

1910/11

ERDDRUCK, ERDWIDERSTAND  
UND  
TRAGFÄHIGKEIT DES BAUGRUNDES  
IN GRÖßERER TIEFE

PRAKTISCHE BEISPIELE

VON

H. KREY

REGIERUNGS- UND BAURAT IN BERLIN

MIT 32 TEXTABBILDUNGEN



BERLIN 1912

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN

g. 3/6  
59

3/6  
9.

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000300057





ERDDRUCK, ERDWIDERSTAND  
UND  
TRAGFÄHIGKEIT DES BAUGRUNDES  
IN GRÖßERER TIEFE

---

PRAKTISCHE BEISPIELE

VON

H. KREY

REGIERUNGS- UND BAURAT IN BERLIN

---

MIT 32 TEXTABBILDUNGEN

9/4  
F. Nr. 29775



BERLIN 1912

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN

9 36  
39

Alle Rechte vorbehalten.

Sonderdruck aus der „Zeitschrift für Bauwesen“  
Jahrgang 1912.

**BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA  
KRAKÓW**

II 31087

Akc. Nr. 1340/49

Bei dem Fehlen einer allgemein befriedigenden und völlig zutreffenden Berechnungsweise des Erddruckes und vor allem bei der Unsicherheit der Annahmen der in jedem einzelnen Falle im Boden oder an der Wand (durch Reibung) aufzunehmenden Schubkräfte ist es nicht möglich, die Berechnung von Bohlwerken und ähnlichen Bauteilen mit der gleichen Sicherheit und der gleichen Annäherung an die wirklichen Verhältnisse durchzuführen, wie es die mehr gleichmäßigen Baustoffe (Holz, Stein, Eisen) sonst gestatten. Es ist daher in der Praxis üblich geworden, sich in allen Fällen, in denen der Erddruck für die Standsicherheit der Bauwerke einen bestimmenden Einfluß ausübt, mit vereinfachten Formeln und Rechnungen zu behelfen. Dies mag auch vielfach mit vollem Recht geschehen, da es unverständlich sein würde, wenn man die Rechnungen mit peinlicher Genauigkeit durchführen würde, während in den der genauen Feststellung sich entziehenden grundlegenden Annahmen Fehler bis zu 100 vH. und mehr vorhanden sein können. Immerhin sollte man sich aber nicht die Mühe verdrießen lassen, in jedem einzelnen Falle durch eingehende Überlegungen die mögliche oder wahrscheinliche Übereinstimmung der Annahme mit der Wirklichkeit zu prüfen und gegebenenfalls weitergehende Rechnungen nicht zu scheuen; man wird dadurch die Sicherheit der Bauwerke mehr erhöhen als durch unvernünftig große Belastungsannahmen, die in Wirklichkeit nicht auftreten. Die nachfolgende Besprechung einiger praktischer Fälle soll in dieser Hinsicht als Anregung dienen.

#### **Der Erddruck.**

Vor dem Eingehen auf die Einzelfälle müssen wir uns vorerst mit dem unsichersten Teile der Rechnung, dem Erddruck, etwas näher beschäftigen. Diejenige Theorie, welche

in ihrem Grundgedanken jedenfalls der Wirklichkeit am nächsten kommt, ist die Theorie des unendlichen Erdkörpers, insoweit sie bei wagerechter Oberfläche den Druck (und Gegen-  
druck) auf eine lotrechte Fläche im ruhenden Erdkörper senkrecht zu dieser Fläche (parallel zur Oberfläche) annimmt. Wenn diese Theorie aber zur Berechnung der Größe des Erddruckes die Annahme eines größten Reibungswinkels ( $\varrho$ ) im Innern des Erdkörpers nötig macht, so muß sie für die Flächen, in welchen die Reibung zur Geltung kommen soll, eingetretene oder noch eintretende Bewegungen voraussetzen, und damit wirft sie die erste Voraussetzung des Ruhezustandes leider wieder über den Haufen. Überhaupt bedingt jede noch so geringe Schubkraft die Annahme der Bewegung (der Verschiebung) benachbarter Flächen gegeneinander. An und für sich ist eine Schubkraft im Innern eines Erdkörpers mit der wagerechten Richtung des Erddruckes auf eine senkrecht Fläche wohl vereinbar; eine Schubspannung tritt in jedem Körperelement auf, wenn die Hauptspannungen der Größe nach voneinander verschieden sind. Es fragt sich aber, ob die Annahme der Größe des Erddruckes (oder was dasselbe ist, die Annahme eines größten Neigungswinkels des Erddruckes auf eine Fläche) irgendwelche Berechtigung hat.

Betrachten wir einen ruhenden, unberührten Erdkörper, so ist das Verhältnis der Schubkraft zur Normalkraft des Erddruckes auf ein beliebiges Flächenelement abhängig von der Art der Bodenablagerung und den später eingetretenen Änderungen. Möglich sind daher alle Werte für den Neigungswinkel des Erddruckes gegen deren Flächennormale zwischen 0 und dem Reibungs- (oder Böschungswinkel  $\varrho$ ). Bei der Ablagerung der meisten Bodenarten aus dem Wasser und im Wasser wird jedenfalls eine sehr geringe Reibung vorausgesetzt werden können, deren Gesamtwirkung sich außerdem, wenn sie nicht zufällig eindeutig wirkt, zum Teil wieder aufheben muß. Das Vorhandensein eines größten Reibungswinkels im ruhenden, unberührten Erdkörper ist daher sehr unwahrscheinlich. Am nächsten werden wir der Wirklichkeit voraussichtlich kommen, wenn wir in diesem Falle die Schubkräfte im allgemeinen gleich Null annehmen; dann sind

eben die Hauptspannungen gleich groß, und wir kommen zu der Schlußfolgerung:

Im ruhenden, unberührten Erdkörper mit wagerechter Oberfläche ist der („natürliche“) Erddruck auf jede beliebige Fläche (wie beim Wasserdruck) senkrecht anzunehmen und zwar gleich  $\gamma \cdot h \cdot f$  (Einheitsgewicht  $\times$  Druckhöhe  $\times$  Fläche).

Der Druck auf eine senkrechte Wand ist dann  $= \frac{\gamma h^2}{2}$ .

