

DIE BAUTECHNIK

18. Jahrgang

BERLIN, 20. Dezember 1940

Heft 55

Alle Rechte vorbehalten.

Einiges über die Gestaltung von großen Fachwerkbalkenträgern.

Von G. Schaper.

Die großen Fachwerkbalkenträger wurden zuerst im allgemeinen als engmaschige Gitterträger von überall gleicher Höhe gebaut (Abb. 1). Aus einiger Entfernung gesehen, wirken sie ruhig und geschlossen und geben mit schönen Widerlagern und Pfeilern zusammen ein vornehmes Brückenbild. Dem aus der Nähe durch beide Hauptträger eines Überbaues Durchblickenden bietet sich aber ein ziemlich krauses Stabgewirr dar, wie die Betrachtung der Abb. 2 zeigt.

Die Entwicklung der großen Fachwerkbalkenträger ging dahin, daß die baulich schwierigen und statisch unklaren engmaschigen Träger verlassen wurden und statisch klare und baulich einfache weitmaschige Fachwerke verschiedener Bauart, auf die hier nicht näher eingegangen werden soll, an ihre Stelle traten. In neuerer Zeit sind im allgemeinen nur noch Fachwerke ohne Durchschneidung von Füllungsstäben oder mit nur einfacher Durchschneidung solcher Stäbe gebaut worden.

Fachwerke mit steigenden und fallenden Streben ohne Pfosten sehen wohl am besten aus, weil im Durchblick rechtwinklig und schräg zur Brücke keine Durchschneidungen

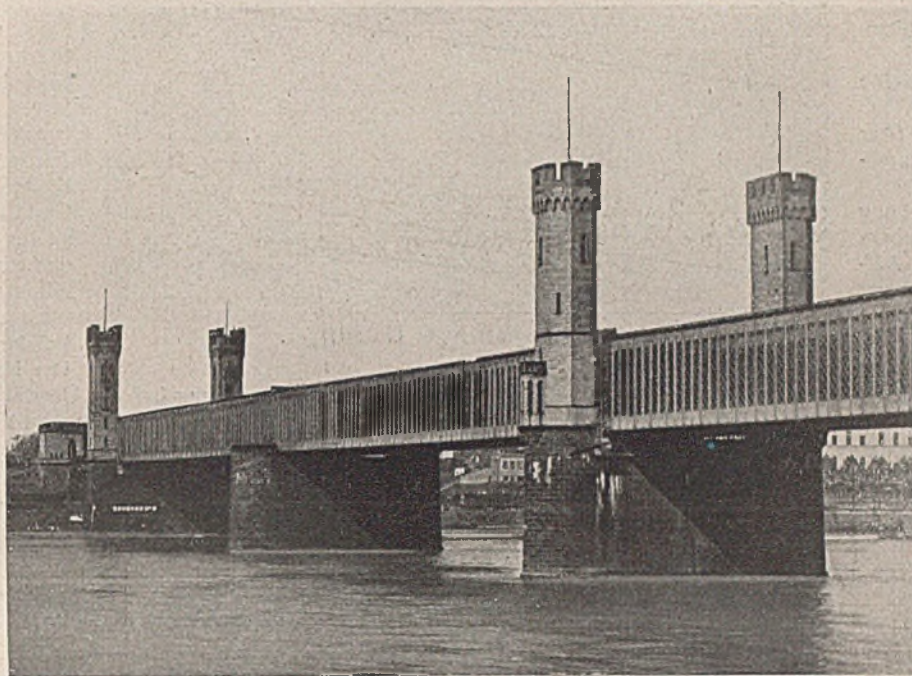


Abb. 1. Alte Kölner Rheinbrücke.

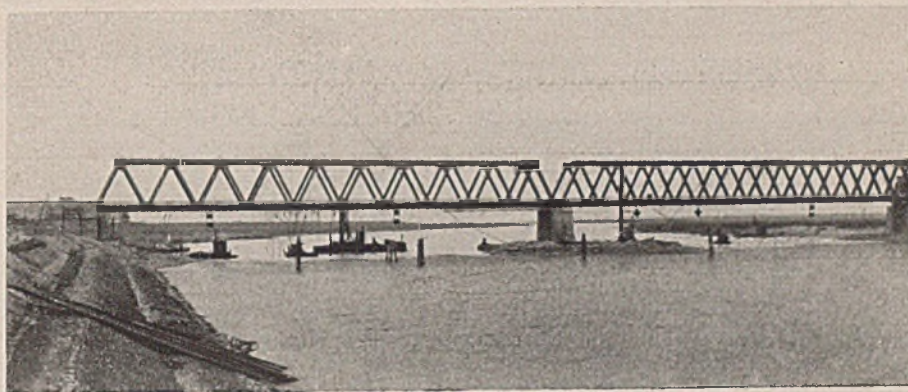


Abb. 3. Große Fachwerküberbauten mit fallenden und steigenden Streben ohne Pfosten.

von schrägen und senkrechten Stäben entstehen, wie aus der Abb. 3 zu ersehen ist.

Weitmaschige Fachwerke lassen den Blick von der Brücke auf die Umgebung wohlthuend frei (Abb. 4), während engmaschige Gebilde bei schneller Überfahrt über die Brücke den Blick auf die Umgebung lästig stören (Abb. 5)¹⁾.

So freut sich der Reisende bei der Überfahrt über die Eisenbahnbrücke über den Rhein in Köln jedesmal von neuem darüber, daß die Hängeglieder der Bogenbrücken den Blick auf den Rhein und das Stadtbild so wenig beeinträchtigen, während früher, als noch die engmaschigen Gitterträger den Rhein überbrückten, immer bedauert wurde, daß der Blick auf den Strom und auf die Stadt so sehr durch die vielen Stäbe gestört wurde.

In einzelnen Fällen ist aber das weniger weitmaschige Fachwerk dem weitmaschigen Fachwerk vorzuziehen. Im folgenden sind zwei Beispiele hierfür erläutert.

Im ersten Falle muß neben einer bestehenden eingleisigen schiefen Fach-

¹⁾ Abb. 4 u. 5 stellen ungefähr den gleichen Blick dar.

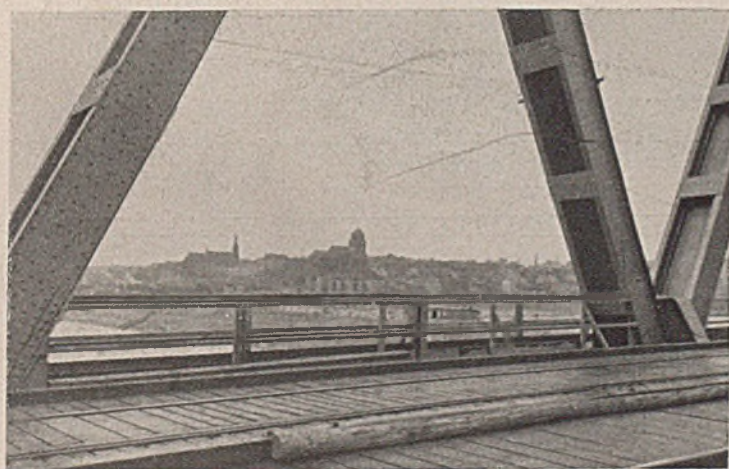


Abb. 4.

Durchblick durch einen Hauptträger mit weitmaschigem Fachwerk.



Abb. 5.

Durchblick durch einen Hauptträger mit engmaschigem Gitterwerk.

werkbrücke mit Einzelträgern über den drei Öffnungen (Abb. 6) eine neue eingleisige Fachwerkbrücke errichtet werden. Bei der alten Brücke haben der vordere und der hintere Hauptträger jeder Öffnung an entgegengesetzten Enden je ein kleines Feld erhalten, das nur halb so groß ist wie die übrigen. Die Träger sind überall gleich hoch. Die Ausfachung besteht aus abwechselnd fallenden und steigenden Schrägen und aus Pfosten. Das kleine Feld an einem Ende jedes Trägers macht das Brückenbild außerordentlich unbefriedigend.

Für die neue Brücke wurde eine befriedigendere Lösung gesucht.

An Stelle der Einzelträger über den drei Öffnungen treten durchlaufende Träger.

Sieht man für die Ausfachung zwei sich einmal kreuzende Strebenzüge nur mit Pfosten über den Auflagern vor (Abb. 7), so entsteht zwar ein bedeutend besseres Brückenbild als bei der alten Brücke, der vordere und hintere Hauptträger zeigen aber über den Pfeilern und an den Brückenenden verschiedene Ausbildung, die unbefriedigend ist. Wie wenig schön die verschiedene Gestaltung

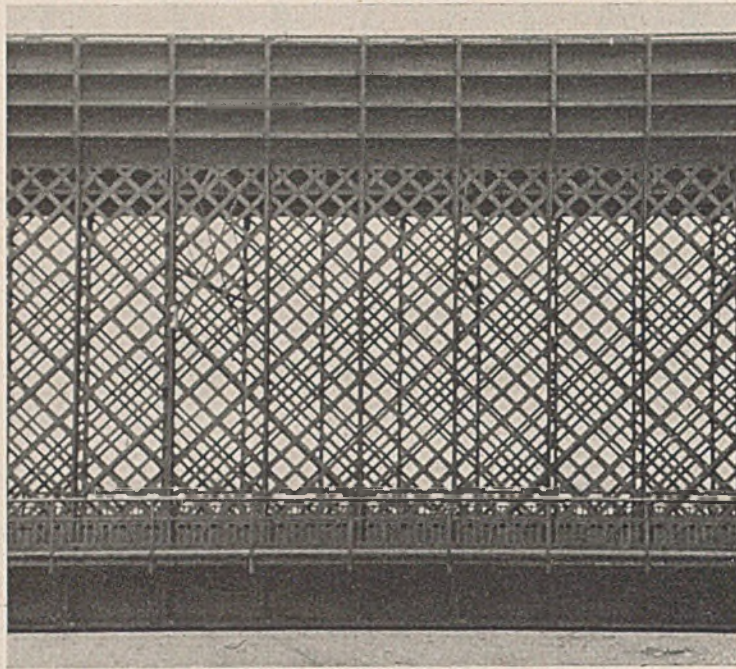


Abb. 2. Engmaschiger Gitterträger.

der beiden Hauptträger über den Pfeilern wirkt, zeigt Abb. 8, die ein Modell des Entwurfs veranschaulicht. Bei dem einen Hauptträger geht der Auflagerpfosten durch den Kreuzungspunkt zweier Streben, mit denen er durch ein großes Knotenblech verbunden werden muß, bei dem anderen Hauptträger verbindet der Auflagerpfosten zwei sich senkrecht gegenüberliegende Knotenpunkte des Ober- und Untergurtes.

Ordnet man aber vier sich dreimal kreuzende Strebenzüge nur mit Pfosten über den Pfeilern und an den Brückenenden an (Abb. 9), so zeigen beide Hauptträger überall das gleiche Bild. Abb. 10 veranschaulicht das Brückenende in einem Modell des Entwurfs. Die Streben werden ohne Knotenbleche unmittelbar an den Gurtstäben angeschlossen, sie werden an den Kreuzungspunkten aneinander vorbeigeführt und ohne Knotenbleche miteinander verbunden. Der Durchblick rechtwinklig und schräg zur Brücke wirkt nicht unbefriedigend. Der Nachteil, daß der Blick von der Überfahrt durch die vielen Stäbe gestört wird, ist sicher kleiner als der große Vorteil der gleichen Ausbildung

Brücke auf die Umgebung bei der Überfahrt durch die vielen Stäbe gestört wird, ist sicher kleiner als der große Vorteil der gleichen Ausbildung

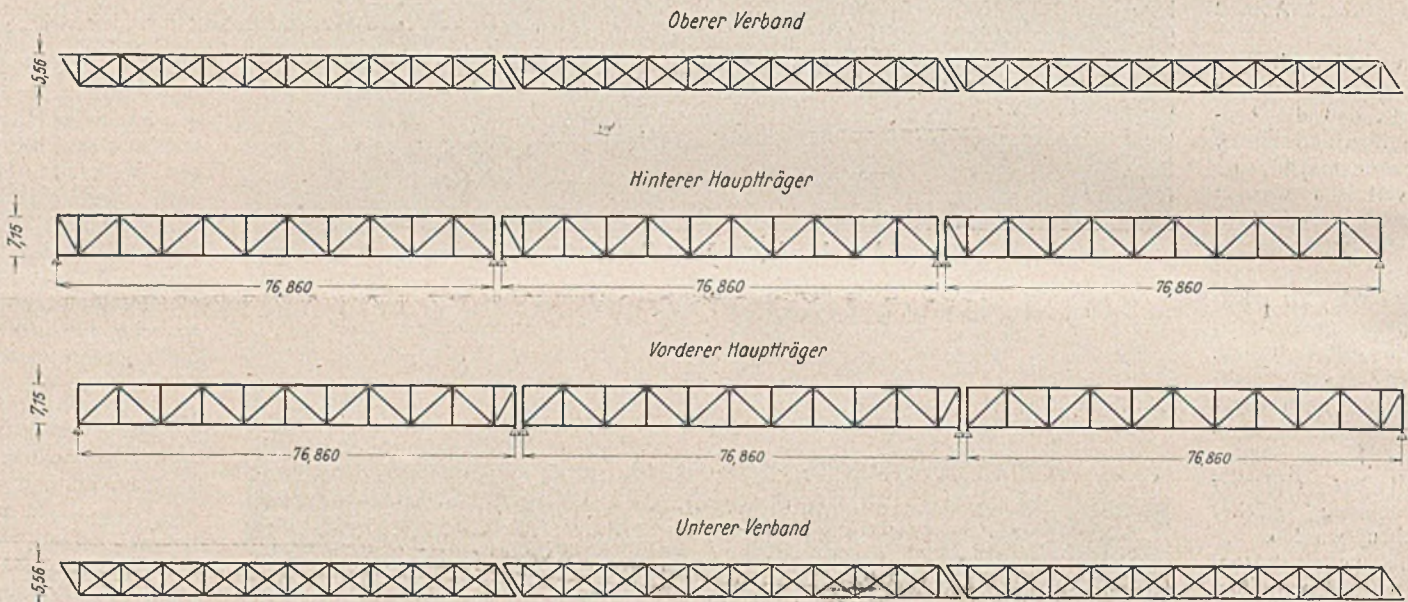


Abb. 6. Überbauten der alten Brücke.

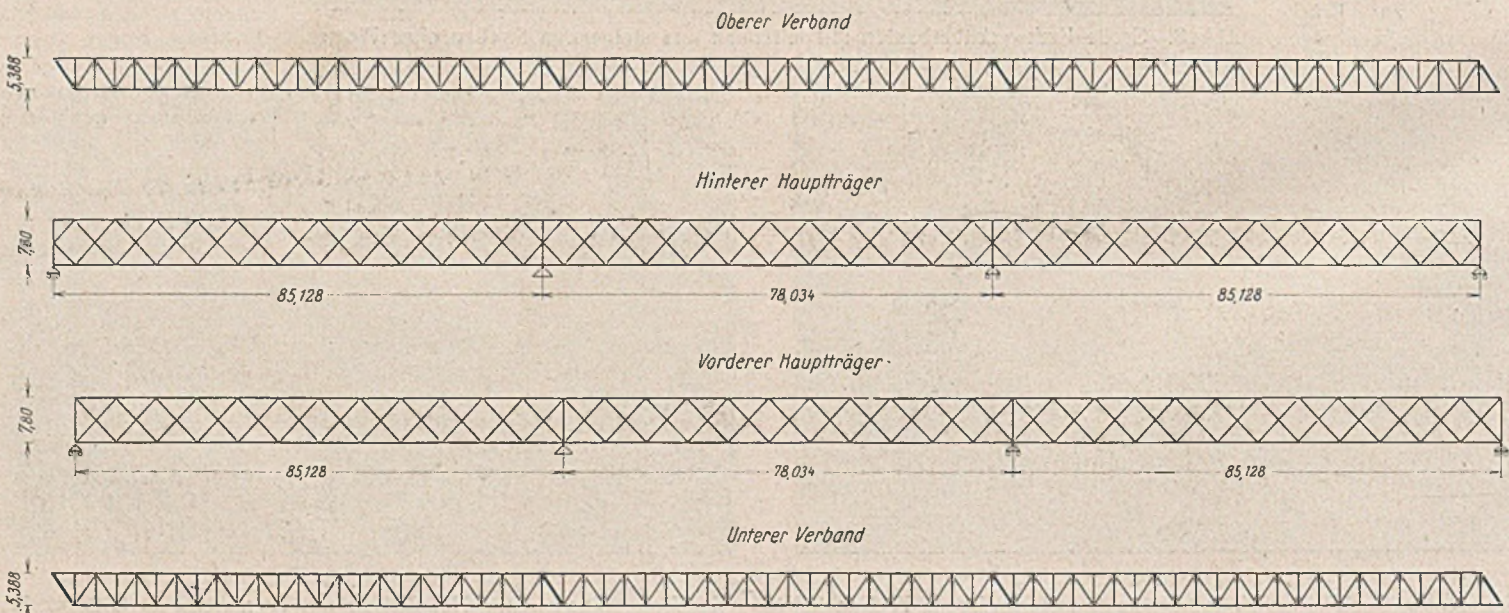
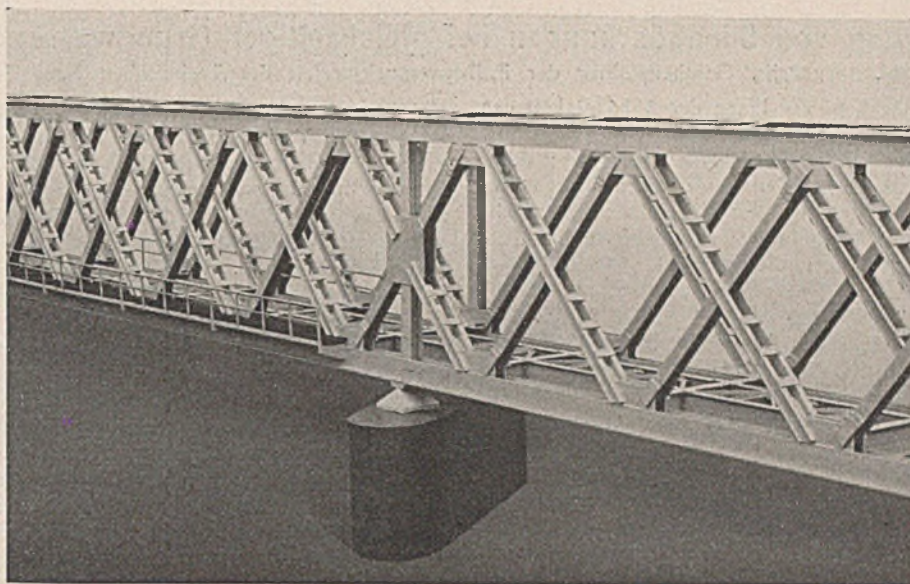


Abb. 7. Vorschlag I für die Überbauten der neuen Brücke.

des vorderen und hinteren Hauptträgers.

Der zuletzt erörterte Entwurf wird daher der Ausführung zugrunde gelegt.

Ein weiterer Fall, in dem das weniger weitmaschige Fachwerk vor dem sehr weitmaschigen Fachwerk entschieden den Vorzug verdient, ist in Abb. 11 veranschaulicht. Soll eine weite schiffbare Wasserfläche mit einem sehr weit gestützten und hochliegenden Überbau und zu beiden Seiten von diesem von weniger weit gestützten und tiefer liegenden Überbauten überbrückt werden, so bietet die in Abb. 11 skizzierte Art der



den Strebenzügen. Die Maschen des großen Überbaues und der seitlichen Überbauten stehen in einem guten Größenverhältnis zueinander und geben daher in der Ausfächerung ein einheitliches Brückenbild. Die Maschen des großen Überbaues sind aber so weit, daß die Füllungsstäbe den Blick durch die Hauptträger nur wenig stören.

Abb. 8. Vorschlag I. Modell des Überbaues in der Nähe eines Pfeilers.

