zweite Band steht an Brauchbarkeit dem ersten Band<sup>1)</sup> in keiner Weise nach. Die fachmännische Behandlung der Baumaschinen kann gar nicht genug gepredigt werden, insbesondere zu einer Zeit, in der es nicht nur an fachlich geschulten Arbeitskräften, sondern auch am nötigen Werkstoff für Ausbesserungsarbeiten fehlt. Darüber hinaus dient das Buch den wichtigen Belangen der Unfallverhütung. Die vielen eingefügten Tafeln mit Maß-, Gewichts- und Leistungsangaben haben für den Bauführer besonderen Wert. Das Buch kann für praktische Bauführung sehr empfohlen werden. Dem Erscheinen des dritten Bandes, der das Einschalen, Bewehren und Betonieren behandeln soll, sieht man gern entgegen. C. Kersten.

*Holz:* Sämtliche Bestimmungen der zuständigen Dienststellen über die Forst- und Holzwirtschaft. Herausgegeben von Architekt H. Schwierz beim Bevollmächtigten für die Regelung der Bauwirtschaft. Loseblattsammlung in laufender Folge. In starkem Klemmrücken. Bad Oeynhausen, Berlin/Leipzig 1940, August Lutzeyer. Preis 13 RM. Nachlieferungen 0,06 RM je Blatt.

Diese Loseblattsammlung, die durch Nachträge in laufender Folge stets auf dem neuesten Stand erhalten werden soll, gehört auf den Schreibtisch eines jeden Fachmannes, der mit dem Roh- und Baustoff Holz zu tun hat. Fonrobert VDI.

*Straßenbau von A bis Z.* Amtliche Bestimmungen und technische Richtlinien für Planung, Bau und Unterhaltung der Straßen. Bearbeitet von Dr.-Ing. Ernst Goerner und Dr. Carl Birkenholz. 1. bis 3. Lieferung mit Ordner. Berlin 1939, Volk und Reich Verlag G. m. b. H. Preis je Lieferung 3 RM, Sammelmappe 3,20 RM.

Der Übergang des größten Teiles der deutschen Straßen, deren Verwaltung vor der Machtergreifung auf viele Behörden verteilt war, auf den Generalinspektor für das deutsche Straßenwesen hat zur Folge gehabt, daß das Straßenbauwesen einschließlich der Reichsautobahnen von Grund auf neu aufgebaut werden mußte. Alle aus diesem Anlaß neu erschienenen amtlichen Bestimmungen, die sich auf Planung, Bau und Unterhaltung der Straßen beziehen, sind in der vorliegenden Sammlung nach Schlagworten übersichtlich zusammengestellt und werden in einen Heft gesammelt, der Raum für Nachlieferungen hat. Der Begriff Straßenbau ist dabei sehr weit gefaßt, da auch das Naturschutzgesetz, die Raumplanung, Siedlung und Sozialpolitik mit berücksichtigt sind. Eine solche Zusammenstellung, aus der man schnell das Gewünschte finden wird, entspricht dem Bedürfnis und wird von jedem, der mit dem Straßenbau zu tun hat, begrüßt, beschafft, rechtzeitig ergänzt und fleißig benutzt werden. Dr. Neumann, Stuttgart.

*Weichelt:* Taschenbuch für den Sprengmeister. Schriften des Fachamtes „Steine und Erden“, Band 3. 124 S. mit 44 Abb. u. X Tafeln. Berlin 1940, Verlag der Deutschen Arbeitsfront. Preis geh. 2,90 RM.

Das Buch behandelt in seinem I. Teil in anschaulicher und leicht faßlicher Weise die allgemeinen sprengtechnischen Vorbereitungen. Es erläutert in knapper Form die gebräuchlichen Fachausdrücke und gibt Angaben über Art der Ladung und des Laderaumes, Sprengverfahren, Vorgabe, Vorspannung, Bohrlöchtiefe und -durchmesser, Entfernung der Bohrlöcher, Besatz und Abdecken. Im letzten Kapitel ist noch auf die drei Möglichkeiten der Ladungsberechnung eingegangen.