Bei geneigter Oberfläche ist schon eine Änderung des ursprünglichen Zustandes eingetreten durch Aufkanten des

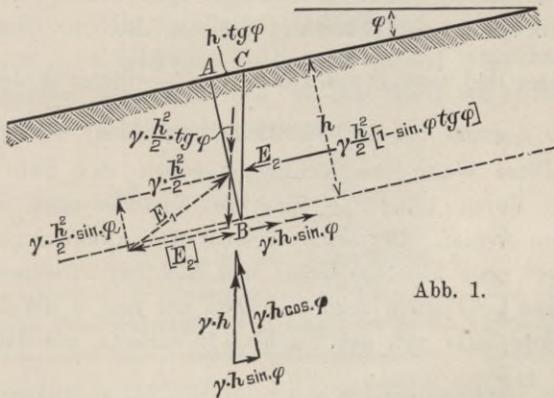


Abb. 1.

ganzen Erdkörpers um den Winkel  $\varphi$ . Wir können aber die Größe und Richtung der im Innern des Erdkörpers herrschenden Kräfte aus dem ursprünglichen Zustande angenähert ableiten. Führen wir, wie es bei der Theorie des unendlichen Erdkörpers geschieht, die parallel zur Oberfläche auftretenden Schubkräfte  $= \gamma h \sin \varphi$  ein (Abb. 1), so können wir die Größe und Richtung des Erddruckes auf die senkrecht zur Oberfläche stehende Ebene und weiter durch Zusammensetzung mit dem dreieckigen Erdprisma  $ABC$  auch auf die lotrechte Ebene  $BC$  errechnen. Der letztere ergibt sich zu  $\frac{\gamma h^2}{2} (1 - \sin \varphi \operatorname{tg} \varphi)$  und zwar ist er parallel zur Oberfläche. Vernachlässigt ist dabei der Umstand, daß infolge Änderung der Normalkraft in den zur Oberfläche parallelen Ebenen um  $\gamma h (1 - \cos \varphi)$  sich auch die Spannung in den zu

dieser senkrechten Ebene um  $\frac{1}{m} \gamma h (1 - \cos \varphi)$  ändern muß. Der genauere Wert des Erddruckes auf eine senkrechte Fläche würde demnach lauten:  $E = \frac{\gamma h^2}{2} \left( 1 - \frac{1}{m} (1 - \cos \varphi) \right) (1 - \sin \varphi \operatorname{tg} \varphi)$ . Beide Faktoren von  $\frac{\gamma h^2}{2}$  können bei den überhaupt nur als Näherungsrechnung anzusehenden Erddruckaufgaben in den meisten Fällen angenähert gleich 1 gesetzt werden, und es ergibt sich der Schluß: Im ruhenden, unberührten Erdkörper mit geneigter Oberfläche ist der Erddruck auf eine senkrechte Wand parallel zur Oberfläche gerichtet und zwar etwas kleiner als  $\frac{\gamma h^2}{2}$  (unter  $h$  den kürzesten Abstand von der Oberfläche verstanden).

Diese Werte und Richtungen gelten aber nicht mehr, sobald durch künstliche Eingriffe Veränderungen hervorgerufen werden. Der Erddruck kann dann zwischen gewissen Grenzen jede beliebige Größe und Richtung annehmen, wie folgende Überlegung zeigt. Denken wir uns in der Abb. 2a die Erde links von der Fläche  $AB$  entfernt und dafür die Kräfte  $\gamma h$  (Resultierende =  $\frac{\gamma h^2}{2}$  in Abb. 2b) als äußere Kräfte angebracht, so wird an dem Kräftezustand nichts geändert. Fügen wir nun noch beliebige Normalkräfte  $p$  (Resultie-

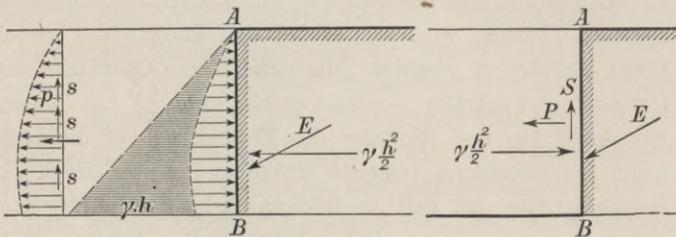


Abb. 2a.

Abb. 2b.

rende  $P$ ) und beliebige Schubkräfte  $s$  (Resultierende  $S$ ) als äußere Kräfte hinzu, so ändert sich dadurch der Erddruck  $E$  nach Lage, Richtung und Größe, ohne daß erfahrungsgemäß das Gleichgewicht verloren geht, solange nur der Erddruck

eine gewisse Neigung (Reibungswinkel zwischen Wand und Erde) nicht überschreitet und die Größe des Erddruckes einen gewissen Wert (aktiven Erddruck) nicht unterschreitet und einen andern gewissen Wert (passiven Erddruck) nicht überschreitet.

Die Werte des sogenannten aktiven und passiven Erddruckes ermittelt man am zweckmäßigsten und einwandfreiesten nach der Coulombschen Theorie. Bei der stets in gewissem Grade im Erdreich vorhandenen, in der Rechnung nicht berücksichtigten Kohäsion wird der aktive Erddruck erfahrungsmäßig sehr oft gleich Null. Im übrigen geht aus der nachfolgenden Tabelle zur Genüge hervor, in wie weiten Grenzen diese beiderseits (aktiv und passiv) möglichen Erddruckgrößen schwanken und welche Werte sie unter verschiedenen Verhältnissen annehmen.

$$E = \lambda \cdot \frac{\gamma h^2}{2}.$$

### I. Tabelle der Werte von $\lambda$ .

Böschungswinkel der Bodenarten =  $\varrho$ , Winkel zwischen Erddruck und Wandsenkrechten =  $\delta$  (nach oben positiv gerechnet).

$\varrho$	aktiver Erddruck		passiver Erddruck		
	$\delta = \varrho$	$\delta = 0$	$\delta = \varrho$	$\delta = 0$	$\delta = -\varrho$
	$\lambda(a)$	$\lambda(a)$	$\lambda(p)$	$\lambda(p)$	$\lambda(p)$
	1	2	3	4	5
10°	—	0,71	0,98	1,4	1,9
15°	0,52	0,59	0,97	1,7	2,4
20°	0,42	0,49	0,94	2,0	3,5
25°	0,35	0,41	0,91	2,5	5,6
30°	0,3	0,33	0,87	3,0	10,1
35°	0,25	0,27	0,82	3,7	18
40°	0,21	0,22	0,77	4,6	50 <sup>1)</sup>
45°	0,17	0,17	0,71	5,8	$\infty$ <sup>1)</sup>
50°	0,14	0,14	0,64	7,5	$\infty$ <sup>1)</sup>

In dieser Zusammenstellung tritt der starke Einfluß der Wandreibung auf die Größe des passiven Erddruckes beson-

1) Die ganz hohen Werte des passiven Erddruckes sind wohl nicht mehr zutreffend, da dann die schon vorher eintretende plastische Zusammenpressung des Bodens bestimmend ist.

ders scharf hervor. Es ist daher bei allen Aufgaben, in welchen der passive Erddruck für die Haltbarkeit der Bauwerke maßgebend ist, sorgfältig aus der Wirkungsweise der betreffenden Bauteile zu prüfen, welche Richtung der Erddruck etwa annehmen kann, da es nur dadurch möglich ist, den tatsächlichen Verhältnissen mit einiger Wahrscheinlichkeit näher zu kommen, wie in den folgenden Aufgaben gezeigt werden soll.