Oberer Verband

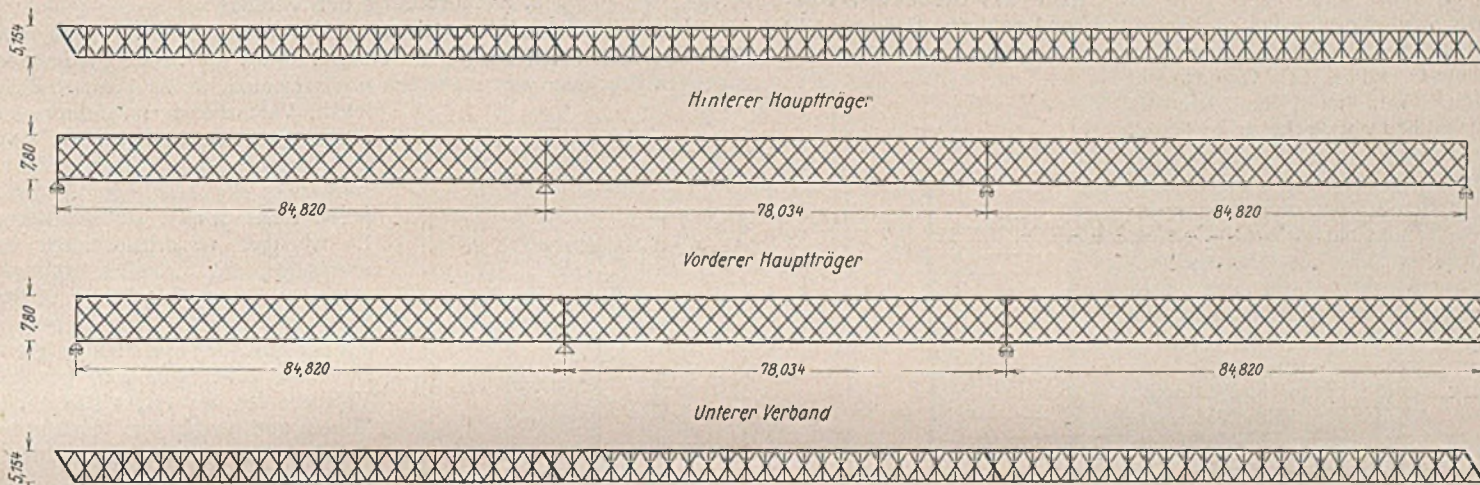
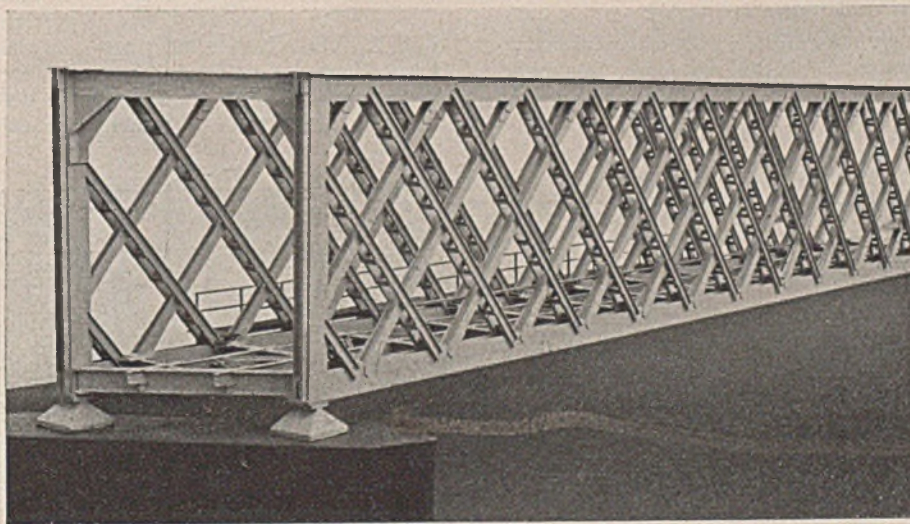


Abb. 9. Vorschlag II für die Überbauten der neuen Brücke.

Überbrückung ein sehr befriedigendes Bild. Die Nebenöffnungen sind mit überall gleich hohen Fachwerkträgern überspannt, deren Ausfächerung aus zwei sich einmal kreuzenden Strebenzügen besteht und deren Fahrbahn über den Hauptträgern liegt. Unter diesen Überbauten können kleinere Schiffe ungehindert hindurchfahren. Sehr hohe Schiffe fahren unter dem hochliegenden Überbau der Hauptöffnung durch. Dieser ist ein überall gleich hoher Fachwerkträger mit drei sich zweimal kreuzen-



Die hohen, kraftvollen Türme zu beiden Seiten der Hauptöffnung rahmen den großen Überbau gut ein und vermitteln den Übergang vom großen Überbau mit tiefliegender Fahrbahn zu den kleineren Überbauten mit hochliegender Fahrbahn.

Die vorstehenden Ausführungen sollen zeigen, daß es Fälle gibt, in denen engmaschige Fachwerke vor weitmaschigen den Vorzug verdienen.

Abb. 10. Vorschlag II. Modell eines Brückendes.

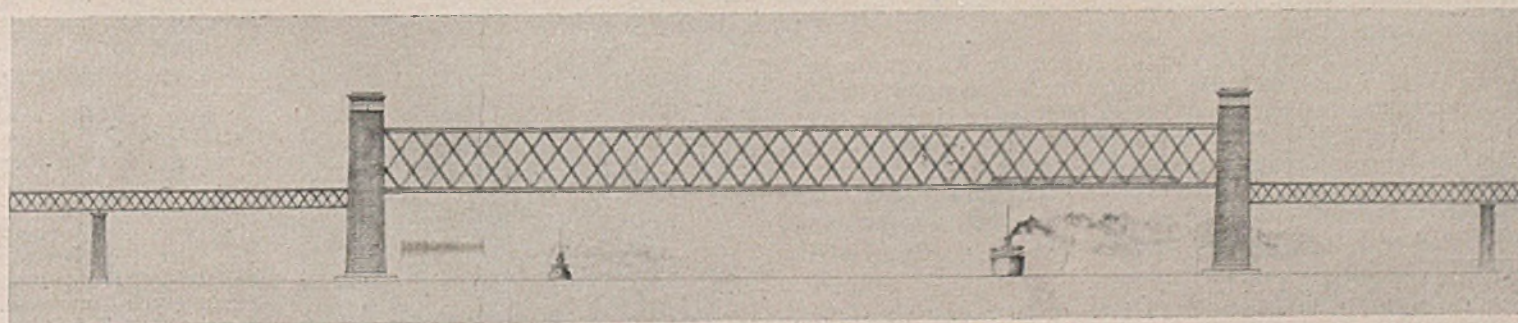


Abb. 11. Skizze für eine Brücke über einen Meeresarm mit einem sehr großen und hochliegenden Überbau und mehreren kleineren und tiefer liegenden Seitenüberbauten.

Alle Rechte vorbehalten.

Grenzneigung von Sandböschungen bei gleichzeitiger Grundwasserströmung.

Von Dr.-Ing. W. Bernatzik, Geschäftsführer der Erdbauversuchsanstalt der Technischen Hochschule Dresden.

Die nachstehende Abhandlung klärt die Frage der Abhängigkeit des Neigungswinkels einer Sandböschung vom zulässigen Strömungsdruck des durch die Böschung aus- oder eintretenden Grundwassers. Es werden Versuche beschrieben, deren Ergebnisse mit den theoretischen Erwägungen in Einklang gebracht werden. Es wird ein neuer Lehrsatz aufgestellt, auf Grund dessen die Böschungsneigung in einfachster Weise aus dem Strömungsdruck berechnet werden kann und umgekehrt.

1. Einleitung.

Über das Entstehen von unterirdischen Ausspülungen im Sand habe ich bereits berichtet¹⁾. Die dort entwickelten Gedankengänge zeigen, daß es sich dabei nur um die Frage der Standsicherheit von Sandböschungen handelt, die durch den Strömungsdruck eines Grundwasserstromes beansprucht werden.

Es ist klar, daß eine Sandböschung unter ihrem natürlichen Böschungswinkel sich an der Grenze des Gleichgewichts befindet. Strömt aus dem Innern der Sandmasse Wasser nach außen ab, so erleidet dieses Wasser auf seinem Wege einen Gefällsverlust, der sich als Strömungsdruck auf jedes einzelne Sandkorn auswirkt. Die Böschung wird daher dieser Beanspruchung nicht standhalten können und auf einen flacheren Böschungswinkel abrutschen. Wird das Gefälle des Grundwassers gesteigert, so rutscht der Sand abermals nach und so fort. Daraus ergibt sich, daß jeder Böschungsneigung des Sandes ein Grenzgefälle im Grundwasser zugeordnet sein muß, bei dem die Böschung eben noch standsicher bleibt.

Bei waagerechter Böschung und lotrechtem Grundwasserstrom hebt im Grenzfall der Strömungsdruck das Gewicht des Sandes auf (kritisches Gefälle). Bei Überschreiten des Grenzgefälles drückt das Wasser den Sand nach oben (Grundbruch). Der Bruchzustand ist daher aus einer einfachen Gleichgewichtsbedingung zu errechnen²⁾.

Ist γ_0 = das Stoffgewicht (spezifische Gewicht) des Wassers,
 k = die Durchlässigkeitsziffer des Sandes,
 v = die Strömungsgeschwindigkeit des Wassers,
 i = das Gefälle = $\frac{H}{h}$,

dann ist (Abb. 1) nach dem Darcyschen Gesetz $v = k i$. Der Druckhöhenverlust des Wassers auf der Höhe h der Probe mit der Grundfläche = 1 beträgt:

$$H \gamma_0 = i h \gamma_0 = \frac{v}{k} \cdot h \gamma_0.$$

Der Strömungsdruck des Wassers ist für die Raumeinheit des Sandes, wenn γ_0 gleich 1 gesetzt wird:

$$(1) \quad p = \frac{H}{h} = \frac{v}{k} = i.$$

Dieser Strömungsdruck darf nicht größer werden, als dem Gewichte des Sandes entspricht. Ist der Hohlraumgehalt der Sandmasse n und γ_1 das Stoffgewicht (spezifische Gewicht) der Körner, dann ist das Raumgewicht der Sandmasse $\gamma = (1 - n)(\gamma_1 - 1)$, und da das Stoffgewicht der Körner meistens 2,67 beträgt (Quarz), wird $\gamma = 1,67(1 - n)$. Die Gleichgewichtsbedingung lautet dann:

$$(2) \quad \text{Kritisches Gefälle } i = \text{Raumgewicht } \gamma.$$

Mit diesem Satz ist die Standsicherheit einer waagerechten Sandböschung, die durch eine Wasserströmung beansprucht wird, festgelegt. Man ersieht aus Gl. (1), daß der Strömungsdruck p nur vom Gefälle des Wassers, nicht aber von der Durchlässigkeit des Sandes abhängt. Die Durchlässigkeit des Sandes beeinflusst nach Gl. (1) nur die Wassermenge, die beim Gefälle i durch die Probe tritt, und die Wassergeschwindigkeit. Die Überschreitung des kritischen Gefälles führt daher für jeden Sand zum Grundbruch. Die Verhältnisse werden erst bei sehr feinem Boden (Ton) durch Auftreten der Haftung (Kohäsion) getrübt.

Diese Tatsache hat zur Folge, daß in der Praxis die Trieb sandunfälle meist bei feinen Sanden eintreten, da man bei größerem Boden schon durch die austretenden Wassermengen gewarnt wird. Der Ausdruck

„Trieb sand“ wird meistens falsch verstanden, da jeder Sand unter entsprechenden Verhältnissen zum Trieb sand werden kann.

In der Praxis treten die Fälle in einer verwickelteren Form auf. Die Sandböschung ist meistens geneigt und der Grundwasserstrom nicht senkrecht auf sie gerichtet. Nur bei Austritt des Grundwassers in freies Wasser steht die Strömung senkrecht zur Böschung. Tritt das Wasser an der Luftseite z. B. eines Dammes aus, dann sind die Stromfäden nicht mehr senkrecht, sondern schräg zur Böschung gerichtet.

Mit Hinblick auf die große Bedeutung der Frage der Standsicherheit derartiger Böschungen habe ich Versuche zur Klärung unternommen, über die nachstehend berichtet werden soll. Die Aufgabenstellung ergab sich aus Beobachtungen³⁾ in der Praxis. Der Anlaß für die Ausführung der Versuche war ein Gutachten im Auftrage der Saargruben AG., Saarbrücken⁴⁾, in dessen Rahmen eine Reihe von Vorversuchen in der Erdbauversuchsanstalt der Deutschen Gesellschaft für Bodenmechanik (Degebo) in Berlin vorgenommen wurde, der ich an dieser Stelle meinen Dank für die mir gewährte Unterstützung ausspreche. Die endgültigen Versuche wurden in der Erdbauversuchsanstalt der Technischen Hochschule Dresden mit einer etwas abgeänderten Versuchseinrichtung vorgenommen.

2. Beschreibung der Versuche.

Wie wir gesehen haben, ist der Grundbruch nach Gl. (1) eine reine Frage der Statik. Ich habe daher versucht, auch die Standsicherheit der geneigten Böschung vom statischen Gesichtspunkt her zu klären. Es ist leicht, Versuche durchzuführen, bei denen die Stromfäden senkrecht auf die Böschungsoberfläche gerichtet sind, denn es genügt, über der Sandprobe freies Wasser stehenzulassen. Es ist aber versuchstechnisch fast unmöglich, die Stromfäden entlang einer größeren Oberfläche überall unter dem gleichen Winkel geneigt aus der Böschung austreten zu lassen. Ich habe daher den Weg gewählt, Versuche für den ersten Fall auszuführen und durch ihre Auswertung die Rechnung auf den allgemeineren Fall auszudehnen.

Abb. 2 zeigt grundsätzlich die Versuchsanordnung, die in Abb. 3 im Lichtbild wiedergegeben ist. Ein Kasten aus starkem Blech, der vorn mit einer Glasplatte abgeschlossen ist, ruhte auf einer drehbaren Welle, so daß er in einer Ebene auf jede beliebige Neigung eingestellt werden konnte. Der Kasten hatte eine Grundfläche von $19,8 \times 20,4$ cm, die Höhe betrug 40 cm. In einem gewissen Abstand von der Grundfläche befand sich ein Filter, auf den der Versuchssand aufgefüllt wurde. Der Kasten war mit Wasser gefüllt, das unterhalb des Siebes eintrat und oberhalb der Sandprobe austrat. Zwei Standrohre zeigten die Druckhöhen im Wasser ober- und unterhalb der Probe an. Um von den Schwankungen der Wasserleitung unabhängig zu

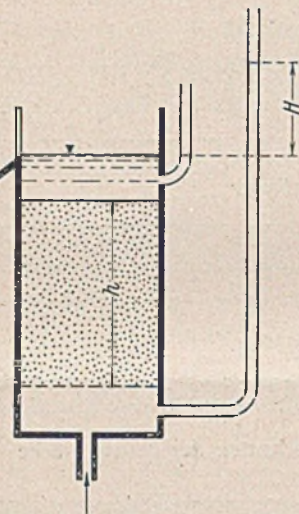


Abb. 1. Durchlässigkeitsversuche an einer Sandprobe, die von unten nach oben durchströmt wird.

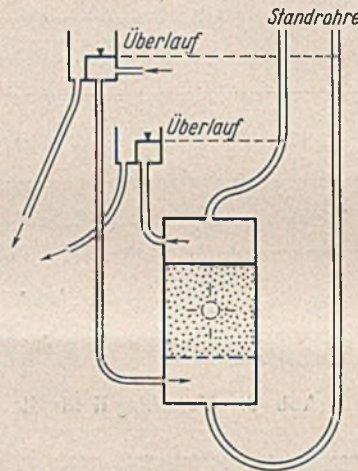


Abb. 2. Versuchsanordnung zur Feststellung des größtmöglichen Strömungsdruckes in Abhängigkeit von dem Böschungswinkel.

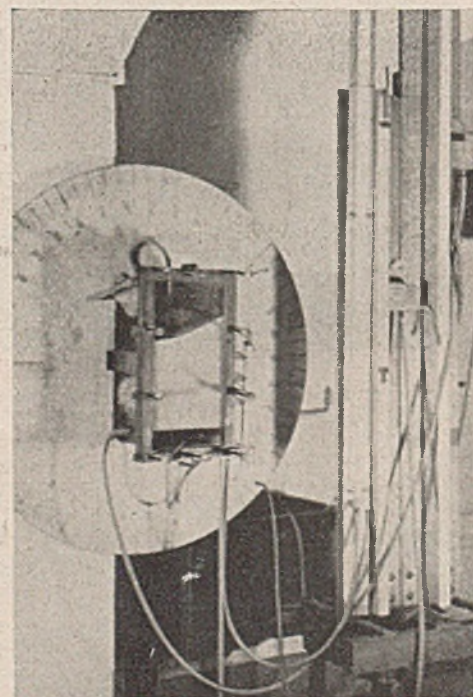


Abb. 3. Versuchsgerät.

³⁾ Rodio, Bernatzik, Daxelhofer, Centre d'études et de recherches géotechniques. Paris 1937, Bulletin V.

⁴⁾ Loos und Bernatzik, Das Luetkenssche Verfahren zur Hebung und Senkung von Bauwerken. Bauling. 1940, Heft 21/22, S. 163.

¹⁾ DWW 1938, Heft 4, S. 72.

²⁾ Terzaghi, Erdbaumechanik, S. 128. Leipzig und Wien 1925, Deuticke.

sein, wurde in der Zu- und Ableitung je ein kleiner Überlauf eingeschaltet. Die Höhe des Überlaufes in der Zuleitung und damit der Wasserdruck war veränderlich. Durch Umschalten der Schlauchleitung konnte auch das Wasser von oben nach unten durch die Sandprobe hindurchgelassen werden.

Als Versuchssand diente reiner Quarzsand, dessen Kornverteilungslinie in Abb. 4 gegeben ist. In den Kasten wurden 11 620 g Sand eingefüllt. Der Rauminhalt der Sandkörner betrug somit $\frac{11\,620}{2,67} = 4360 \text{ cm}^3$. Nach Einbringen des Sandes und Füllen des Behälters mit Wasser wurde der Sand auf eine Höhe von 18 cm eingerüttelt. Der Gesamteinhalt der Probe betrug somit

$$19,8 \times 20,4 \times 18 = 7270 \text{ cm}^3$$

und die Porenziffer $e = \frac{7270 - 4360}{4360} = 0,67$. Das Raumgewicht des Sandes unter Wasser betrug daher $\frac{4360(2,67 - 1)}{7270} = 1$.

Nun wurde der Behälter auf die gewünschte Neigung gebracht und das Durchströmungsgefälle so lange gesteigert, bis die Oberfläche abzugleiten begann. Nach jedem Versuch wurde der Behälter auf den Kopf gestellt, durch Wiederaufrichten der Sand in seine ursprüngliche lockere

Lagerung zurückgeführt und durch neuerliches Einrütteln abermals auf die Ausgangsporenziffer von 0,67 gebracht.

Es wurden alle Neigungen von 0 bis 180° mehrmals gemessen, wobei stark ausfallende Versuche ausgeschlossen wurden. Durch das Einrütteln nahm die Sandoberfläche manchmal eine leicht gewölbte Form an, was die Genauigkeit der Versuche beeinträchtigte. In diesem Fall wurde das Grenzgefälle ermittelt, bei dem der Sand in der Mitte der freien Oberfläche abzugleiten begann. Ein weiterer Versuchsfehler war der Gefällsverlust im Filter, auf dem die Sandprobe aufruhete. Bei den Vorversuchen wurde dieser Fehler in Kauf genommen, bei den endgültigen Versuchen wurde er nachträglich ermittelt. Zu diesem Zwecke wurde die Probe auf die gewünschte Lagerungsdichte eingerüttelt, sodann das Gefälle gesteigert und der Druckverlust im Innern der Sandprobe und dicht oberhalb des Filters mit Hilfe von zusätzlichen Standrohren bestimmt. Dadurch konnte man gleichzeitig nachprüfen, ob das Einrütteln des Sandes eine gleichmäßige Durchlässigkeit entlang der ganzen Probe erzeugt hatte.