Dieser wichtigen Aufgabe widmet der Verfasser dann noch den gesamten II. Teil. Er bespricht allgemeinverständlich die verschiedenen Formeln, die bei gewerblichen Sprengarbeiten in der Industrie der Steine und Erden und im Baugewerbe zur Berechnung der Ladungen angewendet werden, wobei er besonderen Wert auf die richtige Auswahl der Beiwerte legt. Die übersichtlich zusammengestellten Tafeln ermöglichen diese Auswahl in einfacher und unmißverständlicher Weise. Die reichhaltig beigegebenen Skizzen sind besonders anschaulich und tragen wesentlich zum leichten Verständnis bei. An Hand von praktischen Beispielen ist die Anwendung der Formeln und ihre rechnermäßige Auswertung aufgezeigt. Die Zahlenrechnung ist dabei so gehalten, daß auch der mathematisch nicht vorgebildete Betriebsmann ohne Schwierigkeit ihre Lösung durchführen kann.

Die Sprengarbeit im Tunnel- und Stollenbau ist nicht besonders erwähnt. Bei dem Umfange, den dieses Sondergebiet heute im Tiefbaugewerbe einnimmt, wäre es wünschenswert gewesen, darauf näher ein-

zugehen. Mit den gegebenen Formeln und Rechnungswerten lassen sich auch hierfür brauchbare Ladungsberechnungen durchführen.

Den III. Teil bildet ein Merkblatt für den Sprengmeister. Darin sind die vorhandenen Sprengstoffe und Zündmittel aufgeführt und die notwendigsten polizeilichen Vorschriften über Handhabung und Lagerung der Sprengstoffe, wie sie für den Sprengmeister von Wichtigkeit sind, zusammengestellt. In diesem Zusammenhange ist erwähnt, daß der Sprengstofferlaubnischein nur an Personen abgegeben wird, die den Befähigungsnachweis im Sprengdienst erbringen und gegebenenfalls eine Prüfung durch den Gewerberat bestehen. Da weder die polizeilichen noch die Unfallverhütungsvorschriften besagen, welche praktische Tätigkeit und welche Zeugnisse für den Befähigungsnachweis nötig sind, oder, mit anderen Worten, welche Urkunden zur Führung des Titels „Schieß- oder Sprengmeister“ berechtigen, würden Ausführungen hierüber eine wertvolle Ergänzung des Taschenbuches bilden. Der nicht auszurottenden Betätigung von Laien bei Sprengarbeiten, besonders bei kurzfristigen Tiefbauarbeiten (Felsabtrag, Tunnelbau u. dgl.), die gerade in solchen Fällen auch durch Prüfungen oder kurzfristige Lehrkurse nicht zu beseitigen ist, würde dadurch ein wirksamer Riegel vorgeschoben werden. Ich verweise auf meine Anregungen zu dieser Frage in meinem Buche „Stollenbauten“, Seite 24 und 25<sup>1)</sup>.

Zusammenfassend kann das Urteil abgegeben werden, daß es dem Verfasser gelungen ist, ein Taschenbuch im wahren Sinne des Wortes zu schaffen, das, wie er selbst sagt, vom Praktiker für den Praktiker bestimmt ist. Für den einfachen Berufskameraden verständlich, aus reicher Erfahrung geschrieben, stellt es unter bewußtem Verzicht auf jede theoretische Erläuterung nur das Wesentliche, den Kern, heraus. Es ist zu wünschen, daß es weitestgehende Verbreitung findet, dadurch Ratgeber und Helfer für viele in ihrem verantwortungsvollen Berufe werden, und so dazu beitragen wird, die Leistungsfähigkeit der Sprengarbeit zu steigern und die Zahl der Unglücksfälle immer mehr zu verringern. Dr.-Ing. Wiedemann.

*Müller-Elschner, Friedr.:* Fachkunde für Straßenbauer, Heft 96 aus Teubners Berufs- und Fachbücherei. Herausgegeben vom Reichsinnungsverband des Pflasterer- und Straßenbauhandwerks. VII, 177 S. mit 320 Abb. Leipzig u. Berlin 1939, G. B. Teubner. Preis 4,80 RM.