### Die freistehende unverankerte Spundwand.

Betrachten wir zunächst den einfachen Fall der lediglich durch den Erddruck im Boden eingespannten Wand  $A-C$ , so wird nach dem Einrammen ein natürlicher Erddruck  $= \lambda_{(n)} \cdot \frac{\gamma h_{(e)}^2}{2}$  auf das im Boden steckende Ende  $BC$  wirken, wobei wir genügend genau  $\lambda_{(n)} = 1$  setzen können. Wird nun eine beliebige seitlich wirkende äußere Kraft  $P$  an dem freien Ende der Wand angebracht, so wird sie sich um irgend einen Punkt  $D$  im Boden drehen (siehe Abb. 3a). In diesem Punkte wird der Erddruck, da keine Verschiebung eintritt, unverändert  $= \lambda_{(n)} \gamma h$  bleiben. Oberhalb dieses Punktes muß sich links (kraftabgewandt) der Wand der Erddruck erhöhen, rechts verringern und zwar umso mehr, je weiter die betreffende Stelle von  $D$  entfernt ist entsprechend den größeren Verschiebungen der Wand; es besteht aber die Bedingung, daß die Werte des passiven und aktiven Erddruckes  $= \lambda_{(p)} \gamma h$  bzw.  $\lambda_{(a)} \gamma h$  nicht über- bzw. unterschritten werden können. Ähnlich wird unterhalb des Punktes  $D$  der Erddruck links verringert, rechts erhöht. Dadurch ergibt sich etwa die in Abb. 3a dargestellte Verteilung des Erddruckes. In Abb. 3b ist dieselbe Verteilung nach Abzug der entgegengesetzt gerichteten positiven und negativen Kräfte wiedergegeben. In Punkt  $D$  ergibt sich dann für die Rechnung der Erddruck  $= 0$ . Die Linie  $EDF$  ist im allgemeinen keine Gerade. Ihre Krümmung ist abhängig von der Biegung des im Boden steckenden Bohlwerkteiles. Dieser Umstand ist indessen günstig für die Standsicherheit, weil dadurch der Erddruck  $GF$  gerade an der gefährlichsten Stelle verringert

Abb. 3a.

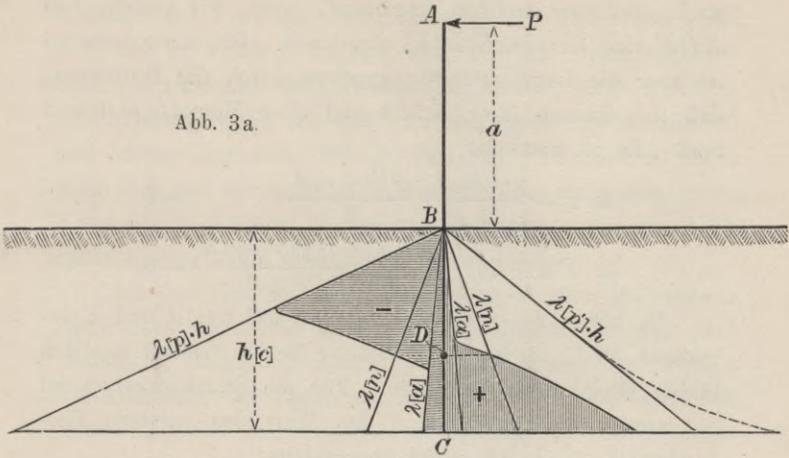


Abb. 3b.

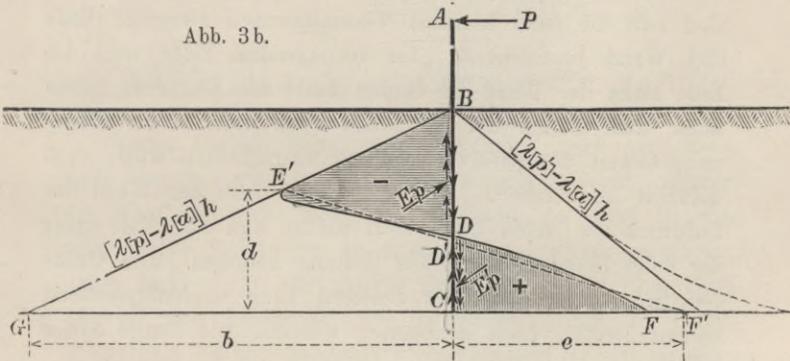


Abb. 3c.

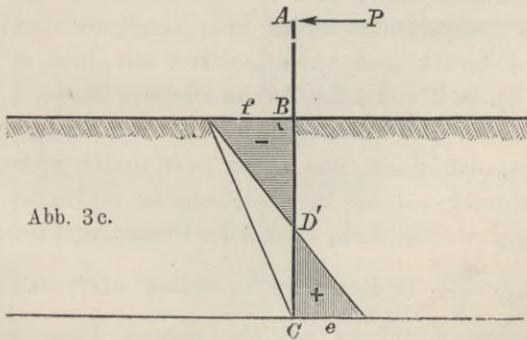


Abb. 3a bis 3c.

wird, und wir rechnen ungünstig, wenn wir anstelle von  $EDF$  eine Gerade  $E'D'F'$  annehmen. Bei einer Geraden ist aber die Lage eindeutig gegeben durch die Bedingung, daß die Summe aller Kräfte und aller Momente = 0 sein muß. Es ist nämlich:

$$\text{I. } P - \frac{\gamma \cdot b h_{(c)}}{2} + \frac{\gamma (b + e) d}{2} = 0.$$

$$\text{II. } P(a + h_{(c)}) - \frac{\gamma b h_{(c)}^2}{6} + \frac{\gamma (b + e) d^2}{6} = 0.$$

Da hierin  $b = (\lambda_{(p)} - \lambda_{(a)}) h_{(c)}$  ist und nur  $d$  und  $e$  unbekannt sind, so lassen sich diese beiden Größen aus den beiden Gleichungen ermitteln. Für die Standsicherheit ist es dann erforderlich, daß  $e$  den Wert des passiven Erddruckes  $(\lambda_{(p)}' - \lambda_{(a)}) h_c$  nicht überschreitet.

Für die richtige Wahl der wahrscheinlichsten  $\lambda$ -Werte sind nun die (sehr kleinen) Verschiebungen zwischen Erde und Wand bestimmend. Im vorliegenden Falle wird die Erde links der Wand im oberen Teile das Bestreben haben unter dem Druck der Bohlwand nach oben auszuweichen und, soweit der passive Erddruck überschritten wird, auch wirklich ausweichen. Es wird daher links der Wand der Erddruck von unten nach oben wirken und zum Teil sogar der volle Reibungswinkel zur Geltung kommen. Die Größe des Erddruckes (bzw. der Beiwert) kann dementsprechend verhältnismäßig hoch genommen werden, wie Spalte 5 der Tabelle erkennen läßt.