Einen gewissen Einfluß auf die Genauigkeit der Versuche hatte auch die Abmessung der Probe, denn durch den Strömungsdruck bilden sich im Sande Stützgewölbe aus, die sich ähnlich wie bei einem Silo gegen die Behälterwand auflagern. Da die Behälterwand bis zu einem gewissen Grad nachgiebig war, konnte ein Ausweichen der Wände sich auf die innere Standfestigkeit des Sandes auswirken.

Die Versuchsergebnisse sind in Abb. 5 wiedergegeben, und

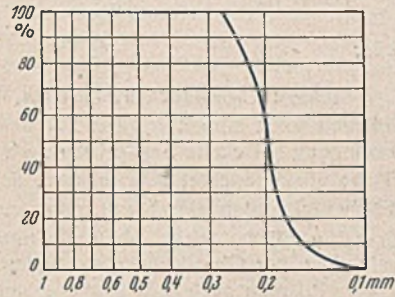


Abb. 4. Kornverteilungslinie des Versuchssandes.

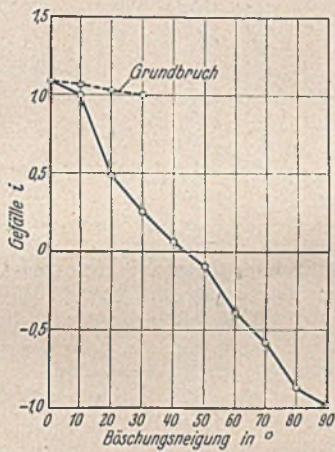


Abb. 5a. Vorversuche.

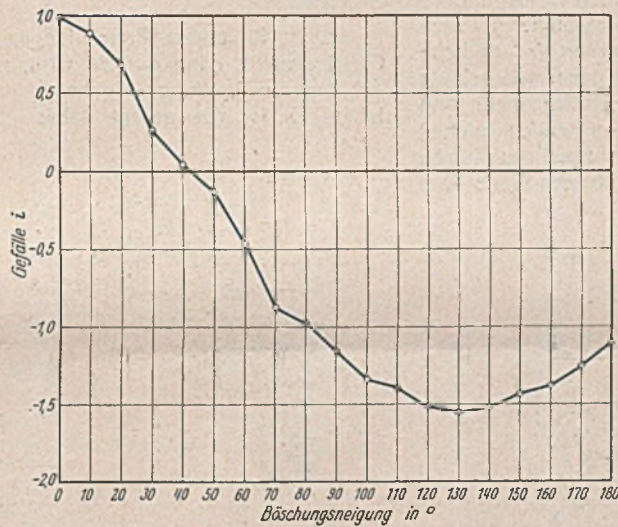


Abb. 5b. Endgültige Versuche.

Abb. 5a u. b. Versuchsergebnisse.

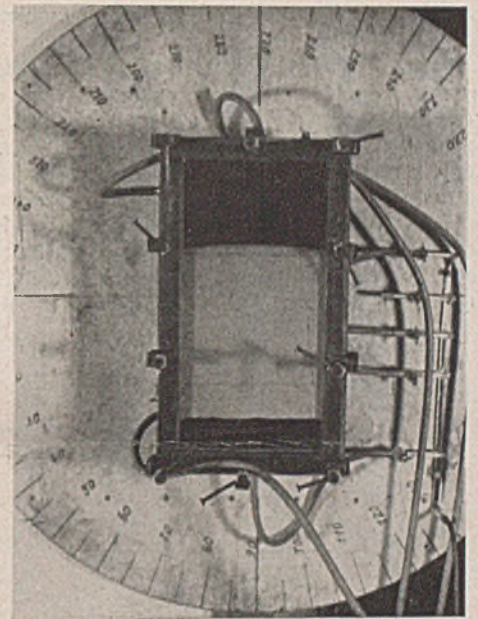


Abb. 6a. Waagerechte Sandoberfläche, Hochtreiben des Sandes beim Grundbruch.

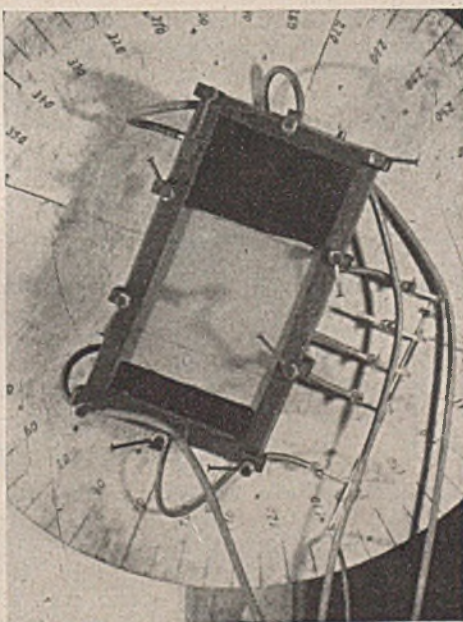


Abb. 6b. Sandböschung 20°, Abgleiten der Sandoberfläche nach rechts.

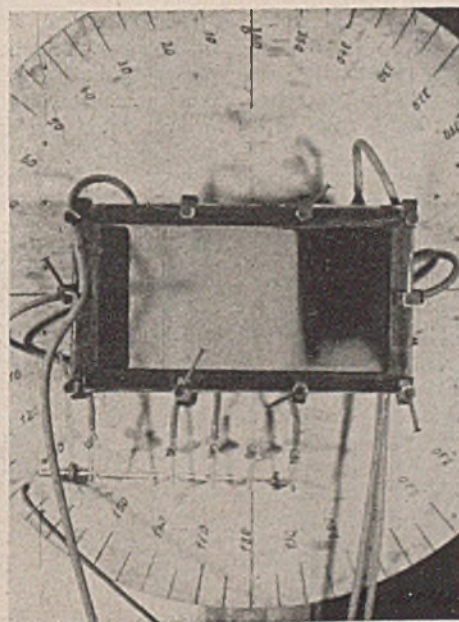


Abb. 6c. Lotrechte Böschung bei einströmendem Wasser, Abgleiten der Oberfläche lotrecht nach unten.

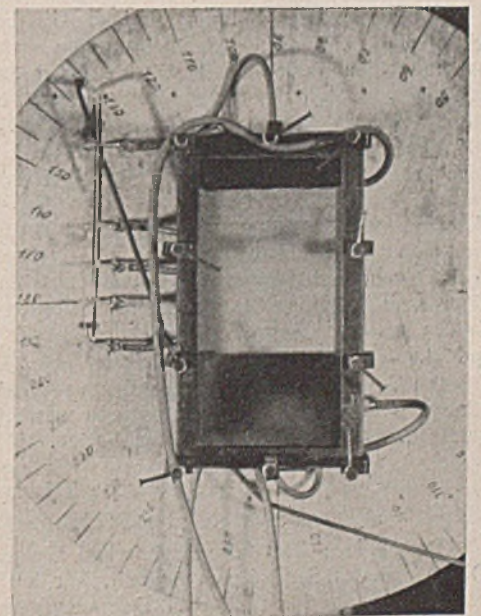


Abb. 6d. Waagrecht überhängende Sandböschung bei eintretendem Wasser, Abrieseln der Sandkörner aus der Oberfläche.

Abb. 6a bis d. Verschiedene Fälle von Gleichgewichtsstörungen.

zwar in Abb. 5a die der Vorversuche in Berlin, in Abb. 5b die der endgültigen Versuche in Dresden mit demselben Versuchssand unter Berücksichtigung des Filterverlustes. Auf der Abszisse ist der Böschungswinkel des Sandes aufgetragen, auf der Ordinate das zugehörige Grenzgefälle. Das Gefälle ist positiv angenommen, wenn das Wasser aus dem Sand austritt, im umgekehrten Falle ist es negativ. Die Neigung der Böschung wurde von 10° zu 10° gesteigert, jeder Versuch wurde mindestens dreimal, meist aber wesentlich häufiger wiederholt. Stark abweichende Versuche wurden ausgeschlossen. Bei geringer Neigung der Böschung konnte durch rasches Steigern des Druckgefälles außer dem Abgleiten der Böschung auch noch der Grundbruch erzeugt werden. Die erhaltenen Werte sind in Abb. 5a mit angegeben.

Abb. 6a bis d zeigen den Behälter in vier verschiedenen Lagen. Abb. 6a zeigt das Hochtreiben des Sandes im Augenblick des Grundbruchs bei waagerechter Sandoberfläche. Abb. 6b zeigt das langsame Abgleiten der Sandoberfläche bei einem Böschungswinkel von 20°. Auf diesen beiden Lichtbildern tritt das Wasser von unten nach oben aus der Probe aus. Bei Abb. 6c u. d ist die Strömungsrichtung umgekehrt und die Lichtbilder zeigen die lotrechte Böschung (Böschungswinkel 90°) und die waagrecht überhängende Böschung (Böschungswinkel 180°). In beiden Fällen rieselt der Sand in einzelnen Körnern aus der Böschung aus.

Der natürliche Böschungswinkel des Sandes wurde durch Neigen des Behälters bei ausgeschalteter Wasserströmung festgestellt. Er ergab sich mit 42°, was mit dem Winkel der inneren Reibung, im Schergerät festgestellt, übereinstimmte.

Bei Durchführung der Versuche zeigte sich, daß die Standsicherheit der Böschung bei gewissen Neigungen mehr oder weniger empfindlich war. So streuten die Werte von 0 bis 90° im Verhältnis weniger mit Ausnahme der ganz schwachgeneigten Böschungen, bei denen das seitliche Abgleiten sehr langsam vor sich ging und der Beginn daher schwer festzustellen war. Über 90° streuten die Werte wesentlich mehr und am stärksten im Bereich von 120° bis 130°. In diesem Bereich spielten Bewegungen der Zu- und Ableitungsschläuche eine sehr wesentliche Rolle, so daß angenommen werden muß, daß die gemessenen Werte eher zu groß als zu klein sind.

gleichlaufender Schnitt gelegt und die herausgeschnittene Schicht in einzelne lotrechte Streifen unterteilt.

Die Spannungen σ_v ergeben sich aus dem Gewicht der Bodenschicht mit der Mächtigkeit h .

Daher ist
$$\sigma_v b \sqrt{1 + \text{tg}^2 \beta} = \gamma b h$$

oder
$$\sigma_v = \frac{\gamma h}{\sqrt{1 + \text{tg}^2 \beta}}$$

Solange Gleichgewicht herrscht, muß $\sigma_p' = \sigma_p''$ sein, da die Sandprismen sonst kippen würden. Andererseits folgt aus der Gleichgewichtsbedingung bei einem Sandprisma nach Abb. 8, daß σ_p' und σ_p'' zur Oberfläche gleichgerichtet sein müssen, denn wenn σ_v den Winkel β mit der Flächenlotrechten einschließt, dann muß σ_p' , das auf eine um $90^\circ - \beta$ gedrehte Fläche wirkt, ebenfalls unter β zur Flächenlotrechten geneigt sein, also zur Oberfläche gleichlaufen. Denkt man sich eine Reihe derartiger Prismen nach Abb. 9 übereinandergelegt, dann sieht man, daß die Spannungen σ_v und σ_p geradlinig nach unten zunehmen. Das Verhältnis $\frac{\sigma_v}{\sigma_p}$ bleibt also der Tiefe nach unveränderlich und unabhängig vom Gewicht des Bodens.

Wird β gleich dem natürlichen Böschungswinkel φ , so löst sich die gesamte Menge in ein Netz von Gleitflächen auf, die unter dem Winkel $90^\circ - \varphi$ gegeneinander geneigt sind. Die Spannungen und Gleitflächen in einem derartigen Prisma sind dann aus Abb. 10 ersichtlich. Der Sandkörper ist also von einem Netz von Gleitflächen durchzogen, von denen eine Schar zur Böschung gleichlaufend, die andere zu ihr lotrecht gerichtet ist.

Es ist für unsere Betrachtungen wichtig, daß der Grenzzustand des Gleichgewichts dann erreicht wird, wenn die Böschung unter dem Winkel der inneren Reibung φ geneigt ist.⁶⁾ Es ist wie gesagt dabel

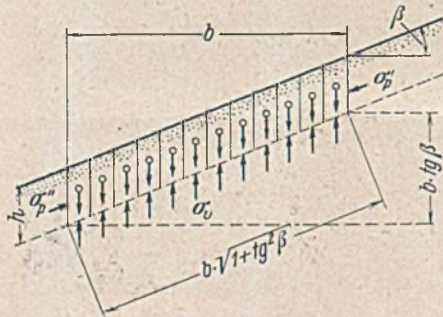


Abb. 7. Grundlage der Rankineschen Erddrucklehre.

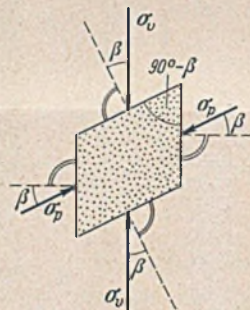


Abb. 8. Spannungszustand in einem Sandprisma nach der Rankineschen Erddrucklehre.

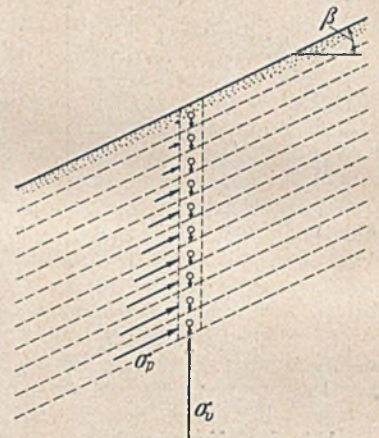
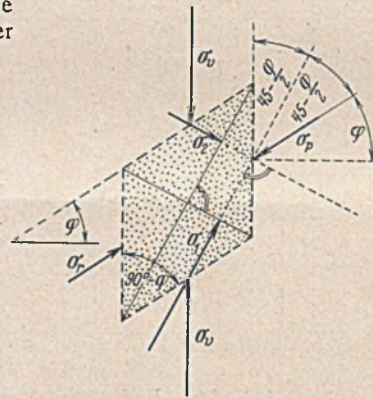


Abb. 9. Lotrecht übereinanderliegende Sandprismen der Abb. 8.

Mit wachsender Neigung sind die Erscheinungsformen bei Überschreiten der Grenze der Standsicherheit verschieden. Bei waagerechter Böschung (Grundbruch) hebt sich die ganze Sandmasse gleichzeitig, so daß der Sand bis zu dem Augenblick schwillt, in dem an der schwächsten Stelle das Wasser durchbricht. Bei den Neigungen von 10° bis ungefähr 80° gleitet der Sand mehr oder weniger rasch schichtweise an der Oberfläche ab. Von 90° an lösen sich dagegen bereits die einzelnen Körner von der Oberfläche und fallen frei durch das Wasser nach unten. Dieser Umstand dürfte auch mit eine Ursache der Streuungen sein, da Verunreinigungen der Sandoberfläche und größere Sandkörner usw. sich zuerst lösen, nach abwärts fallen und damit die an sich noch standfeste Oberfläche in Unordnung bringen. Dadurch tritt das Abrieseln des Sandes etwas früher ein als es der Grenze der Standsicherheit entspricht.

Die Versuche wurden mit Sanden verschiedener Körnung wiederholt, ohne daß sich die Ergebnisse dadurch wesentlich änderten. Beeinflusst wurde hauptsächlich der Streubereich.

3. Rechnerische Erfassung.

a) Der Rankinesche Gleichgewichtszustand.

Da es sich bei der rechnerischen Erfassung um Vorgänge an der Oberfläche des Sandkörpers handelt, bin ich bei den Untersuchungen von der Rankineschen Erddrucklehre ausgegangen⁵⁾.

In Abb. 7 ist eine unter β geneigte, unendlich ausgedehnte ebene Sandböschung angenommen. In der Tiefe h wird ein zur Oberfläche

gleichgültig, wie schwer der geschüttete Boden ist. Eine derartige Böschung würde daher ihre Standsicherheit nicht ändern, wenn die Schwerkraft z. B. durch eine lotrecht wirkende Beschleunigung, durch Strömungsdruck u. a. teilweise aufgehoben oder vergrößert werden würde.

Statt nun den natürlichen Böschungswinkel φ , den die Böschung mit der Waagerechten einschließt, als Kennziffer zu nehmen, ist es für unsere Untersuchung von Vorteil, vom Winkel $90^\circ - \varphi$ auszugehen, den die Böschung mit der Lotrechten, d. h. der Richtung der Schwerkraft einschließt, die ja schließlich die Ursache des Spannungszustandes ist. Wir gehen also von dem Satz aus, daß eine Böschung an der Grenze des Gleichgewichts immer den Winkel $90^\circ - \varphi$ mit der Richtung der Schwerkraft einschließen muß. Wird das Feld der Schwerkraft durch Überlagerung eines durch Strömungsdruck erzeugten Feldes in seiner Größe und Richtung geändert, dann muß sich eine neue „natürliche“ Bö-

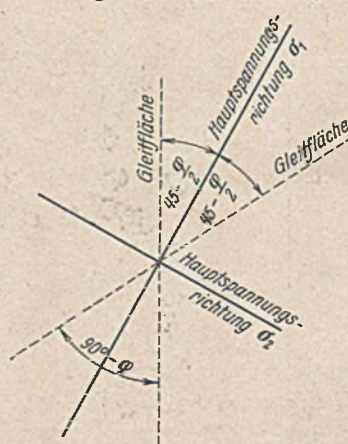


Abb. 10. Spannungszustand in einem Sandprisma nach der Rankineschen Erddrucklehre im Grenzfall des natürlichen Böschungswinkels.

⁵⁾ Ohde, Zur Theorie des Erddruckes unter besonderer Berücksichtigung der Erddruckverteilung. Bautechn. 1938, Heft 10/11, S. 150.

⁶⁾ R. Grammel, Handbuch der Physik, Bd. VI, S. 489 u. 490. Berlin 1928, J. Springer.

schung bilden, die ebenfalls mit der Richtung des sich ergebenden Kraftfeldes den Winkel $90^\circ - \varphi$ einschließt.

b) Die senkrecht durchströmte Böschung.

In Abb. 11 ist eine natürliche Böschung unter dem Winkel φ zur Waagerechten dargestellt. Aus der Böschung tritt senkrecht zu ihr Wasser unter einem Gefälle i aus. Der auftretende Strömungsdruck ist nach Gl. (1) $p = i \gamma_0 = i \cdot 1$, der mit der Schwerkraft das Kraftfeld r bildet, das um den Winkel ω von der Lotrechten abweicht. Die neue „natürliche“ Böschung muß sich daher um den Winkel ω verflachen. Damit ist die Abhängigkeit der „natürlichen“ Böschung vom Strömungsdruck des durchtretenden Wassers auf eine reine Frage der Statik zurückgeführt.

Bezeichnet nach Abb. 12 der Winkel β die Neigung einer Sandböschung zur Waagerechten oder die Neigung des Strömungsdruckes p zum Lot, dann findet man die Grenzlage des endgültigen Kraftfeldes r , indem man von der Böschung den Winkel $90^\circ - \varphi$ abträgt und das Kraffleck zeichnet. Damit ergibt sich Richtung und Größe von r und des Strömungsdruckes p , den die Böschung gerade noch auszuhalten vermag.