Das Buch soll als Hilfsmittel bei der Ausbildung des Facharbeiternachwuchses dienen. Es ist daher leichtverständlich abgefaßt und beschränkt sich auf die Wiedergabe des Wesentlichen. Die Arbeitsvorgänge sind sehr klar herausgearbeitet. Sinn und Zweck jedes Handgriffes werden erklärt. In einem besonderen Abschnitt wird die Werkstoffkunde behandelt. Außerdem sind die Grundlagen der Flächen- und Körperberechnung soweit angegeben, wie sie der Facharbeiter benötigt.

Den Abschnitt über die bituminösen Straßendecken hat Dr.-Ing. Stellwaag bearbeitet, den Abschnitt Betonstraßenbau Regierungsbaumeister a. D. Schneevogt.

Auf Seite 85 empfiehlt es sich künftig darauf hinzuweisen, daß der flachgeneigte dachförmige Querschnitt aus fahrtechnischen Gründen die anderen Querschnittsformen fast verdrängt hat und daß die Entwässerung durch besonders sorgfältige Ausführung gewährleistet werden muß. Die in den Abb. 270 u. 271 wiedergegebenen Vorschläge zur Böschungssicherung haben sehr an Bedeutung verloren. Die Standfestigkeit der durch Feuchtigkeit gefährdeten Böschungen wird heute durch Maßnahmen, die nach Grundsätzen der Erdbaumechanik entwickelt wurden, oder durch besondere Bepflanzung (Pionierhölzer!) erreicht.

320 Abbildungen beleben das Buch. Es ist gut geeignet, dem Straßenbaufacharbeiter sein Arbeitsgebiet nach Maß und Zahl näher zu bringen und ihm ein tieferes Verständnis für die Zusammenhänge seiner Arbeiten zu vermitteln. Das aber wird seine Freude am Berufe und damit seine Leistung steigern. Dr. Schlums.

*Gaber, E.:* Einiges über den hochwertigen Holzbau. Heft 6 der Mitteilungen der Versuchsanstalt für Holz, Stein und Eisen an der Technischen Hochschule Karlsruhe. 16 S. mit 28 Abb. Karlsruhe 1940, Fachblatt-Verlag Dr. Albert Bruder. Preis geh. 2 RM.

Das Heft bringt neben den bekannten Erfahrungen über den Wert der Nägel, Holzschrauben, Bolzen und Einpreßdübel (vorwiegend Krallenbänder) sowie der verschiedenen Leimsorten als Verbindungsmittel im neuzeitlichen Holzbau ausführliche Angaben über den Aufbau zusammengesetzter Holzbiegeträger (Hohlbalken und I-Träger), die eine beachtliche Ergänzung der auch von anderen Seiten veröffentlichten Gestaltungsgrundsätze für derartige Träger bilden. Bemerkenswert ist der Nachweis, daß jeder voll beanspruchte Stahlträger mit der Höhe  $h$  durch einen gleichwertigen Holzträger mit der Höhe  $1,5h$  ersetzt werden kann. Für die unmittelbare Auswertung der gebrachten Beispiele ist es un bequem, daß nicht mit den nach DIN 1052 vorgeschriebenen Tragfähigkeiten der Nägel gerechnet wird. Für Hohlbalken und I-Träger im Hausbau werden erprobte Vorschläge gemacht, ob aber die Erwartungen, die der Verfasser auf große genagelte Biege- und Holzfachwerkträger unter beweglicher Belastung setzt, sich erfüllen werden, erscheint noch fraglich.

Fonrobert VDI.

<sup>1)</sup> Berlin 1937, Wilh. Ernst & Sohn.

**INHALT:** Erfahrungen bei der Entwässerung gewölbter Talbrücken der Reichsautobahnen. — Die wirtschaftliche Bemessung von Eisenbetonulmarmern auf Pfahlrost mit vorn liegender Spundwand. — Vermischtes: Preisausschreiben Alarm. — Tagung des Reichsverbandes der Deutschen Wasserwirtschaft e. V. — Arbeitstagung der Wirtschaftsgruppe Bauindustrie. — Unfallverhütung auf Tiefbaustellen. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Bücherschau.

Verantwortlich für den Inhalt: Dr.-Ing. Erich Lohmeyer, Oberbaudirektor a. D., Berlin-Steglitz, Am Stadtpark 2. — Verlag: Wilhelm Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, Berlin W 9. — Druck: Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

<sup>1)</sup> s. Besprechung. Bautechn. 1940, Heft 13/14, S. 168.