Anders ist es aber auf der rechten Seite. Dem nach oben gerichteten Erddruck links entgegenwirkend muß hier der Erddruck nach unten gerichtet sein, und es kann, wie die Spalte 3 und 4 der Tabelle erkennen lassen,  $\lambda$  bei weitem nicht die Größe erreichen wie links. Günstig wirkt allerdings, daß durch den unten nach rechts wirkenden Bohlwanddruck ein bis zur Erdoberfläche reichendes Erdprisma bewegt werden muß, so daß der Gesamtgegendruck der Erde  $= \lambda_{(p)'} \frac{\gamma h_{(c)}^2}{2}$  in Rechnung zu stellen wäre, und darum der zulässige spezifische passive Erddruck höher angenommen werden kann. Immerhin wird man aus den angeführten

Gründen gut tun, bei dieser Richtung des Erddrucks nicht über die in Spalte 4 angegebenen  $\lambda$ -Werte hinauszugehen. Während man also beispielsweise bei einem Böschungswinkel und Reibungswinkel von  $30-50^\circ$  auf der einen Seite unbedenklich einen Erddruck von 10 (bis 20)  $\gamma h$  zulassen kann, wird man auf der anderen Seite versuchen, möglichst unter  $3-4 \gamma h$  zu bleiben; der aktive Erddruck von  $\frac{1}{3}$  bis  $\frac{1}{4} \gamma h$  spielt hierbei kaum eine Rolle.

Bei den sich so ergebenden hohen Werten des passiven Erddruckes am oberen Teile der Wand ist nun die Linie  $BG$  vielfach so flach, daß man ohne großen Fehler eine weitere Vereinfachung der Rechnung dadurch vornehmen kann, daß man die Wand fest eingespannt annimmt ( $\lambda_p = \infty$ ). Dann nehmen die obigen Gleichungen die Form an (vgl. Abb. 3c):

$$\text{Ia) } P - \gamma \frac{fh_{(c)}}{2} + \gamma \frac{eh_{(c)}}{2} = 0.$$

$$\text{IIa) } P(a + h_{(c)}) - \gamma \frac{fh_{(c)}^2}{3} + \gamma \frac{eh_{(c)}^2}{6} = 0.$$

Ganz ähnlich kann man vorgehen, wenn am oberen Ende der Spundwand nicht eine Einzelkraft wirkt, sondern die Wand mit Erde hinterfüllt ist. Abb. 4a zeigt die Verteilung des Erddruckes in diesem Falle. Oben rechts und unten links wirkt nur aktiver Erddruck; in  $D$ , dem Drehpunkte, muß beiderseits der natürliche, durch die Bodenablagerung bedingte Erddruck vorhanden sein (soweit der aktive

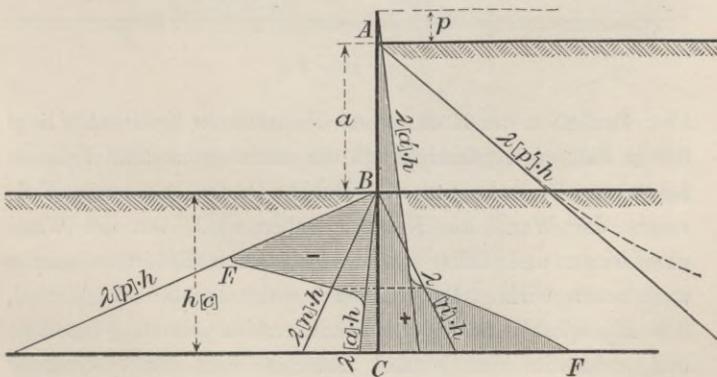


Abb. 4a.



der Größtwert des zulässigen passiven Erddruckes (rechts) durch die Auflast der Hinterfüllung  $a$  vergrößert. Um so mehr ist es daher hier angebracht, wenn die Verhältnisse es sonst gestatten, d. h. wenn das Auftreten größerer Böschungswinkel und Reibungswinkel möglich und wahrscheinlich ist, zur Vereinfachung der Rechnung die Spundwand fest eingespannt ( $\lambda_{(p)} = \infty$ ) anzunehmen, wie es in Abb. 4c geschehen ist. Die Bedingungsgleichungen lauten dann:

$$\text{Ia) } \lambda_{(a)} \gamma \cdot \left(\frac{a+p}{2}\right)^2 + \lambda_{(a)} \gamma (a+p) i - \gamma \cdot f \frac{h_{(c)}}{2} + \gamma \cdot e \cdot \frac{h_{(c)}}{2} = 0$$

$$\text{IIa) } \lambda_{(a)} \gamma \cdot \frac{(a+p)^2}{2} \left(\frac{a+p}{3} + h_{(c)}\right) + \lambda_{(a)} \gamma \cdot (a+p) i \left(h_{(c)} - \frac{i}{2}\right) - \gamma \frac{f h_{(c)}^2}{3} + \gamma \cdot e \cdot \frac{h_{(c)}^2}{6} = 0,$$

hierin ist  $i = h_{(c)} \cdot \frac{f}{f+e}$ .

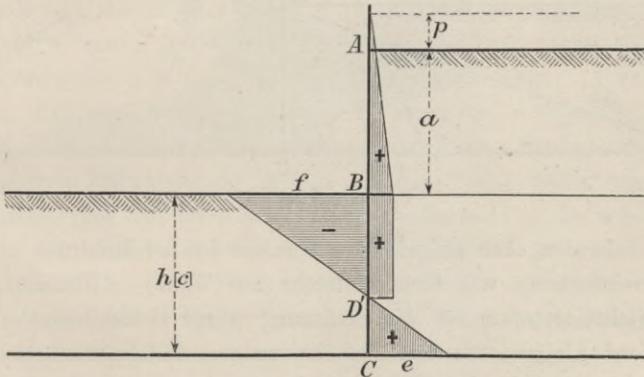


Abb. 4c.

Trotz der günstigen Bedingungen für diesen Fall wird man aber doch gut tun, die Spundwand mindestens so tief zu rammen, daß der errechnete Wert  $e$  den nach Spalte 4 der Tabelle zulässigen Wert von  $\lambda_{(p)} (a + h_c)$  nicht übersteigt. Besondere Vorsicht bei der Wahl der  $\lambda$ -Werte ist sowohl im vorliegenden Falle wie überhaupt bei allem Erddruckaufgaben anzuwenden, wenn dauernde starke Erschütterungen des Bodens in unmittelbarer Nähe des Bauwerkes auftreten, da die Erschütterungen im allgemeinen die Reibung verringern

und daher den aktiven Erddruck erhöhen, den passiven Erddruck hingegen kleiner machen.