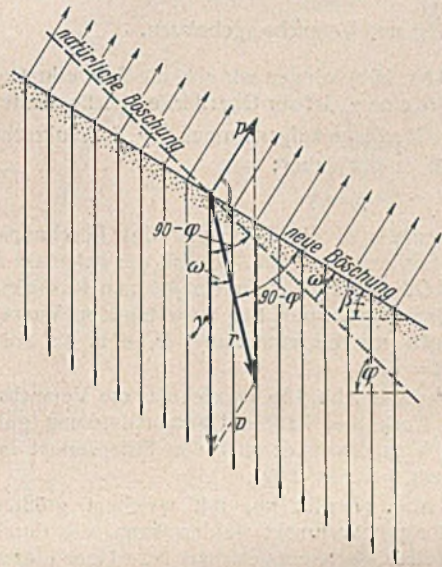


Abb. 11. Ablenkung des Schwerfeldes durch den Strömungsdruck und Einfluß auf die Böschungsneigung.

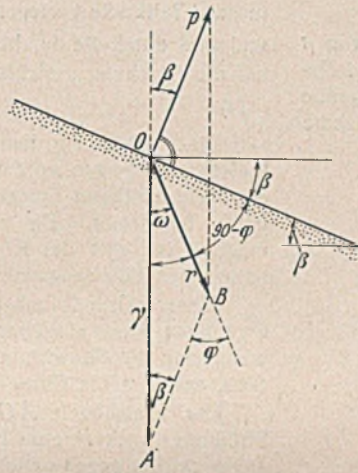


Abb. 12. Grenzlage des Kraftfeldes.

Da in den Punkten A und O sich die Strömungsrichtung des Wassers umkehrt, folgt, daß im Abschnitt ACO die Fahrstrahlen des Strömungsdruckes kleiner oder höchstens gleich den Bogensehnen sein dürfen, wenn die Böschung standsicher sein soll. Im Abschnitt OBA müssen die Fahrstrahlen größer oder mindestens gleich den Bogensehnen sein.

Aus Abb. 13 geht auch hervor, daß der größte Wert für die Mittelkraft gleich der Strecke AD werden muß. Ihre Größe ist als Durchmesser des Kreises ebenfalls $\frac{\gamma}{\sin \varphi}$. Ihre Richtung ist gegen die des größten Strömungsdruckes p um den Winkel von 2φ geneigt. Der größte Strömungsdruck p_{max} entsteht bei waagerechter Mittelkraft. Umgekehrt erzeugt ein waagerechter Strömungsdruck (lotrechte Böschung) die größte Mittelkraft r_{max} .

Zur Erläuterung sind in Abb. 14a bis c drei verschiedene Fälle dargestellt, die die Lage der Kräfte im Böschungskreis und die zugehörigen Böschungen selbst angeben. Man sieht aus den eingetragenen Gleitflächenrichtungen, daß der Rankinesche Spannungszustand keine Änderungen erfahren hat, da die eine Schar gleichlaufend zur Oberfläche gerichtet ist und mit der anderen den Winkel $90^\circ - \varphi$ einschließt. Denn da der Punkt E auf einem Kreisbogen wandert, während die Grundlinie $AO = \gamma$ unverändert bleibt, folgt, daß der Winkel, den p und r einschließen, im größeren Abschnitt immer gleich φ , im kleineren $180^\circ - \varphi$ sein muß.

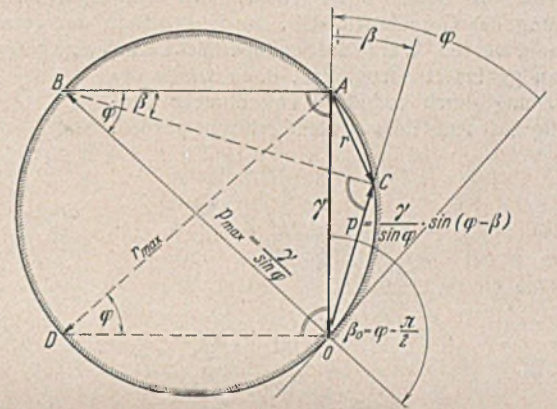


Abb. 13. Die Zusammenhänge im Böschungskreis.

Die Ablenkung der Mittelkraft r vom Lot beträgt ω ; aus der Zeichnung ersieht man:

$$\omega = 90 - \beta - (90 - \varphi) = \varphi - \beta.$$

Der Strömungsdruck schließt daher mit der Mittelkraft den Winkel $180^\circ - \beta - \omega = 180 - \varphi$ ein. Bei Anwendung des Sinussatzes finde man aus dem Dreieck OAB:

$$(3) \quad \frac{\gamma}{p} = \frac{\sin(180 - \varphi)}{\sin(\varphi - \beta)} \quad \text{und} \quad p = \frac{\gamma}{\sin \varphi} \cdot \sin(\varphi - \beta).$$

Aus Gl. (3) lassen sich die folgenden Grenzfälle ableiten. Ist $\beta = 0$, d. h. die Sandoberfläche waagerecht oder waagerecht überhängend, dann ist $\gamma = p$, und die Gleichung geht in Gl. (2) (Grundbruch) über.

Ist $\beta = \varphi$, d. h. bei natürlicher Böschung, so wird $p = 0$. Die Böschung verträgt dann keinen Strömungsdruck mehr, ohne abzurutschen.

p wird zum Größtwert, wenn $\sin(\varphi - \beta) = 1$ oder $\varphi - \beta_0 = \frac{\pi}{2}$ wird.

Gl. (3) ist in Abb. 13 dargestellt. Das Raumgewicht γ wird auf einer Lotrechten als Strecke AO aufgetragen und senkrecht darauf die Strecke AB, die sich aus dem Umfangswinkel φ ergibt. Die Seite BO hat dann die Länge $\frac{\gamma}{\sin \varphi}$, und die Richtung ist die des größten Wertes für p , da der Winkel zur Lotrechten $\beta_0 = \varphi - \frac{\pi}{2}$ beträgt.

Ist die Böschung unter β gegen die Waagerechte geneigt, dann findet man das zugehörige p , indem man bei B den Winkel β abträgt. Dann ist in dem Dreieck BCO die Seite $OC = p = \frac{\gamma}{\sin \varphi} \cdot \sin(\varphi - \beta)$ und die Strecke AC stellt die Mittelkraft r dar. Man sieht sofort, daß die Endpunkte der jeweiligen Vektoren p , von O aus aufgetragen, auf einem Kreis liegen, den wir als Böschungskreis bezeichnen wollen.

Entlang dem Kreisbogen ACO strömt das Wasser aus der Sandoberfläche aus. Auf dem Bogenstück OBA ist das Umgekehrte der Fall. Die Punkte A und O sind besonders ausgezeichnet: bei A wird das Schwerkraftfeld nicht abgelenkt (Grundbruch), so daß die Gleitflächenbildung verschwindet; bei O ist $p = 0$ (natürliche Böschung).

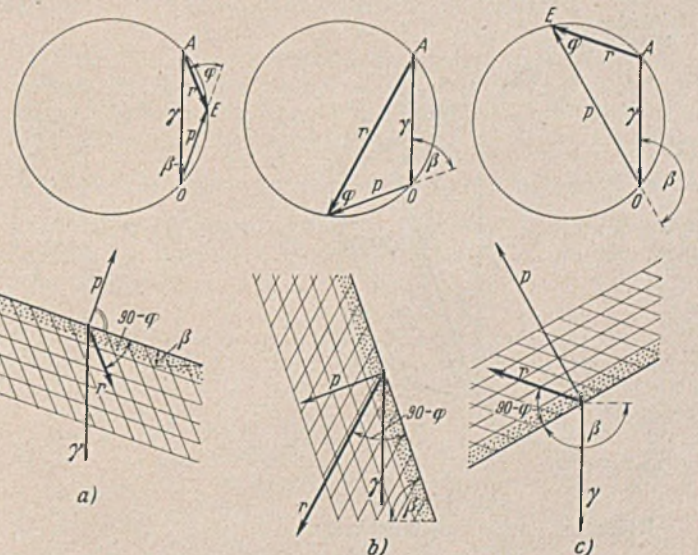


Abb. 14a bis c. Beispiele standfester Sandböschungen und Zusammenhänge im Böschungskreis.

4. Vergleich der Versuchsergebnisse mit der Rechnung.

Ehe wir den Fall der senkrecht durchströmten Böschung verallgemeinern, soll der Vergleich mit den Versuchsergebnissen die Richtigkeit unserer Überlegungen erhärten. In Abb. 15a u. b ist der Böschungskreis für $\varphi = 42^\circ$ gezeichnet. Die gemessenen Grenzgefälle (s. Abb. 5a u. b) sind eingetragen und stimmen mit ihm gut überein, zumal die oben genannten Versuchsfehler zu berücksichtigen sind. Die Abweichungen dürften in erster Linie in der Schwierigkeit liegen, den Beginn des Abfließens des Sandes genau zu erfassen. Dementsprechend ist das Ergebnis bei steiler Böschung am genauesten, da dort das Abfließen ziemlich plötzlich vor sich geht. Bei den sehr flachen Böschungen von 10 und 20° spielt auch die Begrenzung der Sandoberfläche eine Rolle. Die

Rankine'sche Lehre und damit unsere Betrachtungen über den Böschungskreis gelten nur für eine unendlich ausgedehnte Sandböschung, d. h. beim Versuch nur für die allerobersten Sandschichten, denn in der Tiefe werden die Verhältnisse bereits durch die Behälterwände getrübt, die das Abfließen des Sandes verzögern. Diese Verzögerung beeinflusst aber auch infolge der Reibung im Sande die obersten Schichten, so daß die zugehörigen Grenzgefälle zu hoch gemessen werden.

Im Bereich der überhängenden Böschungen ist die Bestimmung des Grenzzustandes, wie bereits gesagt, durch das Abrieseln einzelner größerer Körner aus der Oberfläche erschwert, und die Versuchswerte sind daher entsprechend unsicher.

Unter Berücksichtigung aller dieser Einflüsse kann man sagen, daß die Ergebnisse gut mit der Rechnung übereinstimmen. Die Gültigkeit des Grundgesetzes für den Böschungskreis erscheint somit erwiesen: Beim Grenzzustand ist der Neigungswinkel des endgültigen Kraftfeldes im Verhältnis zur Böschung unveränderlich und gleich $90^\circ - \varphi$.

Bei rascher Steigerung des Gefälles kann bei kleinen Werten von β bereits nach Beginn des Fließens, auch noch als zweite Gleichgewichtstörung der Grundbruch, d. h. das Hochtreiben der gesamten Sandprobe erzeugt werden. Würde die Sandoberfläche durch eine geeignete Maßnahme daran gehindert abzugleiten, dann würde die Böschung durch „schrägen Grundbruch“ endgültig aus dem Gleichgewicht gebracht werden.

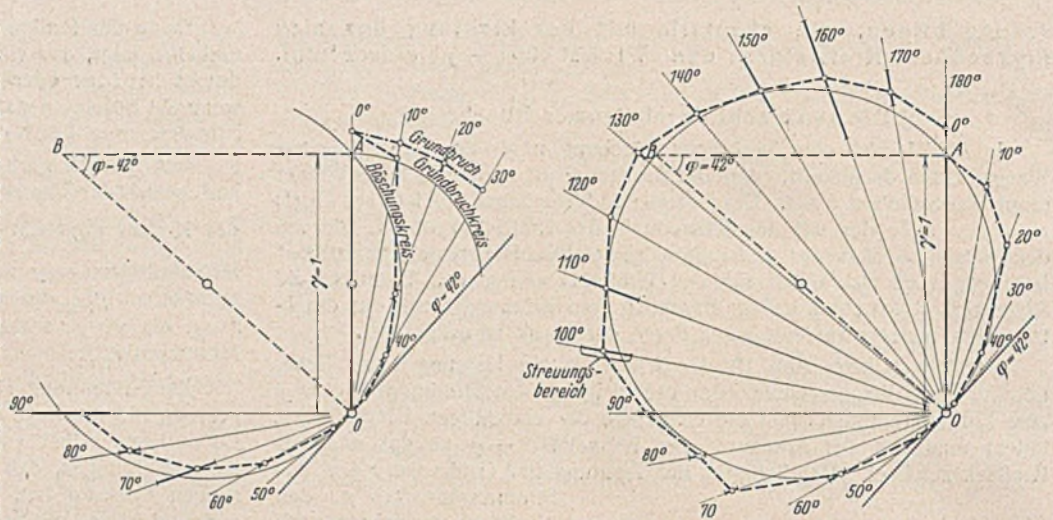


Abb. 15 a. b. Vergleich zwischen Rechnung und Versuchsergebnissen.

Bei der geneigten Probe (Abb. 16b) können wir also die Schwerkraft γ in zwei Teilkräfte zerlegen. Die eine γ_p ist zur Oberfläche gleichgerichtet und wird durch die durchlässige Decklage aufgenommen. γ_s ist senkrecht auf die Böschung gerichtet und es gilt daher:

$$(4) \quad \gamma_s = \gamma \cdot \cos \beta = \mathfrak{P}.$$

Diese Gleichung kann ebenfalls in die Zeichnung des Böschungskreises eingetragen werden. Man sieht aus Abb. 17, daß der Eckpunkt F des rechtwinkligen Dreiecks AOF mit zunehmendem β einen Halbkreis um γ beschreibt. Da ein Grundbruch nur bei austretendem Wasser möglich ist, gilt der Kreisbogen nur bis zum Punkt G , d. h. bis zum natürlichen Böschungswinkel $\beta = \varphi$.

Dieser „Grundbruchskreis“ ist in Abb. 15a gezeichnet, die Versuchsergebnisse sind eingetragen. Auch hier ist die Übereinstimmung gut, wenn man die Silowirkung im Versuchskasten und den Filterverlust im Sieb, auf dem die Probe aufliegt, berücksichtigt.

Der Kreisbogen AG in Abb. 17 gibt an, mit welchem größten Strömungsdruck P eine Böschung beansprucht werden kann, die durch ein Deckfilter gegen schichtenweises Abgleiten gesichert ist. Über diesen Wert von P hinaus ist eine Böschung ohne Abstützung nicht mehr standfest zu erhalten.

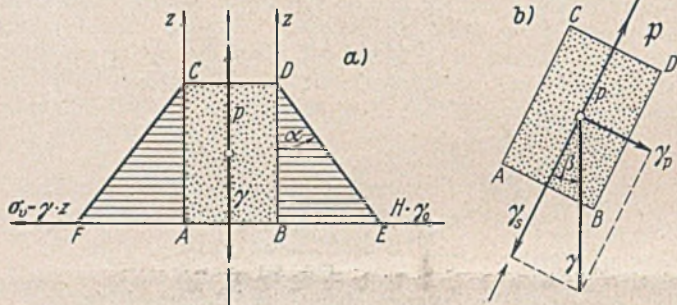


Abb. 16 a. u. b. Grundbruch bei lotrechter und schräger Lage der Probe.

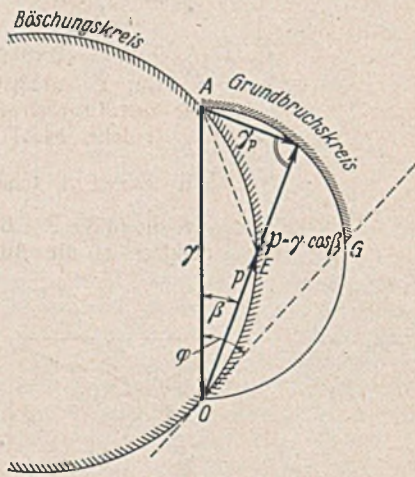


Abb. 17.

Böschungs- und Grundbruchskreis.

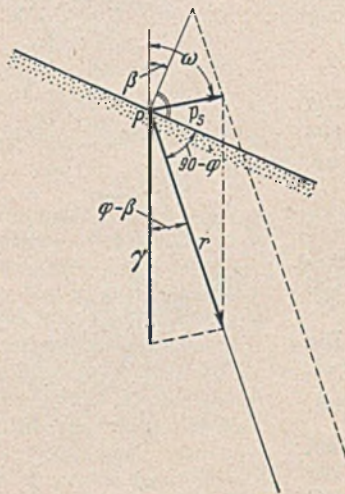
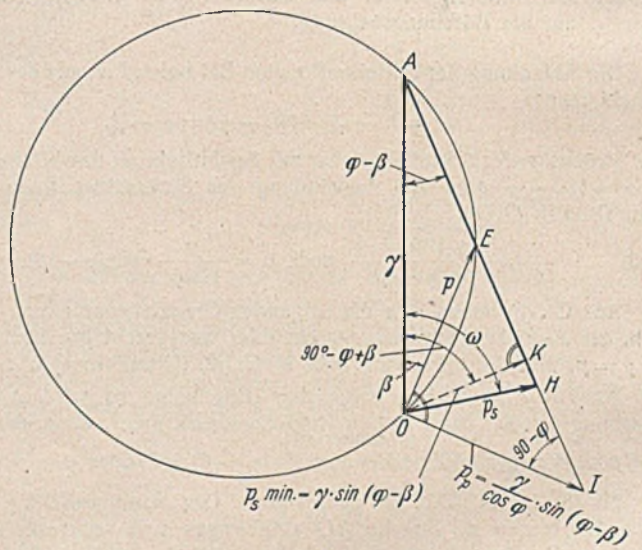


Abb. 18 a. u. b. Strömungsdruck schräg zur Böschung.



Eine derartige Maßnahme wäre z. B. eine durchlässige, aber feste Decklage (Filter) auf der Böschung, die sich nach unten (Kanalsole) abstützt. Auch diese zweite Gleichgewichtstörung durch schrägen Grundbruch kann leicht rechnerisch erfaßt werden. In Abb. 16a ist der Grundbruch in lotrechter Richtung dargestellt. Auf der rechten Seite der Probe $ABCD$ ist der Überdruck des strömenden Wassers in Abhängigkeit von der Höhe Z aufgetragen. Nach Gl. (1) u. (2) ist:

$$\frac{H}{h} = \operatorname{tg} \alpha = i = p.$$

Mit $\gamma_0 = 1$ ist daher der Strömungsdruck $p = 1$. Auf der linken Seite ist die lotrechte Spannung σ_0 im Sand infolge Eigengewicht eingetragen. Wenn das Dreieck BDE mit zunehmendem H/γ_0 dem Dreieck ACF flächengleich wird, wird der Sand scheinbar gewichtslos und es kommt zum Grundbruch. Da Strömungsdruck und Schwerkraft Massenkraften sind, gilt überall in der Probe die Grenzbedingung der Gl. (1):

$$\gamma = i \gamma_0 = p.$$

5. Die schräg durchströmte Böschung.

Nach dem bisher Gesagten dürfte der Fall der senkrecht durchströmten Böschung geklärt und die Richtigkeit der rechnerischen Grundlage erwiesen sein. Es kann daher auf den allgemeineren Fall der schräg durchströmten Böschung übergangen werden, der versuchs-technisch nicht ohne weiteres darstellbar ist.

Tritt das Grundwasser unter Wasser aus, dann ist die Strömungsrichtung immer senkrecht zur Böschung; tritt es über Wasser aus, dann sind die Stromfäden meist gegen die Böschung geneigt. Sie wird daher durch diesen schrägen Strömungsdruck, der sich von Ort zu Ort in Größe und Richtung ändert, beansprucht. Dazu gesellt sich die Einwirkung des abfließenden Wassers auf der Oberfläche, die Oberflächenauswaschung. Sie soll in unserer Betrachtung nicht berücksichtigt werden, da sie rechnerisch nicht zu erfassen ist und außerdem durch Schutz der Oberfläche ausgeschaltet werden kann. — Nach Abb. 18 wird ein Punkt P in der Böschung durch den schräg wirkenden Strömungsdruck p_s bean-

spricht. Damit die Böschung standfest bleibt, darf die Schwerkraft nur so weit abgelenkt werden, daß die Mittelkraft r mit der Böschung höchstens den Winkel $90^\circ - \varphi$ einschließt.

Mit Hilfe des Böschungskreises findet man sofort die Zusammenhänge. Durch Auftragen des Winkels β bei O ergibt sich der Punkt E und damit die Richtung der Mittelkraft $A E$. Die Strecke $O H$ gibt die Größe von p_s .