Es wird in der Praxis öfter vorkommen, daß nicht die Spundwand nachträglich hinterfüllt wird, sondern daß nach dem Schlagen der Spundwand der Boden einseitig abgegraben wird. In diesem Falle wird nur der natürliche Erddruck ( $= \lambda_{(n)} \gamma \cdot [a + h]$ ) größer. Die Erddruckverteilung ist in Abb. 4d dargestellt. Wie man aus der Abbildung sieht, bleiben die Endergebnisse und die Formeln die gleichen wie im vorherbehandelten Falle (Abb. 4b u. c).

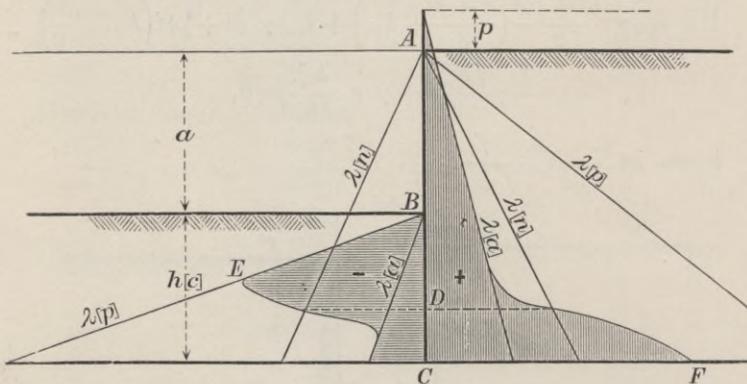


Abb. 4d.

In den oben aufgeführten Formeln ist der Erddruck zur Vereinfachung wagerecht (lotrecht zur Wand) in Rechnung gestellt, trotzdem für die Schätzung seiner Größe besonders darauf hingewiesen ist, daß er wahrscheinlich schräg zur Wand gerichtet ist. Natürlich ist es auch zulässig, den Erddruck mehr oder weniger geneigt in die Rechnung einzuführen, wenn man irgendwelchen Anhalt für seine genaue Richtung hat; es dürfte sich aber bei der ganzen Art der Untersuchungen (als Näherungsrechnung) wenig empfehlen.

#### **Einzeln stehende Pfähle.**

Ein einzelner in den Erdboden eingerammter Pfahl wird, wenn weiter keine äußeren Kräfte seitlich auf ihn wirken, jedenfalls den natürlichen Erddruck (in Wirklichkeit wegen der Zusammenpressung des Bodens beim Einrammen noch

mehr) allseitig an seiner Oberfläche erfahren. Bei einer Pfahlstärke =  $s$  (rechteckig) wird also ein spezifischer natürlicher Erddruck =  $\lambda_{(n)} \gamma \cdot h \cdot s$  in der Tiefe  $h$  von beiden Seiten an dem Pfahl angreifen. Wirken aber seitliche Kräfte am oberen Teile auf den Pfahl, so wird sich die Verteilung auch ähnlich wie in Abb. 3a einstellen; es ist aber zu bedenken, daß der höchste erreichbare Erdwiderstand mit der Tiefe erheblich mehr zunimmt als bei der vollen Spundwand. Die volle Spundwand wird zum Kippen kommen, wenn es dem Fuße möglich wird, ein (dreieckiges) Erdprisma von der Länge der Wand hinauszudrücken; der alleinstehende Pfahl muß aber zu dem gleichen Zwecke infolge der Reibung an den benachbarten Erdteilen einen Erdkörper herauschieben, welcher nur am Pfahl die Länge  $s$  hat, dessen Länge in größerer Entfernung indessen mit der Tiefe des bewegten Erdkörpers zunimmt, so daß der passive Erddruck in diesem Falle für die Einheit die Tiefe =  $\lambda_{(p)} \gamma \cdot h (s + mh)$  gesetzt werden kann, worin  $m$  ein von der Reibung abhängiger Beiwert ist, der unter gewöhnlichen Verhältnissen so groß ist, daß eine verholzte Pfahlreihe schon bei mäßiger Tiefe (im Vergleich zur Pfahlentfernung) annähernd den gleichen passiven Erdwiderstand erfährt als eine volle Spundwand. Nimmt man den Wert  $m$  schätzungsweise = 1 an, so würde der passive Erdwiderstand auf die Pfahlbreite  $s = 30$  cm schon in einer Tiefe von 2—3  $s$  (= 60—90 cm) das Drei- bis Vierfache der in Spalte 5 und 4 der Tabelle aufgeführten Werte betragen können, so daß es hier vollkommen genügt, den Pfahl als fest eingespannt anzunehmen, d. h.  $\lambda_{(p)} = \infty$  zu setzen, wenn nicht besondere Verhältnisse vorliegen, welche eine genauere Rechnung angezeigt erscheinen lassen (wie beispielsweise sehr weicher Boden, Angriff einer außergewöhnlich großen Seitenkraft und dgl.).

#### **Berechnung der Stärken freistehender Spund- und Bohlwände.**

Nachdem man die Standsicherheit des Bauwerks unter Zugrundelegung möglichst wahrscheinlicher Annahmen für die Erddrücke und Erdwiderstände, wie oben gezeigt, geprüft hat, ist es ein Leichtes, unter denselben Voraussetzungen die

Beanspruchungen des Stoffes der Wand zu untersuchen. In den am häufigsten vorkommenden Fällen (vgl. Abb. 3 und 4) nimmt das Moment von  $A$  nach  $B$  zu, erreicht in geringer Tiefe unter der Erdoberfläche ( $B$ ) seinen größten Wert und wird in Punkt  $C$  wieder  $= 0$ . Die Stelle des größten Momentes findet man in der bekannten Weise, indem man  $\frac{dM}{dh} = 0$  setzt;

bei der Unsicherheit der Annahme und zwar sowohl bezüglich des Erdwiderstandes als auch bezüglich der Festigkeit der verwendeten Baustoffe genügt es indessen auch hier in den meisten Fällen, die freistehenden Bauteile an der Erdoberfläche als fest eingespannt anzusehen und nur an dieser Stelle das Moment zu berechnen, da der Unterschied zwischen dem Spannungsmoment und dem größten Moment meist verhältnismäßig gering ist im Vergleich zu den in den Annahmen liegenden unvermeidlichen Fehlern.

Beispielsweise beträgt in dem in Abb. 3 dargestellten Falle, wenn  $P = 1$  t,  $a = 3$  m,  $h_{(c)} = 2$  m,  $\gamma = 1,8$  t/cbm und  $\lambda_{(p)} = \text{rd. } 10$  (nach Spalte 5 der Tabelle) gesetzt wird, das Spannungsmoment  $= 3$  tm. Demgegenüber würde das größte Moment bei fester Einspannung gemäß Abb. 3c ( $f$  errechnet sich zu  $6,5$  t/qm und  $e$  zu  $5,5$  t/qm) etwa  $17$  cm unter dem Boden liegen und rd.  $3,07$  tm betragen, während es bei Einspannung durch den Erdwiderstand gemäß Abb. 3b etwa  $45$  cm unter dem Erdboden liegen und rd.  $3,3$  tm betragen würde.

Ist man über die Zulässigkeit der vereinfachenden Annahme der festen Einspannung und über die Richtigkeit der Erddruckannahmen im Zweifel, so wird man gut tun, die genauere Rechnung für verschiedene, aber jedenfalls mögliche und wahrscheinliche Annahmen nach den obigen Hinweisen durchzuführen.

### Verankerte Spund- und Bohlwände.

Ist die Wand durch eine Verankerung in der Nähe des oberen Endes festgehalten (Abb. 5a—c), so wird vor der Erdhinterfüllung, wenn der Anker nicht künstlich angespannt ist, am unteren Ende der Wand der natürliche Erddruck

( $\gamma h$ ) angreifen. Nach der Hinterfüllung wird auf der hinterfüllten Seite ein Erddruck wirken, welcher mindestens die Größe des aktiven Erddruckes hat. Zur Aufnahme dieses Erddruckes, der als weitere Kraft zu dem bisher im Gleichgewicht befindlichen System hinzutritt, muß der Anker in Spannung geraten, und der Erdwiderstand auf der nicht hinterfüllten Seite vergrößert werden, während der natürliche Erddruck unter der Hinterfüllung abnehmen muß, soweit nicht der kleinste Wert des aktiven Erddruckes dieser Abnahme ein Ziel setzt. Die Wand muß also eine kleine Bewegung ausführen, ohne welche das Auftreten der Kräfte nicht denkbar wäre, und die wir, wenn sie bekannt wäre, zur Schätzung der Kraftverteilung benutzen könnten.

Denken wir uns die Wand vollkommen starr, so wird sie sich bei der Bewegung um irgend einen Punkt drehen, der entweder oberhalb (Abb. 5 a) oder unterhalb (Abb. 5 b) in  $D$  liegen möge. Bei der Kleinheit der Bewegungen können wir die Zunahme oder Abnahme des Erddruckes gegenüber dem natürlichen Erddruck annähernd geradlinig annehmen. Dann ergibt sich die in den Abb. 5 a und b schematisch dargestellte Verteilung des Erddruckes. Oberhalb des Punktes  $E$  ist eine weitere Zunahme des Erdwiderstandes durch die Linie  $\lambda_{(p)}$  des passiven Erddruckes begrenzt, ebenso ist auf der anderen Seite oberhalb  $E''$  einer weiteren Verringerung des hier vorher vorhandenen natürlichen Erddruckes durch die Linie  $\lambda_{(a)}$  des aktiven Erddruckes ein Ziel gesetzt. Unterhalb  $E''$  wird die Vermehrung bzw. Verminderung des Erddruckes auf den beiden Seiten der Wand etwa gleich groß anzunehmen sein. In  $D$ , dem Drehpunkt (Abb. 5 b) würde der natürliche Erddruck unverändert bleiben.

In den meisten vorkommenden Fällen vereinfacht sich die Figur der Verteilung des Erddruckes wesentlich dadurch, daß der Fußpunkt  $C$  oberhalb des Punktes  $E''$  liegt, so daß auf der Hinterfüllungsseite lediglich der aktive Erddruck wirksam ist.

Die Annahme einer vollkommen starren Wand trifft nun in der Wirklichkeit nie ganz zu. Vielmehr wird sich die Wand sowohl innerhalb des Bodens als auch auf der freien Höhe je nach dem Baustoff (Holz, Eisen, Eisenbeton) mehr

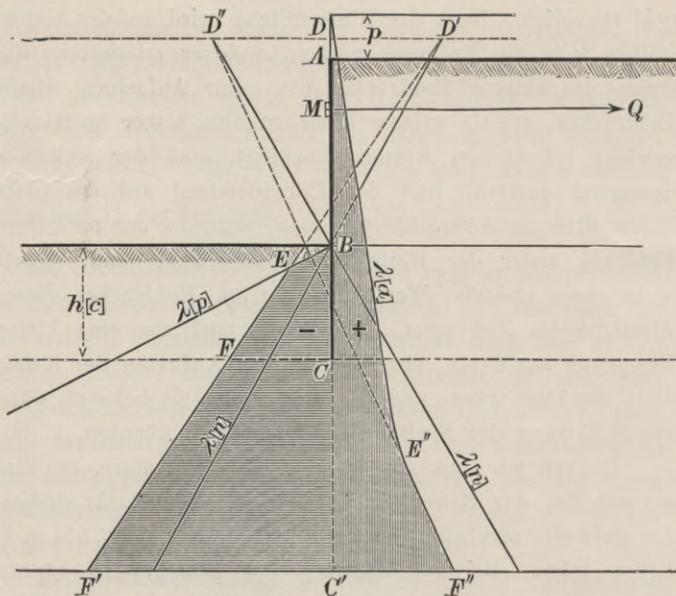


Abb. 5a.

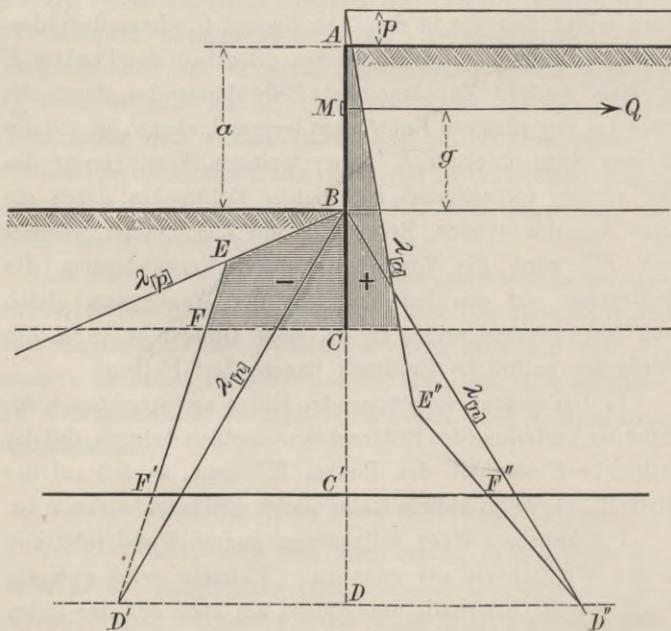


Abb. 5b.



Ein etwaiger Versuch, die Lage der Punkte  $D$  und  $(D)$  durch Rechnung festzustellen und danach die genaue Verteilung des Erddruckes zu ermitteln, ist bei der Art der übrigen Rechnung zwecklos, zumal die Nachgiebigkeit der Verankerung und das elastische Verhalten der verschiedenen Bodenarten nicht bekannt ist.