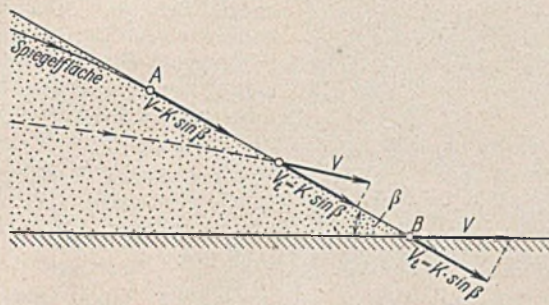


Abb. 19. Strömungsverhältnisse am talseitigen Fuß eines Damms.

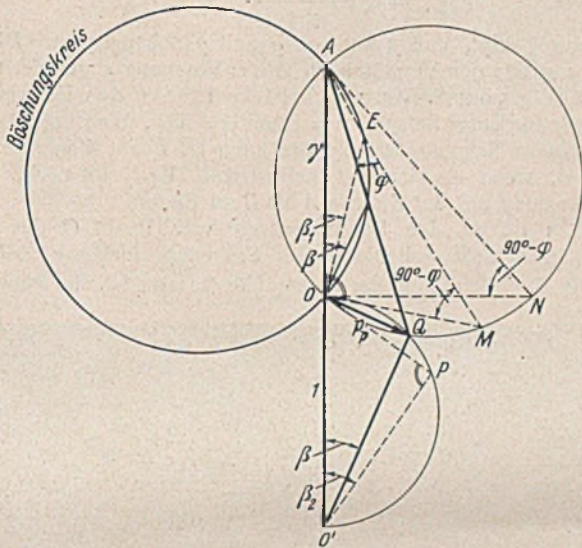


Abb. 20. Böschungskreis für die Strömungsverhältnisse der Abb. 19.



Abb. 21. Zulässiger Strömungsdruck.

Es ist klar, daß jeder Fahrstrahl p_s zwischen OE und OI möglich ist, ohne die Böschung zu gefährden. Die Lage OE entspricht der Strömung senkrecht aus der Böschung, OI gleichgerichtet zu ihr. Diese beiden Werte stellen, was Größe und Richtung betrifft, Grenzwerte dar, da ein Aufrichten von p_s über die Böschungslotrechte hinaus physikalisch nicht denkbar ist und bei einer Neigung, die flacher ist als die Böschung, ein Austritt des Wassers unmöglich wird.

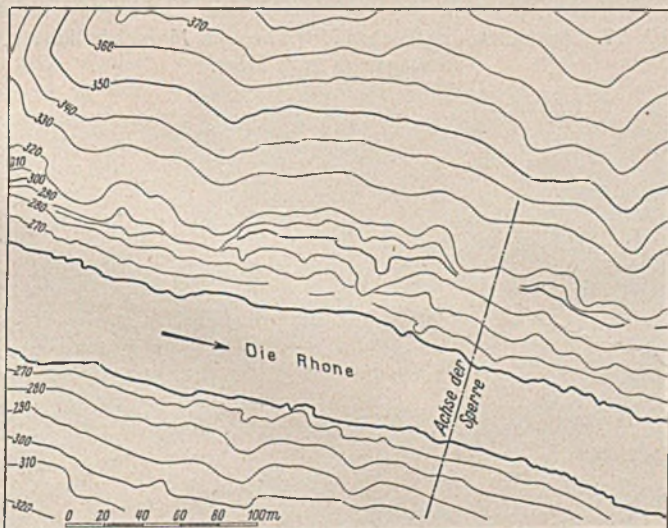


Abb. 23. Lageplan der Sperrstelle von Genisslat in der Rhone.

Für $\varphi = 45^\circ$ wird $OE = OI$, d. h. der Strömungsdruck senkrecht zur Oberfläche beansprucht die Böschung in gleichem Maße, wie der zur Oberfläche gleichgerichtete. Die gefährlichste Richtung (der kleinste zulässige Strömungsdruck) ergibt sich als

$$OK = p_{s \min} = \gamma \cdot \sin(\varphi - \beta);$$

für $\varphi = 45^\circ$ schließt $p_{s \min}$ mit der Oberfläche einen Winkel von 45° ein.

Mit den bisherigen Angaben lassen sich alle Fälle von durchströmten Böschungen zeichnerisch und rechnerisch behandeln.

6. Anwendungsbeispiel.

An Hand eines Beispiels soll die Anwendung des Böschungskreises gezeigt werden. Abb. 19 zeigt die luftseitige Böschung eines Damms, der auf einer undurchlässigen Schicht aufrührt. Wir nehmen an, daß der Verlauf der Spiegelinie der Sickerströmung bereits ermittelt⁷⁾ und der Punkt A als oberster Punkt der sich bildenden Hangquelle gefunden sei. Der Dammfuß soll nun derart ausgebildet werden, daß er an jeder Stelle die gleiche Stand- sicherheit aufweist.

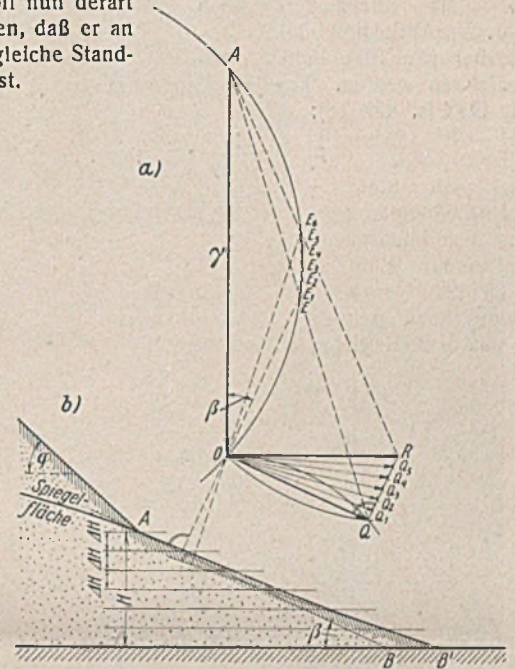


Abb. 22. Böschung gleicher Standsicherheit bei Austritt einer Hangquelle am Dammfuß.

Aus der Lehre der Grundwasserbewegung⁸⁾ ist bekannt, daß die Spiegelinie die Böschung im Punkte A berührt. Der Strömungsdruck ist an dieser Stelle zur Böschung gleichgerichtet. Die Austrittsgeschwindigkeit beträgt $v = K \cdot \sin \beta$. Der Strömungsdruck p_p ist daher nach Gl. (1) $\frac{v}{K} = \sin \beta$. Jeder andere Stromfaden, der nicht in A austritt, schneidet die Böschung, und die Geschwindigkeitskomponente, die in die Böschungsebene fällt, ist ebenfalls $V_l = k \cdot \sin \beta$. Im Punkt B ist die Austrittsrichtung waagrecht.

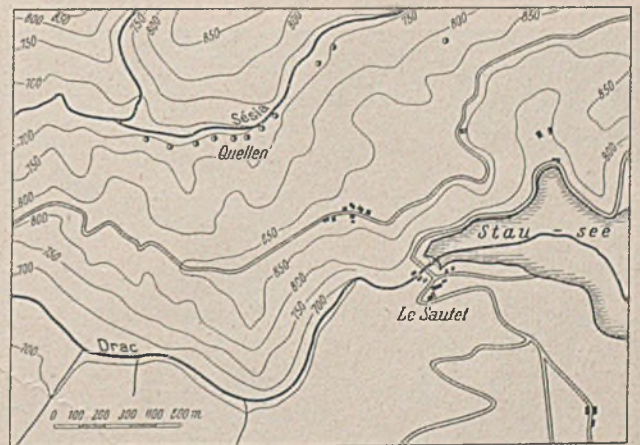


Abb. 24. Lageplan der Staumauer am Sautet im Drac und der Sickerstelle im Tal der Sésia.

Der Wert von OE ist $p = \frac{\gamma}{\sin \varphi} \cdot \sin(\varphi - \beta)$.

Der Wert von OI ist $p_p = \frac{\gamma}{\cos \varphi} \cdot \sin(\varphi - \beta)$.

⁷⁾ Casagrande, Näherungsverfahren zur Ermittlung der Sickerung in geschütteten Dämmen auf undurchlässiger Sohle. Bautechn. 1934, Heft 15, S. 205.

⁸⁾ Dachler, Grundwasserströmung. Wien 1936, J. Springer.

Mit diesen Grundlagen läßt sich der Dammfuß sehr rasch ausbilden. Die Böschungsneigung in Punkt *A* ist eindeutig bestimmt, denn es stehen zwei Bedingungen für diesen Punkt zur Verfügung. In Abb. 20 ist der Böschungskreis *AEO* gezeichnet. Für einen beliebigen Wert von β_1 findet man die Lage der Senkrechten auf die Böschung mit *OE* und senkrecht darauf die Größe des größten Strömungsdruckes in Richtung der Böschungsebene mit *OM*. Wandert der Punkt *E* auf dem Böschungskreis, dann beschreibt der Punkt *M* einen Kreis, denn der Scheitelwinkel bei *M* bleibt unverändert gleich $90^\circ - \varphi$. Der Mittelpunkt des Kreises kann daher über den Punkt *N* sofort gefunden werden. Für jedes angenommene β_1 ist die zugehörige Strecke *OM* (s. Abb. 18):

$$p_p = \frac{\gamma}{\cos \varphi} \cdot \sin(\varphi - \beta_1).$$

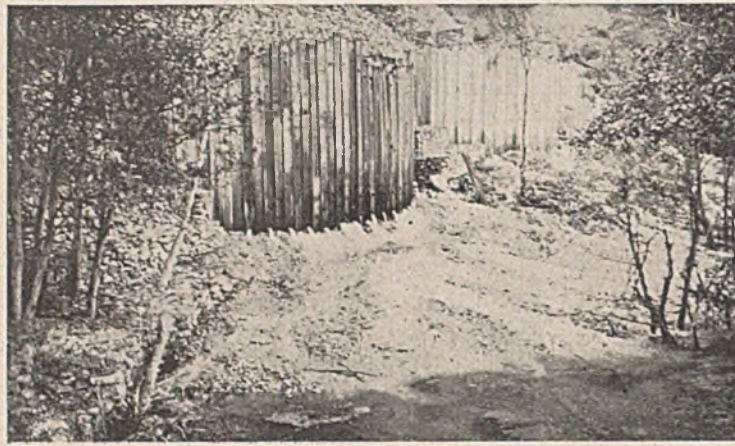


Abb. 25. Filter an den Sickerstellen im Tal der Sésia.

Nun muß p_p anderseits gleich $\sin \beta$ sein. Trägt man $OO' = 1$ auf und legt bei O' einen beliebigen Winkel β_2 an, dann findet man aus dem rechtwinkligen Dreieck $OO'P$ die Strecke *OP* als $1 \cdot \sin \beta_2$. Verändert sich β_2 , dann wandert *P* entlang einem Halbkreise, und der Schnittpunkt *Q* der beiden Kreise ergibt den endgültigen Strömungsdruck p_p und die zulässige Neigung der Böschung β .

Aus diesen Beziehungen läßt sich β errechnen. Der zulässige Strömungsdruck $p_p = OQ$ beträgt (Abb. 21):

$$p_p = \frac{\gamma}{\cos \varphi} \cdot \sin(\varphi - \beta) = \sin \beta.$$

Daraus ergibt sich die Beziehung:

$$\text{tg } \beta = \text{tg } \varphi \cdot \frac{\gamma}{\gamma + 1}.$$

Diese Gleichung besagt, daß β nur von φ und γ abhängig ist. Diese Bedingung ist nur aus den Verhältnissen an der Böschung abgeleitet und daher unabhängig vom Strömungsbild im Innern des Dammes.

Nehmen wir für unser Beispiel $\gamma = 1$ und $\varphi = 42^\circ$, dann ergibt sich β mit $\sim 24^\circ$. Diese Neigung darf die Böschung im Punkt *A* in Abb. 19 höchstens haben, wenn sie standfest bleiben soll. Es bleibt noch, den Verlauf der Böschung auf der Strecke *A* bis *B* zu finden.

In Abb. 22a ist an den Böschungskreis vom Punkt *O* die zur Böschung gleichgerichtete Seitenkraft des Strömungsdruckes $p_p = OQ$ aufgetragen, die für jeden Punkt der Hangquelle dieselbe ist. Im Punkt *B*



Abb. 26. Ausspülungsstelle an der Landstraße nach Mostaganem mit Blick auf den Hafen.

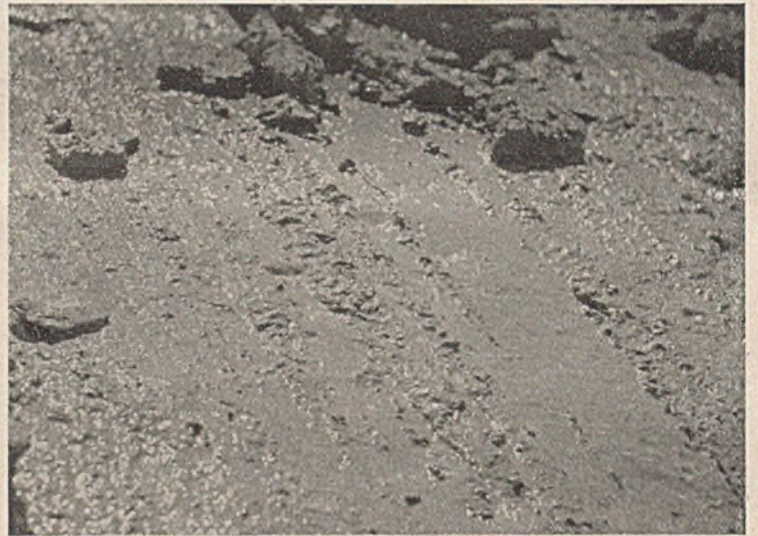


Abb. 27. Auslaufen des Triebandes über die Mergelsteilküste bei Mostaganem zum Meer.



Abb. 28. Setzungen in der Straße nach Mostaganem infolge unterirdischer Ausspülung.



Abb. 29. Abgesunkene Fußbodenplatte einer Badehütte bei Mostaganem.

der Abb. 19 ist der Strömungsdruck waagrecht gerichtet und in der Strecke OR abgetragen. Für jeden anderen Punkt der Hangquelle liegt der Strömungsdruck zwischen den Grenzlagen OQ und OR . Um nun den Böschungsverlauf in erster Annäherung zu finden, wird die Strecke QR in gleiche Teile unterteilt, desgleichen die Höhe H in ebenso viele Teile ΔH (Abb. 22b). Aus dem Böschungskreis findet man die Punkte E_1, E_2 usw. Man zeichnet eine neue Böschung als Sell-eck von A bis B' , wobei die Sellstrahlen auf den Richtungen OE_1, OE_2 usw. senkrecht stehen. Durch dieses Vorgehen kann näherungsweise die Form des Dammfußes gefunden werden, noch ehe man das gesamte Strömungsbild entworfen hat. Es genügt, den Punkt A als höchsten Punkt der Hangquelle zu kennen.

Die schraffierte Böschungslinie in Abb. 22b ergibt in jedem Punkt der Oberfläche eine Böschung an der Grenze des Gleichgewichts. Für die Standfestigkeit des Dammkörpers ist noch die Sicherheit gegen das Abrutschen zu untersuchen.

Derartige Böschungen, deren Oberflächen an der Grenze des Gleichgewichts sind, findet man in der Natur überall da, wo sich durch Ausspülen oder Ausfließen von Tribsand vorgelagerte Schuttkegel bilden. Mit Hilfe der Gl. (4) läßt sich daher auch diese Frage klären.

7. Schlußfolgerungen und Anwendungen in der Praxis.

Die Ergebnisse der obigen Ausführungen lassen sich wie folgt zusammenfassen:

Wird das Feld der Schwerkraft durch ein zusätzliches Kraftfeld, z. B. Strömungsdruck von Sickerwasser, Beschleunigung, Fliehkraft u. dgl. von der lotrechten Richtung abgelenkt, dann muß unabhängig von der Größe der Mittelkraft die Sandböschung an der Grenze des



Abb. 30. Schäden an einem Wohnhaus bei Mostaganem kurz vor seinem Einsturz.



Abb. 31. Herstellung des Entwässerungsstollens bei Mostaganem, im First erkennt man den fertiggestellten, noch abgedichteten Filterbrunnen.

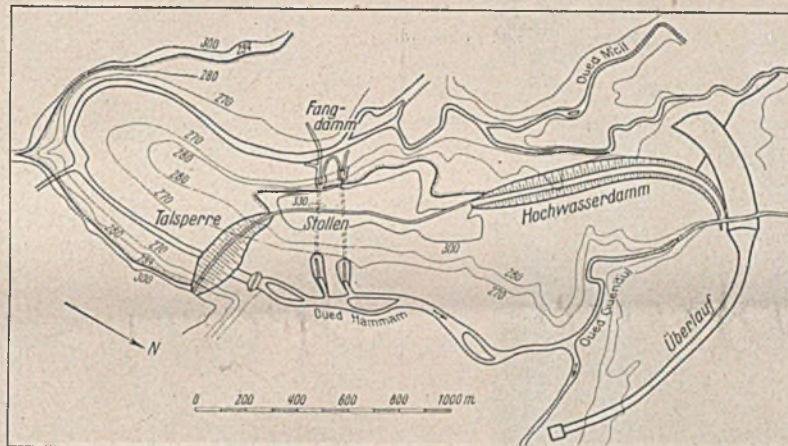


Abb. 32a. Talsperre Bou-Hanifla im Atlas, Lageplan.



Abb. 32b. Talseitige Ansicht der Sperrstelle, rechts der Hochwasserdamm.

Gleichgewichts mit der Richtung der Mittelkraft den Winkel $90^\circ - \varphi$ einschließen, wobei φ den Winkel der inneren Reibung des Sandes darstellt.

In Verfolgung dieses Lehrsatzes findet man die Abhängigkeit des Strömungsdruckes von der größten Böschungneigung in einfachster Weise in Gestalt des „Böschungskreises“.

Im Laufe meiner Praxis sind viele Fragen an mich herangetreten, auf die die vorliegende Arbeit die Antwort gibt. Bei der Talsperre von Genissiat in der Rhone findet sich in halber Stauhöhe eine mehrere Meter mächtige durchgehende Sandschicht, die auf einer Mergelschicht ruht und

durch eine Tonschicht abgedeckt wird. Die Talhänge sind sehr steil (Abb. 23). Es ergibt sich die Frage, wie weit beiderseits mit chemischen Einpressungen in den Berg vorgegangen werden muß, damit die Talhänge unterhalb der Sperre nicht gefährdet sind. Nach Klärung der Strömungsvorgänge kann unmittelbar geantwortet werden.

Bei der Sperrmauer am Sautet im Drac (Nebenfluß der Rhone) lagen die Verhältnisse wie folgt. Der Talboden bestand aus einer über 100 m mächtigen Moräne, in die die verschiedenen Flüsse in der Nachseizeit tiefe

Schluchten bis zum gewachsenen Felsen geschnitten hatten. Durch den Stau des Drac zeigten sich im Nachbartal der Sésia (Abb. 24) starke Sickerungen und Ausspülungserscheinungen, deren Auftreten man nicht in Rechnung gestellt hatte, da die Entfernung vom Stausee größer war, als daß sie nach den Bligh'schen Regeln⁹⁾ hätten gefährlich sein können. Es wurden zum Schutz umfangreiche Filter an den Sickerstellen angeordnet (Abb. 25). Auf Grund des Strömungskreises findet man, daß die Ausspülungserscheinungen nur infolge

⁹⁾ Bligh, Dams, Barrages and Weirs on porous foundations. Eng. News-Rec. 1910, S. 708.

der zu stellen Böschung der Moräne an den Austrittsstellen eingetreten sind. Sie wären nach Einrutschen der Hänge und Verflachen der Böschung im unteren Teil auf den Wert nach Gl. (4) zur Ruhe gekommen, und eine Sicherheitsmaßnahme hätte sich erübrigt, da die Gegend nicht besiedelt war.

In der Nähe der algerischen Hafenstadt Mostaganem zeigten sich im Jahre 1936 schwere Ausspülungserscheinungen, die eine kleine Siedlung und eine Hauptverkehrsstraße stark beschädigten. Der Untergrund bestand aus einer Mergelschicht, die gegen das Meer abfiel und am Ufer eine mehrere Meter hohe Steilküste bildete (Abb. 26). Über dem Mergel lag eine mächtige Schicht von Dünen sand, der im Trockenen 6 bis 8 m lotrecht stand. Durch die starken Regenfälle im Winter 1935/36 stieg das Grundwasser, so daß entlang der ganzen Steilküste ein Ausfließen des Dünen sandes einsetzte (Abb. 27). Die Setzungen der Oberfläche betrug mehrere Meter (Abb. 28 bis 30). Es ergab sich die Frage, wie weit das zu strömende Grundwasser abgefangen werden mußte, damit die Ausspülungen zum Stillstand kamen.

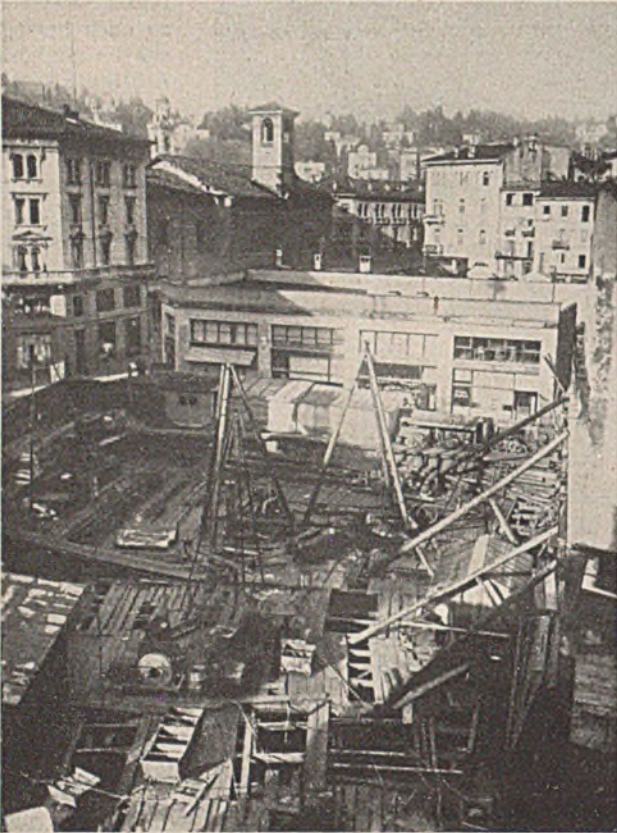


Abb. 33. Arbeitsbühne in der Baugrube des Gebäudes der Baseler Lebensversicherung in Lugano und Abfangung der benachbarten Gebäude.

Die Schutzmaßnahmen bestanden aus einer Reihe von Filterbrunnen, die nach Fertigstellung von unten durch einen Stollen im Mergel angefahren wurden (Abb. 31), so daß das Wasser durch den Stollen seinen Abfluß zum Meer finden konnte. Die Entfernung der Filterbrunnen voneinander kann auf Grund des Strömungskreises gefunden werden.

An der Talsperre von Bou-Hanifia im Atlas (Algier) wurde ein nahezu ein Kilometer langer Damm (Abb. 32a u. b) als Schutz gegen Hochwasser geschüttet. Da Schüttgut im Überschuß vorhanden war, wurde auf eine Verdichtung der Schüttung verzichtet, dafür aber ein sehr breiter Querschnitt gewählt. Im Laufe der Arbeiten traten Bedenken gegen die Standsicherheit des Dammes auf, der in seiner gesamten Höhe in einem Zuge vor Kopf geschüttet worden war, und es wurden nachträgliche Dichtungsmaßnahmen vorgesehen. Mit Hilfe des Böschungskreises findet man, daß der Damm auch ohne derartige Maßnahmen

standfest ist, selbst wenn ein Teil des Dammkörpers der Ausspülung zum Opfer fallen würde.

Beim Bau des Geschäftshauses der Baseler Lebensversicherung in Lugano wurde im „Trieb sand“ in offener Baugrube zwischen Spundwänden ausgeschachtet (Abb. 33). Infolge Vorhandenseins eines alten, nicht verfüllten Bohrloches trat ein Grundbruch auf, der die umliegenden Gebäude schwer gefährdete. Bei gleichzeitigem Abschließen des Grundwasserstromes durch chemische Verfestigung und Zementempressungen wurde das Gebäude auf Bohrpfähle gestellt. Da das Grundwasser in der Baugrube abgesenkt war, stellte sich die Frage, wie hoch das Wasser in den Futterröhren zu halten sei, damit der sehr gefährliche Trieb sand nicht im Bohrrohr hochstieg.

Dieselbe Frage stellte sich an der obenerwähnten Talsperre von Bou-Hanifia. Hier wurden chemische Empressungen in eine „Trieb sand schicht“ vorgenommen. Durch das Hochziehen des Bohrgestänges vor der Empressung sank der Wasserspiegel im Bohrloch, so daß der „Trieb sand“ im Futterrohr hochstieg, was die Empressungen unmöglich machte. Beide Fälle klären sich mit Hilfe des Böschungskreises.

Bei einer kleineren Talsperre in der Ostmark zeigten sich im Laufe der Zeit schwere Ausspülungserscheinungen. Es handelte sich um einen geschütteten Damm mit einer Kernmauer, die beiderseits in eine Moräne einband (Abb. 34). Die Ausspülung durch seitliches Umströmen der Kernmauer hatte große Wasserverluste (bis zu 2 m³/sek) und einen Tag-

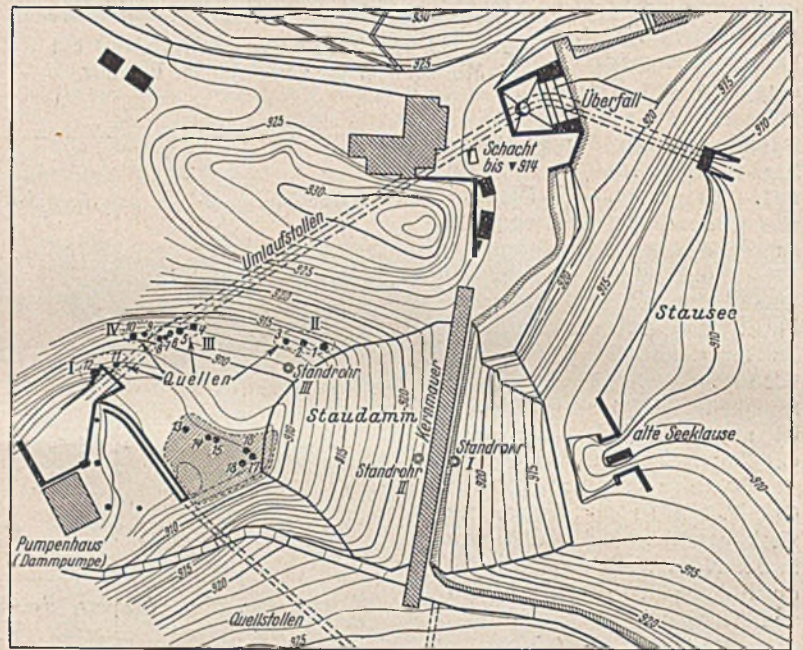


Abb. 34. Staudamm in der Ostmark und Lage der Sickerungen im Hang.

einbruch in der Moräne zur Folge. Da die Quellen in der halben Hanghöhe austraten, mußte mit einem weiteren Fortschreiten der Ausspülung gerechnet werden¹⁰⁾, so daß eine Verlängerung der Kernmauer nach beiden Seiten vorgeschlagen wurde. Auf Grund der Gl. (4) findet man eine billigere Lösung durch Hinterfüllen der Moräne an der Luftseite in der Art und Weise, daß der Böschungswinkel der Anschüttung etwa 20 bis 24° beträgt.

Diese wenigen Beispiele aus meiner persönlichen Praxis mögen die Wichtigkeit des Fragenbereiches aufzeigen. Um so mehr ist es zu begrüßen, daß die Ergebnisse der vorliegenden Arbeit sich derart einfach gestalten haben, daß sie jedermann ohne weiteres verständlich sein müssen.

¹⁰⁾ Bernatzik, Beitrag zur unterirdischen Erosion im Sand. Deutsche Wasserwirtschaft 1938, Heft 4, S. 72.

Alle Rechte vorbehalten.

Bestimmung der Korngrößen und ihrer Verteilung in bindigen Böden.

Von ordentl. Professor Dr.-Ing. habil. R. Winkel, Techn. Hochschule Danzig.

Lehmige und tonige Böden sind rutschgefährlich und erfordern deshalb bei allen Bauausführungen eine besonders sorgsame Behandlung, wenn sie als Dichtungsstoffe in Erdstaudämmen von Talsperren verwendet werden sollen, oder wenn Kanäle, Eisenbahnen, Straßen und Autobahnen im Einschnitt durch solche Böden geführt werden sollen. H. Krey hat in seiner Abhandlung über rutschgefährliche Bodenarten¹⁾ und in seinem

¹⁾ H. Krey, Rutschgefährliche und fließende Bodenarten. Bau-techn. 1927, Heft 35, S. 485.

klassischen Werke Erddruck und Erdwiderstand²⁾ die wissenschaftlichen Grundlagen mitgeteilt; zum Beispiel, daß der Schubwiderstand des Bodens nur dann bei zunehmender Druckbelastung zunimmt, wenn sich dabei der natürliche Wassergehalt des Bodens entsprechend vermindert. Da nun aber in bindigen, plastischen Böden der Wassergehalt bei einer Druckerhöhung sich nur überaus langsam verringert, so bleibt der Schubwider-

²⁾ H. Krey u. J. Ehrenberg, Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes, 5. Aufl. Berlin 1936, Wilh. Ernst & Sohn.

stand kleiner, als er im natürlichen Zustande der höheren Druckbeanspruchung zugeordnet sein würde; in einem solchen Falle ist bereits die Gefahr einer Rutschung unmittelbar gegeben. Aus diesem Grunde ist es nötig, den Aufbau und die Art der Zusammensetzung solcher bindiger Böden eingehend zu erforschen, weil der Wassergehalt durch die Korngrößenverteilung bedingt wird; dazu dient unter anderen das Schlämverfahren.

Die Schlämuntersuchung lehm- und tonhaltiger Böden, Schluffe und Kolloidschlamm beruht darauf, daß die Zeit t bestimmt wird, in der entweder eine Schwebewolke der Bodenproben in einem mit Wasser gefüllten Glasstandgefäße um eine bestimmte Höhe h mit der Geschwindigkeit $v = h : t$ herabsinkt oder in der ein geeichtes Aräometer (Densimeter) während der Klärung des mit dem Schlamm des zu untersuchenden Bodens stark durchmischten Wassers bis zu der Marke eintaucht, die dem Einheitsgewicht $\gamma_w = 1$ von reinem Wasser entspricht.

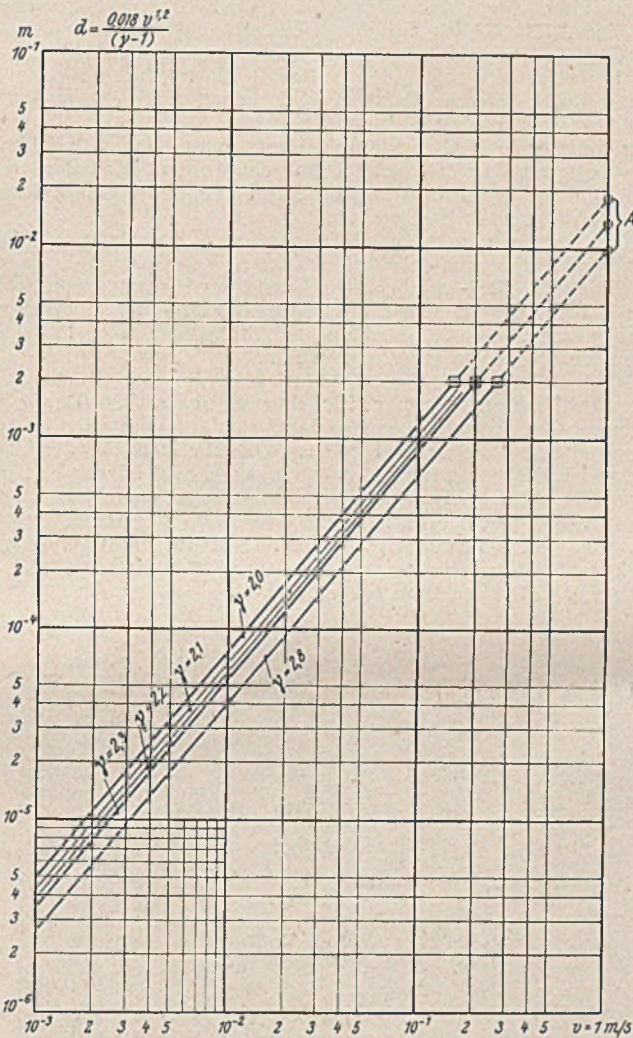


Abb. 1.

Die erstgenannte Untersuchungsart gestattet einen Rückschluß auf die Korngrößen d der lehmigen oder tonigen Bestandteile, die zuweilen die kleine Größe 10^{-6} mm erreichen. Nach den Forschungen von Krey³⁾ gilt für Korngrößen $d < 0,002$ m die Beziehung

$$(1) \quad d = \frac{0,018 v^{1,2}}{(\gamma - 1)}$$

³⁾ H. Krey, Widerstand von Sandkörnern und Kugeln bei der Bewegung im Wasser als Grundlage der Schwebestoffbewegung in unseren Flüssen. Berlin 1921, Mitt. d. Versuchsanstalt f. Wasserbau u. Schiffbau Berlin.

worin d in m und v in m/sek einzusetzen sind. γ ist das Einheitsgewicht (Stoffgewicht) des zu untersuchenden Bodens in der Luft und $(\gamma - 1)$ im Wasser; nimmt man in erster Näherung etwa $\gamma = 2,6$ an, so erhält Gl. (1) die Form $d = 0,01125 v^{1,2} = A v^{1,2}$; diese Beziehung ist in Abb. 1 in einem beiderseits logarithmisch geteilten Ordinatennetz für $\gamma = 2,0$ bis 2,8 dargestellt worden. Ist durch Messung mit einer Stoppuhr die Sinkgeschwindigkeit $v = h : t$ bestimmt worden, so läßt sich der Durchmesser d der untersuchten Bodenteile aus dem Ordinatennetz unmittelbar ablesen.

Da nun aber bindige Böden ähnlich wie Sandböden aus Bestandteilen mit verschiedenen großen Korndurchmessern bestehen, ist auch noch die Frage zu beantworten, wieviel Hundertteile des Bodens die Bodenteile eines bestimmten Korndurchmessers ausmachen. Diese Feststellungen sind bekanntlich durch Zeitmessungen beim Eintauchen eines Aräometers möglich. Die nachstehenden Ausführungen sollen einen Beitrag zur Auswertung der mit dem Aräometer gewonnenen Messungsergebnisse liefern; sie sind von mir unabhängig von etwa sonst angewendeten Auswertungsmöglichkeiten aufgestellt worden und können deshalb gegebenenfalls auch zum Vergleich oder zur Überprüfung anderer Berechnungsarten benutzt werden⁴⁾.

Das Einheitsgewicht des Wassers soll weiterhin mit $w = 1$ eingeführt werden und das der zu untersuchenden Bodenprobe (Stoffgewicht) mit γ . In einem Raumteil (RT) Wasser, das nach starkem Umrühren die Bodenteile schwebend trägt, seien $a = 1/n$ RT lehmige oder tonige Bodenteile enthalten; dann beträgt in dem Tauchraume des Aräometers das Einheitsgewicht des Gemisches

$$(2) \quad G = w + a(\gamma - w),$$

aus dem sich der Raumteil a errechnen läßt:

$$(3) \quad a = \frac{G - w}{\gamma - w}.$$

Wenn nun nach t_1 Sekunden das Gewicht der Flüssigkeit in dem Tauchraume des Aräometers, dessen Tauchtiefe z sei, infolge Absetzens von p_1 RT Lehm oder Ton und infolge Auffüllens dieses frei werdenden Raumes durch emporsteigendes Wasser leichter geworden ist, besteht folgende Beziehung:

$$(4) \quad G_1 = w + a(\gamma - w) - p_1(\gamma - w) = G - p_1(\gamma - w).$$

Zunächst ergibt sich mit Benutzung der Abb. 1 der Korndurchmesser der in der Zeit t_1 um z herabgesunkenen Bodenteile, da $v_1 = z : t_1$ ist, zu $d_1 = A v_1^{1,2}$. Ferner läßt sich der frei gewordene Raumteil p_1 aus Gl. (4) bestimmen:

$$(5) \quad p_1 = a - \frac{G_1 - w}{\gamma - w} = \frac{G - G_1}{\gamma - w}.$$

Ebenso setzen sich in der Zeit t_2 , seit Beginn der Beobachtung gerechnet, p_2 RT Bodenteile ab; hier ist $v_2 = z : t_2 < v_1$ und $d_2 = A v_2^{1,2} < d_1$. Weiterhin ist sinngemäß wie zuvor, da sich in der Zeit t_2 die Raumteile p_2 RT Wasser einerseits und Lehm oder Ton andererseits austauschen,

$$(6) \quad G_2 = w + a(\gamma - w) - p_1(\gamma - w) - p_2(\gamma - w) = G_1 - p_2(\gamma - w).$$

Der Austauschraum ist alsdann

$$(7) \quad p_2 = a - \frac{G_2 - w}{\gamma - w} = p_1 - \frac{G_1 - G_2}{\gamma - w}.$$

In gleicher Weise sind p_3, p_4, \dots, p_n zu berechnen, z. B. $p_3 = \frac{G_2 - G_3}{\gamma - w}$.

Nun kann auch die Kornverteilung für $d_1 \dots d_n$ in % berechnet werden

$$(8) \quad \begin{cases} d_1 \dots \text{Anteile} \left(\frac{p_1}{a} \cdot 100 \right) = 100 \cdot \frac{G - G_1}{G - w} \% \text{ von } a \\ d_2 \dots \text{Anteile} \left(\frac{p_2}{a} \cdot 100 \right) = 100 \cdot \frac{G_1 - G_2}{G - w} \% \text{ von } a \\ d_3 \dots \text{Anteile} \left(\frac{p_3}{a} \cdot 100 \right) = 100 \cdot \frac{G_2 - G_3}{G - w} \% \text{ von } a. \end{cases}$$

Das Verhältnis dieser Anteile zum Gesamttraum der Bodenprobe ist zweckmäßig in einem Ordinatennetz übersichtlich darzustellen, in dem die d -Werte in logarithmischer Teilung aufgetragen werden. Die Einheitsgewichte $G, G_1, G_2, G_3 \dots$ sind an einem geeichten Aräometer unmittelbar abzulesen.

⁴⁾ A. Casagrande, Die Aräometer-Methode zur Bestimmung der Kornverteilung von Böden. Berlin 1934, J. Springer.

Vermischtes.

Dr. Ing. Leo Rendulic †. Aus Frankfurt a. M. kommt die traurige Kunde, daß Dr.-Ing. Leo Rendulic nach schwerer Krankheit verstorben ist. Mit ihm verliert die deutsche Technik einen hochbegabten Ingenieur, heute ein besonders harter Verlust.

Nach seinem Studium und einer Assistentenzeit an der Technischen Hochschule in Wien war er bei der Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik tätig und ging von da zum Eisenbetonbau über. Wie so mancher Ingenieur aus der Ostmark hatte er eine besondere Liebe zu theoretischen Arbeiten, für die er das erforderliche mathematische Rüstzeug mitbrachte. Einige selten hier erwähnt: „Über die Stabilität von Stäben,

welche aus einem mit Randwinkeln verstärkten Blech bestehen“ (Ingenieur-Archiv 1932), „Stabilität zusammengesetzter Querschnitte bei reiner Druckbeanspruchung“ (Sitzungsbericht der Akademie der Wissenschaften in Wien 1933), „Ein Grundgesetz der Tonmechanik und sein experimenteller Beweis“ (Bauing. 1937, S. 459), „Gleitflächen, Prüfflächen und Erddruck“ (Bautechn. 1940, S. 146.)