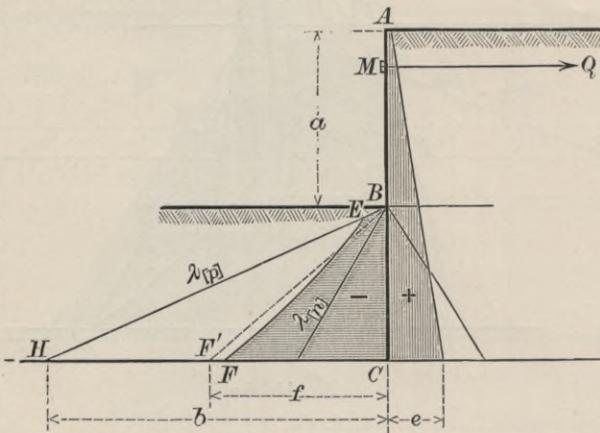


Abb. 6.

Ersetzt man die irgendwie gekrümmte Linie  $EF$  der Abb. 5c durch eine senkrechte Gerade  $E'F'$ , so erhalten wir mit den Bezeichnungen der Abb. 5c für die Größe der Ankerkraft und die Größe des Erdwiderstandes die Bedingungsgleichungen (Gleichgewicht der Kräfte und Gleichgewicht der Momente):

in Abb. 5c angegebene Ausgleichlinie  $E'F'$  irgendwie Bedenken haben, dann kann man die Ausgleichlinie  $BF'$  auch nach der Abb. 6 nehmen. Die Bedingungsgleichungen lauten dann:

$$\text{I. } Q + \lambda(a)\gamma \cdot \frac{(h(c) + a + p)^2}{2} - \gamma \frac{f h(c)}{2} = 0.$$

$$\text{II. } Q(y + h(c)) + \lambda(a)\gamma \frac{(h(c) + a + p)^3}{6} - \gamma \frac{f h(c)^2}{6} = 0.$$

Diese Ausgleichlinie ist nur etwas ungünstiger für die Berechnung der Spundwand selbst, da der Erdwiderstand unnötig tief (um  $0,66 h$  unter dem Erdboden) angreifend gedacht ist, hat aber sonst auf die zu wählende Rammtiefe keinen merklichen Einfluß.

$$\begin{aligned} \text{I. } Q + \lambda_{(a)} \gamma \frac{(h_{(c)} + a + p)^2}{2} - \gamma f h_{(c)} + \frac{\gamma f h_{(c)} f}{2b} &= 0 \\ \text{II. } Q (g + h_{(c)}) + \lambda_{(a)} \gamma \frac{(h_{(c)} + a + p)^3}{6} - \frac{\gamma f h_{(c)}^2}{2} \\ &+ \frac{\gamma f^2 h_{(c)}}{2b} \left( h_c - \frac{h_{(c)} f}{3b} \right) = 0, \end{aligned}$$

hierin ist, da  $b = \lambda_{(p)} h_c$  ist, nur die Ankerkraft  $Q$  und der spezifische Erdwiderstand  $f$  unbekannt und läßt sich bestimmen.

Umgekehrt ist in praktischen Fällen die hier als bekannt angenommene Rammtiefe  $h_{(c)}$  so zu wählen, daß gegen die Verschiebung des Fußes  $C$  und gegen Herausbrechen des widerstehenden Erdprismas eine gewisse Sicherheit  $n$  besteht, d. h. es darf die Fläche  $EFCB = E'F'CB$  höchstens  $\frac{1}{n}$  der Fläche  $BHC = \frac{1}{n} \gamma \lambda_{(p)} \frac{h_{(c)}^2}{2}$  sein. Die Wahl dieses Sicherheitskoeffizienten hängt in erster Linie von der Sicherheit und Genauigkeit ab, mit der man die aktiven und passiven Grenzwerte des Erddruckes und Erdwiderstandes schätzen kann. Im allgemeinen wird es richtiger sein, den aktiven und passiven Erddruck unter Berücksichtigung aller günstigen und ungünstigen Umstände möglichst genau zu schätzen und den Grad der Sicherheit eher durch Wahl eines höheren Wertes  $n$  zu erhöhen, da eine zu niedrige Schätzung des passiven Erddruckes unter gleichzeitiger Wahl eines niedrigen Sicherheitswertes  $n$  ( $= 1$ ) die Sicherheit des unsichersten Teiles der Rechnung nicht mehr erhöht, dagegen wegen der der Wirklichkeit wahrscheinlich nicht entsprechenden (dreieckigen) Verteilung des Erdwiderstandes den sichersten Teil der Rechnung (die Wand selbst) zu ungünstig belastet.

Bei Wahl der  $\lambda_{(a)}$ - und  $\lambda_{(p)}$ -Werte muß man wieder bedenken, wie die Bewegung der Wand gegenüber der umgebenden Erde (bzw. umgekehrt) bei einer sehr kleinen, den Bruch einleitenden Bewegung erfolgt. Infolge der Verankerung wird sich die Wand im oberen Teile wenig bewegen; ein Abwärtsgleiten der Hinterfüllungserde wird daher im oberen (hinterfüllten) Teile nur in geringem Maße, im unteren Teile (im gewachsenen Boden) überhaupt nicht eintreten. Die Abweichung der Richtung des aktiven Erddruckes

von der Senkrechten wird daher im oberen Teile nur gering sein, während er im unteren Teile voraussichtlich annähernd senkrecht bleiben wird. Die  $\lambda_{(a)}$ -Werte werden sich demnach zweckmäßig den Zahlen der Spalte 2 der oben gegebenen Tabelle nähern müssen. In gleicher Weise wird der Erdwiderstand, wenn der Anker wagerecht gerichtet ist, unter nur geringem Winkel nach aufwärts gerichtet sein, da die angreifenden Kräfte nur geringe abwärtsgerichtete Komponenten haben. Aus dem Grunde wird man bei Wahl der  $\lambda_{(p)}$ -Werte in diesem Falle nicht erheblich über die in Spalte 4 der Tabelle angegebenen Zahlenwerte hinausgehen dürfen.

Günstiger werden die Verhältnisse, wenn die Verankerung, wie es in vielen Fällen aus praktischen Gründen geschieht, schräg nach unten wirkt. Man kann sich dann durch Zusammensetzung der abwärtsgerichteten Seitenkraft mit dem Erdwiderstande (beide roh überschläglich mit angenommener Rammtiefe und angenommener Verteilung des Erdwiderstandes geschätzt) ein ungefähres Urteil über die Richtung des Erdwiderstandes verschaffen. Die  $\lambda_{(p)}$ -Werte werden dann, da  $\varrho$  negativ ist, größer angenommen werden können, und die erforderliche Rammtiefe kann dementsprechend geringer werden.

Bei hohen Werten von  $\lambda_{(p)}$  kann man, wie in den bisher behandelten Fällen, auch hier unbedenklich an Stelle der Druckfläche  $BEFC$  zur Vereinfachung das Rechteck  $B(E')(F')C$  (vgl. Abb. 5c) in die Rechnung einführen; die Ergebnisse ändern sich dadurch wenig, wie die Tabelle auf Seite 23 erkennen läßt.