Alle, die mit Rendulic zusammengearbeitet haben und ihm nahegetreten sind, schätzen ihn trotz mancher Ecken, die er zeigen konnte, als liebenswerten Ostmärker. Mit herzlicher Teilnahme gedenken wir seiner Gattin. Den hervorragenden Kameraden werden wir nicht vergessen.
Hertwig.

Richtlinien für die Ausgestaltung der Reichswasserstraßen für Sport und Kleinschiffsverkehr vom 1. Juli 1940 hat der Reichsverkehrsminister mit Runderlaß vom 20. September 1940 — W 9 G. 3800/40 — herausgegeben¹⁾.

Durch die Richtlinien soll nicht nur der Verkehr von Fahrzeugen, der dem Wettkampf und seiner Vorbereitung dient, sondern vor allem der „Wasserwanderverkehr“, besonders mit Ruder- und Paddelbooten gefördert werden. Für die für diesen Verkehr zu schaffenden Sonderanlagen werden ins einzelne gehende Vorschriften gemacht. Dabei wird unterschieden zwischen Anlegeplätzen zum Festmachen der Boote für kürzere Zeit, beispielsweise für Boote, die auf das Öffnen der Schleusen warten, zwischen Landeplätzen für das Anlegen und Herausnehmen der Boote zum Übertragen oder Überschieben und zwischen Liegestellen, die bei längerem Aufenthalte zum Ausruhen, Erholen oder Zelten als Liegeplatz für die Sportboote dienen. Besonders eingehend wird die Gestaltung der Bootsüberschieben behandelt, die jederzeit — auch außerhalb der Betriebszeit der Schleusen — benutzbar sein sollen. Sie sollen als einfache Schrägebenen gebaut werden, auf denen zweirädrige Förderwagen, bei stärkerem Verkehr Schienenwagen laufen, die gegebenenfalls mit einer elektrischen Winde gezogen werden. Für größere Höhenunterschiede sind Schrägaufzüge oder Hebewerke vorgesehen. Bei starkem Verkehr von Segel- oder Motorbooten, die sich nicht überschieben lassen, sollen Kahnschleusen gebaut werden.

Die technische Ausführung dieser Bauwerke wird auf 22 Blatt Zeichnungen in allen Einzelheiten erläutert.

Damit sind für die Ausgestaltung der Reichswasserstraßen für den Sport- und Kleinschiffsverkehr einheitliche Grundlagen geschaffen worden, die dazu führen werden, daß diese oft stiefmütterlich als Nebensache behandelten Einrichtungen künftig in guter und brauchbarer Form gebaut werden. Im Laufe der Zeit wird sich immer mehr ergeben, welch großes Geschenk damit dem gesamten Wassersport gemacht worden ist.

Zur Erfindung der umlauflosen Schleuse. In dem Beitrage Bautechn. 1940, Heft 28, S. 329, „Dr.-Ing. Burkhardt 50 Jahre alt“, ist dieser als Erfinder der Schleuse ohne Umlauf mit Energievernichtung bezeichnet worden. Hierzu teilt die zuständige Behörde das folgende mit, das wir im Einvernehmen mit dem Herrn Verfasser des Beitrages wiedergeben.

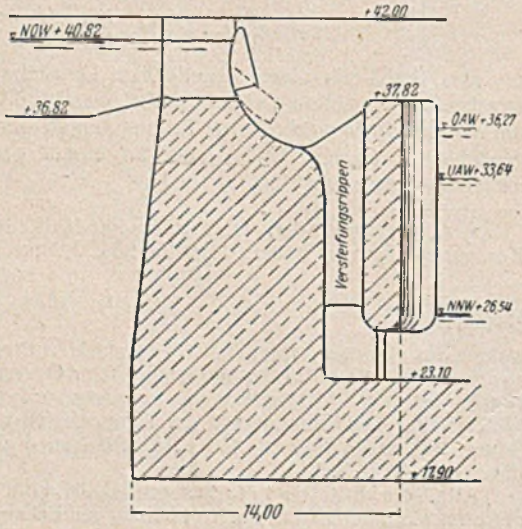
Dr. Burkhardt ist zwar gemäß Patentschrift Nr. 451 473 vom 1. April 1925 das Patent auf eine „Kammerschleuse mit Vorkammer zur Vernichtung der lebendigen Kraft des am Schleusenoberhaupt einfließenden Wassers“ nebst den Zusatzpatenten Nr. 452 846 vom 21. Februar 1926 und Nr. 593 845 vom 18. November 1930 erteilt worden; die ersten Erkenntnisse, daß es möglich ist, ohne verwickelte Führung des Wassers in Umläufen mit besonderen Verschlüssen eine betrieblich einwandfreie Schleusenfüllung zu erreichen, stammen jedoch von den Professoren Krey und Blasius, deren Versuche zu der ersten und allein maßgebenden Erkenntnis über die hydrodynamischen Vorgänge bei der Schleusenfüllung und -entleerung führten.

Bereits im Jahre 1914 schlug Krey dem Preußischen Ministerium der öffentlichen Arbeiten die Anmeldung eines Patentes für die „ventillose Schleuse“ auf Grund seiner seit dem Jahre 1910 gewonnenen Erkenntnisse vor. Wäre die Anmeldung dieses Patentes nicht zufolge des Weltkrieges unterblieben, so wäre der Streit um den Vorrang bei der Erfindung der umlauflosen Schleuse nicht entstanden.

In allen von Krey durchgeführten Modellversuchen für umlauflose Schleusen waren schon besondere Einbauten zur Vernichtung der lebendigen Kraft des Wassers enthalten, z. B. für das Segment-Senktores der Gröschelschleuse in Breslau. Daß die Betriebserfahrungen an dieser ersten ventillosen Schleuse nicht ganz den Erwartungen nach den Modellversuchen entsprachen, lag einerseits an dem Einbau eines Hubtores an Stelle des bei den Modellversuchen für günstiger befundenen Segmenttores, andererseits daran, daß der Drempelabfall entgegen den Modellversuchen um 1 m stromab von der Torschwelle verschoben wurde.

Weitere sehr günstig verlaufende Modellversuche mit Senktor für die Ruhrschleuse Mülheim wurden im Weltkriege abgebrochen. Die guten Ergebnisse dieser Versuche bestimmten die damalige Verwaltung der märkischen Wasserstraßen, auch für die neue Schleuse Großwusterwitz die Füllung

¹⁾ Gedruckt in der Reichsdruckerei. Der Erlaß und die Richtlinien mit auszugsweiser Wiedergabe der Pläne und Skizzen sind abgedruckt als 8. Beilage zum Jahrgang 1940 des Ztrbl. d. Bauv., Heft 47. (Einzelpreis der Beilage 0,40 RM. Berlin 1940, Wihl. Ernst & Sohn).



Entwurf für das Oberhaupt der Schleuse Fürstenberg mit Vorkammer.

durch ein Senktor vorzusehen. Zur Ausführung dieses Tores kam es jedoch nicht, weil die Frage der Tordichtung damals noch nicht einwandfrei gelöst war, und nicht etwa, weil die Versuche nicht zum Ziele führten.

Auch für die Doppelschleuse Fürstenberg (Oder) waren in den Oberhäuptern Senktore nach Kreys Vorschlag geplant. Es sei hier ausdrücklich hervorgehoben, daß hierbei bereits im Jahre 1923 eine besondere Vorkammer (vgl. Skizze) der Art vorgesehen war, wie sie Dr. Burkhardt 18 Monate später zum Patent anmeldete. Die Ausführung unterblieb nur, weil die Verwaltung den Entwurf grundlegend änderte.

Für das Oberhaupt der Schleuse Sersno (jetzt Stauwerder) am Adolf-Hitler-Kanal, die mit Senktor und Torkammer ausgestattet wurde, fanden im Jahre 1934 die bei der Berliner Versuchsanstalt für Wasser-, Erd- und Schiffbau gesammelten Unterlagen über Segment-Senktores und nicht die Vorschläge Dr. Burkhardts Verwendung.

Das Zusatzpatent Nr. 593 845 Dr. Burkhardts ist hinsichtlich der darin erwähnten Sohlschwelle anfechtbar. Bereits im Jahre 1926 fand die Versuchsanstalt für Wasser-, Erd- und Schiffbau bei Versuchen für die Drempelkammer der Schleuse Fürstenberg die Sohlschwelle als das beste Mittel, den hauptsächlich auf der Sohle entlanggehenden Füllstrom bis an die Oberfläche des Unterwassers hinauf zu verteilen. Die Versuchsanstalt hat seinerzeit gegen dieses Patent Einspruch erhoben mit dem Erfolge, daß den Worten „Grundschwelle oder Sohlstufe“ die Worte „in an sich bekannter Weise“ hinzugefügt wurden.

Ein weiterer Vorschlag zur Ausbildung der umlauflosen Schleuse ist von Oberregierungsbaurat Loebell gemacht worden. Er hat seinerzeit¹⁾ eindeutig die von Dr. Burkhardt später zum Patent angemeldete Schleusenbauart mit Vorkammer beschrieben.

Ferner wurden von Dr. habil. Natermann im Winter 1925/26, also vor der Veröffentlichung des Burkhardtschen Patentes, in der Versuchsanstalt für Wasser-, Erd- und Schiffbau Versuche mit umlauflosen Schleusen für den Entwurf der Schleusen des Kanals Wesel—Datteln durchgeführt, bei denen sogenannte Stoßbalken an Stelle der von Loebell vorgeschlagenen Querwand eingebaut wurden.

Neuere Raupenschlepper für den Baubetrieb. Der gleislose Förderbetrieb mit Raupenschleppern führt sich auf Baustellen, besonders bei kurzen Förderstrecken in bergigem Gelände und bei der Überwindung einzelner Abhänge, immer mehr ein, da die gleislosen Fördermittel nicht nur eine schnelle Durchführung der Arbeiten ermöglichen, sondern auch mit einem geringeren Aufwand von Stahl gegenüber dem Kippwagenbetrieb auf Schienen auskommen. Aus diesem Grunde werden teils bekannte Schlepperbauarten mit entsprechenden Zusatzeinrichtungen versehen und teils neue Bauarten entwickelt.

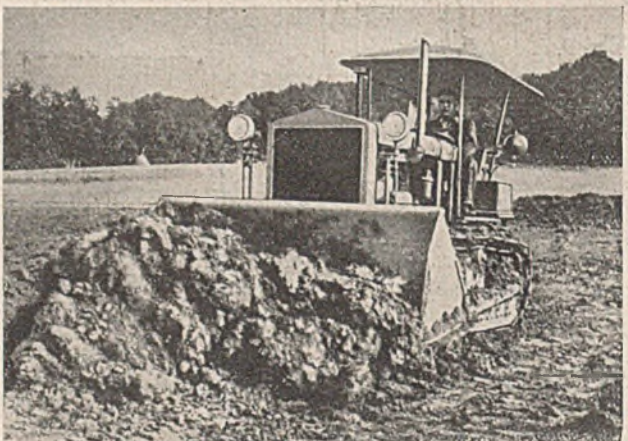


Abb. 1. 60/65-PS-Planierraupe beim Wegbringen von Mutterboden.

Eine bekannte Bauart ist z. B. der 60/65-PS-Raupenschlepper der Famo-Fahrzeug- und Motorenwerke G. m. b. H., der mit einem Planiergerät ausgerüstet ist (Abb. 1). Die Planierraupe dient in der Hauptsache zum Abdecken von Mutterboden beim Autobahnbau, zum Ausbreiten angeschütteter Erdmassen auf der Kippe, zum Hinterfüllen von Bauwerken und zum Zuschütten von Gräben und Mulden. Der gewöhnliche Arbeitsbereich liegt zwischen 30 und 50 m. Ausnahmsweise werden auch Massen bis zu 100 m Strecke verschoben. Da bei Steigungen von mehr als 8 bis 10% der Gleisbetrieb nicht mehr möglich ist, wählt man in diesen Fällen die Förderung mit gleislosen Schleppern. In gewöhnlichen Zeiten lassen sich eilige Bauarbeiten durch Raupenschlepper leicht durchführen, da die Raupenschlepper mit guten Beleuchtungsanlagen ausgerüstet sind, die die Leistungen zur Nachtzeit erhöhen. Die Betriebskosten einer Planierraupe betragen 30 bis 35 RM je Schicht. Nachrechnungen haben ergeben, daß trotz des größeren Aufwandes an Ausbesserungen für die Raupenfahrzeuge die Gesamtkosten niedriger als beim Arbeiten mit schienengebundenen Fördermitteln sind.

Der 60/65-PS-Raupenschlepper eignet sich nicht nur für Förderaufgaben mit einem Brustschild (Planierraupe), sondern auch zum Ziehen von Raupenwagen (Abb. 2). Auf diese Art wurden auf einer schlesischen Großbaustelle zur Erschließung eines Rohstofflagers die Massen über eine Strecke von 1 km von der Fundstelle zum Verbrauchsort gebracht.

¹⁾ Bautechn. 1924, S. 659.

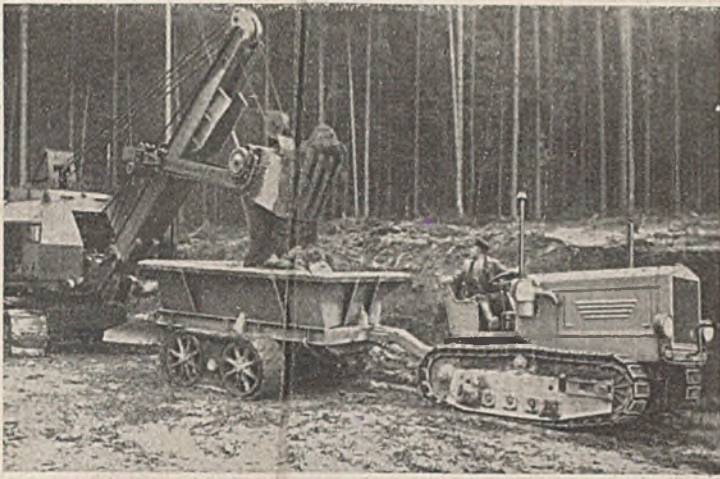


Abb. 2. 60/65-PS-Raupenschlepper vor einem Raupenwagen während des Beladens durch einen Löffelbagger.

Der Raupenschlepper fährt mit drei Vorwärts-Geschwindigkeiten von 3,7, 5,0 und 6,2 km/h.

Eine neue Bauart ist der 100-PS-Raupenschlepper der Famo-Werke (Abb. 3), mit dem allen beim Baubetrieb auftretenden Anforderungen entsprochen wird. Die Fahrgeschwindigkeit des Schleppers im ersten Gang ist besonders gering; sie beträgt gewöhnlich 2,96 km/h und kann auf 2,38 km/h herabgesetzt werden. Die vier Vorwärts-Gänge (2,96, 4,12, 5,55 und 7,7 oder 2,38, 3,45, 4,46 und 6,28 km/h Geschwindigkeit) werden durch ein Kugelgelenk geschaltet. Vom Schaltgetriebe wird der Kraftfluß über einen Kegeleladrtrieb auf die Lenkkupplungswelle übertragen. Die Lenkung geschieht durch ein Handrad und Lenkkupplungen.

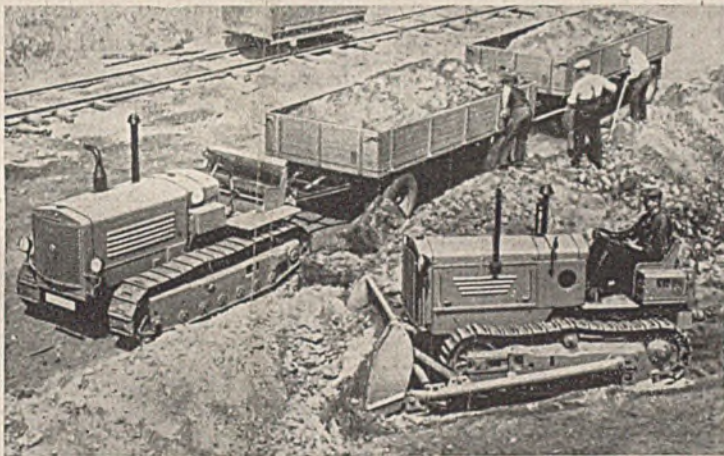


Abb. 3. 100-PS-Raupenschlepper mit zwei Anhängern auf einer Baustelle. An die Beladestelle der Anhänger wird der Boden durch eine 60/65-PS-Planierraupe herangeschoben.

Besonders schwere Lasten können durch eine eingebaute Seilwinde mit 12 t Zugkraft über eine Strecke von 100 m mit einer Geschwindigkeit von 0,6 m/sek herangezogen werden. Das Raupenfahrwerk wird durch feste Laufrollenkästen und darin eingebaute, einzeln abgefederte Laufrollen aufgenommen. Die großen Durchmesser der Laufrollen ergeben gute Fahreigenschaften und selbst unter schweren Arbeitsbedingungen eine nur geringe Abnutzung der Raupenkettens. Die in den Laufrollenkästen vorn liegenden Leiträder sind in je einem Schwingarm gelagert und durch je eine in der Mitte befindliche Pufferfeder abgefedert. Die Raupenglieder mit breiten Laufflächen für die Laufrollen haben auf der äußeren Bodenauflfläche an den hinteren Kanten vorstehende Greiferrippen, so daß sich in Verbindung mit den langen Auflagerflächen der Ketten große Zugkräfte ergeben. Die Zugkräfte betragen entsprechend den vier Vorwärts-Geschwindigkeiten 6,8, 4,9, 3,6 und 2,6 t oder 8,5, 5,8, 4,5 und 3,2 t. Der Sechszylindermotor mit einem Hubraum von 12,2 l läuft bei 100 PS Leistung mit einer Drehzahl von 1150 U/min. Der Schlepper wiegt 8,5 t. R. —

Bücherschau.

Graf, Otto, Professor: Versuche und Feststellungen zur Entwicklung der geschweißten Brücken. Berichte des Deutschen Ausschusses für Stahlbau, Ausgabe B, Heft 11. Berlin 1940, Julius Springer. Preis geh. 12 RM.

Diese für die Entwicklung des Schweißens großer Stahlbauwerke äußerst wichtige Arbeit¹⁾ nahm ihren Ausgang von Versuchen, die an

¹⁾ Vgl. Schaper, Bautechn. 1938, S. 649 ff. — Schaechterle, Bautechn. 1939, S. 46 ff. — Kommerell, Erläuterungen zu den Vorschriften für geschweißte Stahlbauten, 5. Auflage, I. Teil Hochbauten. Berlin 1940, Wilh. Ernst & Sohn.

der Staatlichen Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart unter Leitung von Graf im Auftrage des Deutschen Ausschusses für Stahlbau durchgeführt wurden²⁾. Diese Versuche hatten den Zweck, die Ursachen der bekannten Rißerscheinungen an den geschweißten Überbauten an der Hardenbergstraße (Bahnhof Zoologischer Garten) in Berlin und am Talübergang bei Rüdersdorf zu ergründen und die Grundlagen zu schaffen, um künftig ähnliche Fehlschläge zu vermeiden. Es wurde zunächst ein fünfköpfiger Versuchsausschuß [Graf (Obmann), Grosse, Klöppel, Kommerell, Schaechterle] eingesetzt, der einen Arbeitsplan für die Durchführung der Versuche aufstellte und nach wiederholten Zusammenkünften entsprechend den gewonnenen Erkenntnissen ergänzte, wobei im Laufe der Zeit auch noch andere Sachverständige zugezogen wurden.

Am meisten Aufsehen erregten die im Januar 1938 am Talübergang bei Rüdersdorf bei großer Kälte aufgetretenen Risse, wo bei zwei Hauptträgern an den 640 mm breiten und 39 mm dicken Wulsteisen Trennungsbüche auftraten, die dann auch lange Risse in den 3 m hohen Stegblechen zur Folge hatten. Im Augenblick der Brüche waren die Überbauten nicht durch Verkehrslasten beansprucht, sondern standen nur unter dem Einfluß des Eigengewichts und der Temperatur.

Da der Werkstoff der Gurte und Stegbleche der gebrochenen Träger den damals geltenden Lieferbedingungen der Deutschen Reichsbahn entsprach und da die Schweißnähte an der Bruchstelle zwar kleine Fehler zeigten, die aber keinesfalls den Trennungsbruch erklären konnten, so stand man zunächst vor einem Rätsel. Die Aussteifungen der Stegbleche wurden vor dem Verschweißen der Stegbleche mit den Gurtplatten aufgeschweißt, hierdurch wurden beim Zusammenbau die Gurtplatten in der Querrichtung, da wo keine Aussteifungen lagen, nach der Spannungsnulldlinie zu verbogen. Andererseits erhielten die Gurtplatten an den fest eingepaßten Aussteifungen große Schrumpfspannungen. Es mußte in den Schweißnähten des Zuggurts ein eigenartiger mehrachsiger Spannungszustand entstehen, den man für den Trennungsbruch verantwortlich machte, der schließlich durch den Temperaturunterschied (-12°) zwischen Ober- und Untergurt in der kritischen Nacht ausgelöst wurde.

Der Versuchsausschuß beschloß danach, zunächst Versuchsträger herzustellen, die die Mängel der Brückenträger tunlichst enthalten sollten. Die Dicke der Gurtplatten (Wulsteisen) sollte möglichst groß sein und mindestens 50 mm betragen, damit die Abkühlungsverhältnisse beim Ziehen der Gurtnähte möglichst ungünstig wären. Die Aussteifungen wurden zunächst mit dem Stegblech verschweißt, dann erst wurde das Stegblech mit den absichtlich stark abgekühlten Gurtungen verschweißt, so daß auch in den Versuchsträgern die Gurte verbogen wurden. Die Träger sollten bei tiefer Temperatur geprüft werden. Es sollte ein möglichst ungünstiger mehrachsiger Spannungszustand während der Prüfung der Versuchsträger auf Biegung erzeugt werden. Es ist selbstverständlich, daß die chemische Zusammensetzung der zu den Versuchen verwendeten Werkstoffe vorher festgestellt wurde, und daß ihre mechanischen Gütewerte (Streckgrenze, Zugfestigkeit, Bruchdehnung, Bruchquerschnittsverminderung) geprüft wurden.

Beim Biegeversuch trat nicht, wie erwartet, ein Trennungsbruch ein, sondern die Träger haben sich, trotz der ungünstigen Spannungsverhältnisse, weitgehend plastisch verformt. Die rechnerischen Randspannungen lagen weit über der Streckgrenze.

Es sei bemerkt, daß hier der Maßstab, der bei den Versuchen in vieler Beziehung weitgehend von den Verhältnissen in der gebrochenen Brücke abweicht, eine große Rolle spielt, und daß man die Versuchsergebnisse nicht ohne weiteres auf die Wirklichkeit übertragen darf.

Aus den Versuchen mit der Nutschweißbiegeprobe wissen wir, daß die Verhältnisse bei breiten Gurtplatten ungünstiger sind als bei schmälere.

Daß eine Gurtplatte von 640 mm Breite und 39 mm Dicke mehr an der Querspannung behindert ist als eine solche von nur 250 mm Breite und 50 mm Dicke, ist sicher, und man sollte m. E. noch Versuche mit einem Versuchsträger machen, dessen Gurtplatten genau der gebrochenen Talbrücke bei Rüdersdorf entsprechen (Wulsteisen 640·39). Vielleicht gelingt es bei diesen, den erwarteten Trennungsbruch herbeizuführen. Auch sollten zur Ergänzung Versuche mit Nutschweißbiegeproben mit Abmessungen der Platten (vor dem Schweißen) von 640·39; 500·39; 250·39 durchgeführt werden. (Vgl. die Abb. 1 bis 3.) Vielleicht läßt sich hierbei das Verhältnis der Plattenbreite zu ihrer Dicke bestimmen, das notwendig ist, um die zu stellenden Anforderungen für den Trennungsbruch zu erfüllen.

Die Träger wurden nun nach Beendigung des Biegeversuchs zerlegt und auf Risse untersucht, es zeigten sich viele kleine Querrisse in der Schweißnaht. Einzelne Träger wurden nach dem Schweißen, ohne daß sie vorher belastet wurden, zerlegt und auf etwaige

²⁾ Wegen der besonderen Bedeutung der Versuche ist der Besprechung des Werkes ein breiter Raum eingeräumt, als sonst üblich ist. Die Schriftleitung.

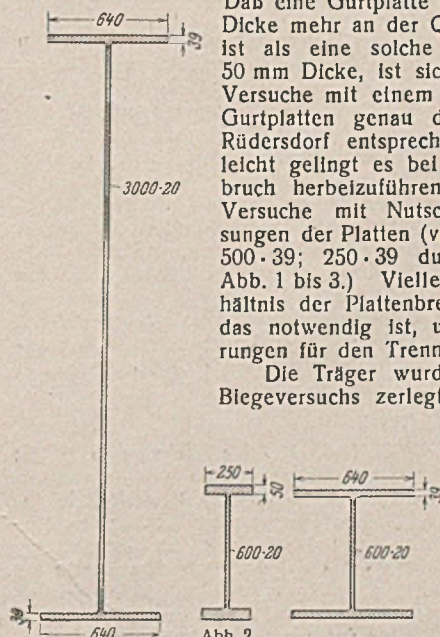


Abb. 1. Träger des Versuchsträger in Stuttgart bei Rüdersdorf. (nicht gebrochen).
Abb. 2. Versuchsträger in Stuttgart bei Rüdersdorf. (nicht gebrochen).
Abb. 3. Neuer Versuchsträger.

Risse untersucht. Schliffe zeigten, daß — allerdings ganz feine — Querrisse schon im Anlieferungszustand vorhanden waren.

Der Ausschub legte sich nun die Frage vor, was solche feinen Risse überhaupt zu bedeuten haben. Zur Klärung wurden Stäbe mit solchen Schweißnähten herausgeschnitten und Dauerzugversuchen unterworfen. Es zeigte sich, daß die Proben trotz der Querrisse noch Ursprungsfestigkeiten von $\sigma_U = 17 \text{ kg/mm}^2$ bei $2 \cdot 10^6$ Lastspielen hergaben. Dies war ein befriedigendes Ergebnis, solange die Risse sich nur in der Schweißnaht vorfinden. Der Werkstoff muß aber so beschaffen sein, daß die feinen Querrisse, die in den harten Schichten der Halsnähte schon beim Schweißen entstehen können, sich unter den zulässigen Belastungen nicht in dem Mutterwerkstoff fortpflanzen.

Da durch die dicken und breiten Wulsteisen der Gurtplatten die Wärme beim Anschweißen der Stegbleche sehr rasch abgeführt wird, ergibt sich eine starke Aufhärtung in der Nähe der Übergangszone, wodurch sich die feinen Querrisse in der Schweißnaht erklären. Um günstigere Verhältnisse zu schaffen, wurden auch Gurtplatten mit Stegansatz unter denselben Bedingungen geprüft. Man wollte durch solche Gurtplatten mit Stegansatz die Halsnähte näher an die Spannungsnulllinie heranrücken, da dann auch die Biegespannungen in der Halsnaht geringer sind. Während nun die Träger mit Wulsteisen schon vor ihrer Belastung Querrisse enthielten, fanden sich bei den Stegeisen vor der Belastung keine Querrisse, erst bei Belastungen, die über den praktisch zulässigen liegen, stellten sich bei den Stegeisen solche Querrisse ein.

Die wichtigste Frage, die auf Grund dieser Ergebnisse auftauchte, war nun, wie der Mutterwerkstoff beschaffen sein muß, damit etwaige Risse in der Übergangszone der Schweißnähte sich nicht im Mutterwerkstoff fortpflanzen. Hier führte nun der von mir eingeführte³⁾ Nutschweißbiegeversuch mit 200 mm breiten Platten verschiedener Werkstoffe und bei verschiedenen Dicken zu folgenden Erkenntnissen:

1. Die Dicke der Proben spielt eine große Rolle. Je dicker die Proben, um so größer ist die Gefahr eines Trennbruchs.

2. Breitflächstähle verschiedener Art und Herkunft verhalten sich beim Nutschweißbiegeversuch sehr verschieden. Die chemische Zusammensetzung ist allein nicht maßgebend, sondern die Art der Erschmelzung des Stahls spielt eine große Rolle. Durch Normalglühen wird ein richtig erschmolzener Werkstoff noch wesentlich verbessert. Bei unrichtiger Erschmelzungsart hilft auch das Normalglühen nichts. Das unheimliche Durchschlagen (Trennbruch) der Proben beim Biegeversuch trat auch bei St 37 ein. Der kleinste Biegewinkel beim Bruch von 50 mm dicken Proben aus St 37 war $\alpha = 21^\circ$, bei St 52 $\alpha = 7^\circ$.

3. Die Härte in der Übergangszone ist allein nicht ausschlaggebend. Es sind an den Proben im Übergang der Halsnaht der Träger zum Grundwerkstoff Härtewerte beim Rollhärteprüfer bis 410 kg/mm^2 gemessen worden. Es fanden sich aber zwischen der Härte und den beim Versuch ausgehaltenen Biege winkeln keine unmittelbaren Beziehungen.

Als wichtigste Erkenntnis ergab sich aus den Stuttgarter Versuchen, daß der Grundwerkstoff so sein muß, daß er außerhalb der Schweißraupe in gekerbtem Zustand (Riß in der Schweißraupe) unter gewöhnlichen Verhältnissen und auch bei tiefen vorkommenden Temperaturen, plötzlich Kräfte aufnehmen kann, ohne durchzubrechen. Die von der Schweißraupe ausgehenden Risse müssen vom Mutterwerkstoff aufgefangen werden (also ist hohe Kerbzähigkeit erforderlich).

4. Das Vorwärmen der Breitflächstähle auf Temperaturen bis zu 400° vor dem Auftragen der Schweißraupe brachte im allgemeinen keine Vergrößerung des Biege winkels beim Auftreten der ersten Anrisse, wohl aber eine Vergrößerung des Biege winkels beim Bruch.

Durch nachträgliches Erwärmen der Schweißraupe und des benachbarten Mutterwerkstoffes wurde der Biege winkel beim Bruch bedeutend vergrößert.

5. Stähle aus Brücken, die sich im Dienst als mangelhaft erwiesen haben, zeigten beim Nutschweißbiegeversuch Trennbrüche bei kleinen Biege winkeln.

6. Durch Kerbschlagversuche bei Proben mit 3 mm langem, 0,5 mm breitem Schlitz konnte eine ähnliche Auslese geeigneter und ungeeigneter Mutterwerkstoffe wie beim Nutschweißbiegeversuch getroffen werden.

Graf glaubt, daß ein zum Schweißen geeigneter Stahl mindestens 5 mkg/cm^2 auch bei -20° C hergeben müsse. Beim Nutschweißbiegeversuch mit St 52, geschweißt bei $+20^\circ$, hält er einen Mindestbiege winkel bei 50 mm dicken Proben von 40° für notwendig. Für diese Zahlenwerte liegt aber noch keine genügende Zahl von Versuchen mit ungeeigneten Werkstoffen vor.

Der Versuchsbericht ist klar und erschöpfend geschrieben und mit trefflichen Bildern versehen. Er ist ein wichtiger Markstein in der Weiterentwicklung des Schweißens im Stahlbau. Kommerell.

Patentschau.

Rollenlager für Brücken. (Kl. 19d, Nr. 678 740 vom 5. 6. 36; Dr.-Ing. Emil Burkhardt in Stuttgart.) Um die Rollen billiger und mit geringem Verbrauch an Stahlguß herzustellen zu können, bestehen sie aus einem Metallrohr, das mit unter hohem Druck eingebrachtem und erhärtetem Beton gefüllt ist. Durch den hohen Druck der Betonfüllung erhält der Stahlmantel eine solche Vorspannung, daß alle später im Innern des Betons entstehenden Zugspannungen sowohl durch Schwinden wie durch Querdehnung senkrecht zur Kraft richtung bei der Belastung der Rolle ausgeglichen werden, so daß keine Zugspannungen im Beton auftreten.

³⁾ s. Bautechn. 1937, S. 151/152 und meine Erläuterungen zu den Vorschriften für geschweißte Stahlbauten, 2. Auflage, 1. Teil Hochbauten. Berlin 1940, Wilh. Ernst & Sohn.

Personalmeldungen.

Deutsches Reich. Deutsche Reichsbahn. a) Reichsverkehrsministerium, Eisenbahnabteilungen. Ernann: zum Honorarprofessor: der Ministerialrat Albert Dobmaier für die Dauer seiner Zugehörigkeit zum Lehrkörper einer deutschen wissenschaftlichen Hochschule; — zum Reichsbahnrat: der Regierungsbaumeister Karl Sack bei der Direktion der Reichsautobahnen unter Überweisung zum Betriebsamt Berlin 8.

Überwiesen: der Regierungsbaurat Dr.-Ing. Waldemar Bingmann als Vorstand zum Betriebsamt Berlin 7 mit der Amtsbezeichnung Reichsbahnrat.

b) Betriebsverwaltung. Ernann: zum Abteilungspräsidenten: der Oberreichsbahnrat Richard Reiß, Abteilungsleiter der RBD Posen; — zum Reichsbahndirektor: die Oberreichsbahnräte Wilhelm Angres, Dezerent der Generalbetriebsleitung Süd in München, Oskar Schröder, Dezerent der Generalbetriebsleitung West in Essen; — zum Oberreichsbahnrat: die Reichsbahnräte Gerhard Zinser, Dezerent der Eisenbahnbetriebsdirektion Warschau, Dr.-Ing. Paul Werner und Horst Barthel, Dezerenten der RBD Hannover, Fritz Otto, Dezerent der Eisenbahnbetriebsdirektion Radom, Otto Spangenberg in Mainz, Veit Leicht, Dezerent der RBD Essen, Richard Eissenhauer, Dezerent der RBD Regensburg, Dr.-Ing. habil. Gerhard Schramm, Dezerent der RBD Danzig; — zum Reichsbahnrat: die Reichsbahnbaussessoren Otto Bosch bei der RBD Nürnberg, Siegfried Heitner in Litzmannstadt, Willi Schütte, Vorstand des Neubauamts Würzburg, Horst Benndorf bei der RBD Regensburg, Hans Mühlenbruch bei der Eisenbahnbetriebsdirektion Warschau, Rudolf Göbertshahn beim Betriebsamt Minden (Westf.), Willi Henn bei der Reichsbahnbaudirektion München, der frühere estnische Staatsbahnbeamte Dipl.-Ing. Erich Bock bei der RBD Stettin, die früheren lettischen Staatsbahnbeamten Dipl.-Ing. Erich Barz bei der RBD Posen, Dipl.-Ing. Erich Miram bei der RBD Königsberg (Pr), Dipl.-Ing. Waldemar Ripke bei der RBD Osten in Frankfurt (Oder); — die Reichsbahnratmänner: Josef Bares, Dezerent der Generalbetriebsleitung Süd in München, Erich Bebenroth, Dezerent der Generalbetriebsleitung Ost in Berlin; — der Reichsbahnoberinspektor Walter Saalbach in Halle (Saale) unter Versetzung als Dezerent zur RBD Posen, der technische Reichsbahnoberinspektor Otto Warmbold, Leiter des Schmalspuramts Jedrzejow; — zum Reichsbahnratmann: die technischen Reichsbahnoberinspektoren Adolf Bohne in Berlin, Georg Harbers in Halle (Saale), Rudolf Schmidt in Minden (Westf.), Karl Daubenberger in Weil (Rhein), Christoph Erkelenz in Köln, Ignaz Walser in Berchtesgaden, Karl Mack in München, Ernst Stuhldreher in Emden, Erich Riedel in Glogau, Paul Pemsel in Regensburg, Fritz Krupski in Trier, Richard Burkhart und August Kübler in Stuttgart, Leonhard Probst in Heilbronn.

Versetzt: die Oberreichsbahnräte Hans Leiner, Dezerent der RBD Mainz, als Dezerent zur RBD Karlsruhe, Carl Krause, Dezerent der RBD Münster (Westf.) als Dezerent zur RBD Oppeln, Julius Neußer, Dezerent der RBD Oppeln, als Dezerent zur RBD Saarbrücken, August Lechler, Vorstand des Betriebsamts Wesel, als Vorstand zum Betriebsamt Kaiserslautern, Rudolf Langer, Vorstand des Betriebsamts Innsbruck 2, als Dezerent zur RBD Mainz, Martin von Ammon, Dezerent der RBD Hamburg, als Dezerent zur RBD Regensburg, Harold Seitz, Vorstand des Neubauamts Donauwörth, als Dezerent zur RBD Köln; — die Reichsbahnräte Emil Kampe bei der RBD Villach als Vorstand zum Betriebsamt Neustrelitz, Albert Scholl, Vorstand des Betriebsamts Euskirchen, als Dezerent zur RBD Halle (Saale), Hermann Miegler, Vorstand des Betriebsamts Osnabrück 2, als Vorstand zum Betriebsamt Jena, Ludwig Renn, Dezerent der RBD Regensburg, als Dezerent zur RBD Nürnberg, Dr.-Ing. Wilhelm Fischer, Dezerent der RBD Dresden, als Dezerent zur RBD Saarbrücken, Heinrich Korner, Vorstand des Betriebsamts Kaiserslautern, als Dezerent zur RBD Dresden, Günther Dellmann, Vorstand des Betriebsamts Wiesbaden, als Dezerent zur RBD Hamburg, Dr.-Ing. Hans Soltau, Vorstand des Betriebsamts Saarbrücken 2, als Vorstand zum Betriebsamt Posen, Friedrich Sprick beim Betriebsamt Selzthal als Vorstand zum Betriebsamt Seesen, Josef Dultinger beim Betriebsamt Klagenfurt als Vorstand zum Neubauamt Mallnitz, Gerhard Rhenius, Vorstand des Betriebsamts Neustrelitz, als Vorstand zum Betriebsamt Kempen, Eberhard Schubert bei der RBD Saarbrücken, als Vorstand zum Betriebsamt Wesel, Herbert Brandeubemeyer bei der RBD Saarbrücken als Vorstand zum Betriebsamt Wiesbaden, Hans Bock beim Betriebsamt Köln-Deutz 1 als Vorstand zum Betriebsamt Euskirchen, Hans Fischer bei der RBD Oppeln als Vorstand zum Betriebsamt Rybnik; — die Reichsbahnbaussessoren Rolf Rückel beim Betriebsamt Kassel 2 in die Eisenbahnabteilungen des Reichsverkehrsministeriums, Reinhold Fenske beim Betriebsamt Hamm (Westf.) zur RBD Essen, Friedrich Kaeseler beim Betriebsamt Deutsch-Eylau zum Betriebsamt Zichenau.

Im Ruhestand verstorben: der Oberregierungsbaurat a. D. Geheimer Baurat Ludwig Samans in Berlin, zuletzt Dezerent des Reichsbahnzentralamts Berlin.

INHALT: Einiges über die Gestaltung von großen Fachwerkbalkenträgern. — Grenznelzung von Sandböschungen bei gleichzeitiger Grundwasserströmung. — Bestimmung der Korngrößen und ihrer Verteilung in bindigen Böden. — Vermischtes: Dr.-Ing. Leo Rendulic f. — Richtlinien für die Ausgestaltung der Reichswasserstraßen für Sport und Kleinschiffsverkehr. — Zur Erländung der umlauflosen Schleuse. — Neuere Raupenschlepper für den Baubetrieb. — Bücherschau. — Patentschau. — Personalmeldungen.

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.

SKRESŁONO ZIMNEM
Biblioteka Główna
POLITECHNIKI W ZŁOCIANOWIE