#### Einfluß des Wassers im Boden.

Der Einfluß des Wassers, mit dem der Boden durchtränkt ist, äußert sich, wie im allgemeinen bekannt ist, in erster Linie darin, daß er die Reibungswiderstände heruntersetzt. Sowohl der Reibungswinkel zwischen Erde und Erde (natürlicher Böschungswinkel) als auch der Reibungswinkel zwischen der Wand und dem Boden wird dadurch kleiner. Wir können diesen Einfluß in der Wahl der  $\lambda$ -Werte be-

## II. Tabelle

der zulässigen Größe des spezifischen Erddruckes  $f$  und der Schwerpunkstiefe  $\xi$  der Fläche des Erdwiderstandes.

Bei einem Sicherheitsgrad $n$	Bei trapezförmiger Verteilung nach der Linie $E'F'$ (Abb. 5c)		Bei rechteckiger Verteilung nach der Linie $(E')(F'')$ (Abb. 5c)		Bei dreieckiger Verteilung nach der Linie $BF''$ (Abb. 6)	
	$f$	$\xi$	$f$	$\xi$	$f$	$\xi$
1	2	3	4	5	6	7
1	$1,0 \lambda_{(p)} h_{(e)}$	$0,67 h_{(e)}$	$0,5 \lambda_{(p)} h_{(e)}$	$0,5 h_{(e)}$	$1,0 \lambda_{(p)} h_{(e)}$	$0,67 h_{(e)}$
1,5	0,43 "	0,60 "	0,33 "	"	0,67 "	"
2	0,29 "	0,57 "	0,25 "	"	0,50 "	"
2,5	0,23 "	0,55 "	0,20 "	"	0,40 "	"
3	0,18 "	0,54 "	0,17 "	"	0,33 "	"

rücksichtigen, wenn wir ihn auch nicht genau rechnerisch verfolgen können.

Außerdem aber übt das Wasser noch einen unmittelbaren Druck auf alle Teile aus, welche es berührt, und zwar sowohl auf die Wand als auf die einzelnen Körner des Erdbodens und erhöht dadurch einerseits den Druck auf die Wand selbst, andererseits verringert es den Druck des Bodens auf die Wand. Diesen Einfluß können wir durch Rechnung bestimmen.

Wenn keine Bewegung des Grundwassers stattfindet, so übt das Wasser im Boden in der Tiefe  $h_{(w)}$  unter dem Wasserspiegel allseitig einen Druck aus  $= \gamma \cdot h_{(w)}$ . Bei den meisten wirklich vom Wasser durchtränkten (sandigen) Bodenarten können wir nun annehmen, daß jedes Korn vollständig vom Wasser eingehüllt ist (wie in Abb. 7c vergrößert dargestellt ist) und daß auch an den Berührungsstellen zwischen den Körnern der Wasserdruck sich geltend macht<sup>3)</sup>. Dann heben sich die wagerechten Kräfte auf die einzelnen Sandkörner auf, und es bleibt nur der wagerechte Wasserdruck

3) Auch wenn man annimmt, daß an den Berührungsstellen zwischen den Körnern das Wasser verdrängt wird, ändert sich an dem Endergebnis nichts. Bei undurchlässigen Bodenarten wird die Rechnung dadurch unsicherer, daß der unmittelbare Wasserdruck auf die Wand fortfallen kann, während andererseits dann auch der Auftrieb des Wassers fortfällt.

auf die Wand und der Auftrieb der einzelnen Körner übrig. Betrachtet man nun den Auftrieb als negatives Gewicht (Gewichtsverminderung) und ermittelt die dadurch bedingte Änderung des Erddruckes, so gibt diese zusammen mit dem unmittelbaren Wasserdruck die gesamte Änderung der Wandbeanspruchung oder des Erdwiderstandes.

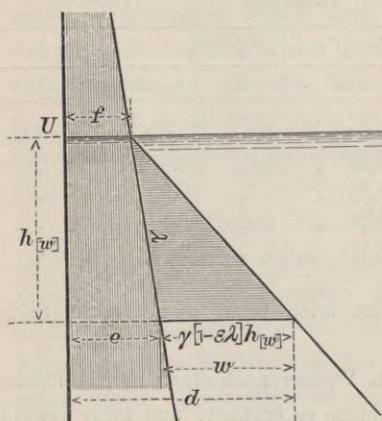


Abb. 7a.

In Abb. 7a ist ein Teil der Wand dicht unter dem Wasserspiegel dargestellt und die ohne Berücksichtigung des Wasserdruckes (aber schon mit Rücksicht auf die etwas verminderte Reibung) ermittelte Erddruckfläche angegeben, die unter dem Wasserspiegel durch eine Linie mit der Neigung  $\lambda$  begrenzt sein möge, derart daß der Erddruck  $= \gamma_{(e)}(f + \lambda h_{(w)})$  ist. Ober-

halb des Wasserspiegels ändert sich nun der Erddruck nicht durch das Wasser (abgesehen von den oben angegebenen Gleichgewichtsbedingungen, welche die Größe des Erdwiderstandes bestimmen), und es bleibt daher in  $U$  der spezifische Erd-  
druck  $\gamma_{(e)} f$ . Unterhalb  $U$  nimmt der spezifische Erd-  
druck an

$$d = \gamma_{(e)} f + \gamma_{(e)} \lambda h_{(w)} + \gamma h_{(w)} - \varepsilon \gamma \lambda h_{(w)},$$

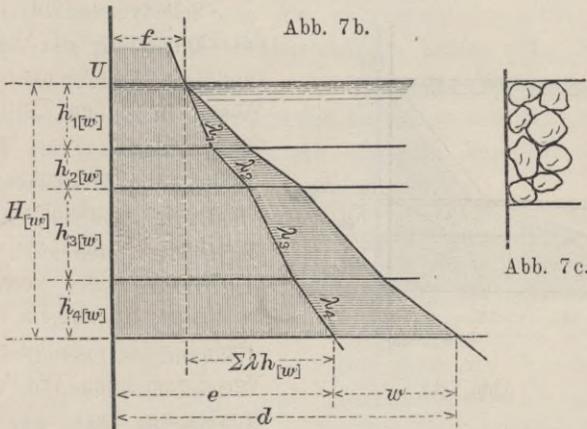
worin  $\gamma_{(e)}$  und  $\gamma$  die spezifischen Gewichte der Erde und des Wassers,  $h_{(w)}$  die Tiefe unter dem Wasserspiegel und  $\varepsilon$  die Wasserverdrängung des Bodens (abzüglich der Hohlräume) im Vergleich zum gesamten Bodenvolumen bezeichnen. Da nun  $\gamma_{(e)} f + \gamma_{(e)} \lambda h_{(w)} = e$  gleich dem Erd-  
druck ohne Rücksicht auf den Wasserdruck ist, so beträgt die Änderung durch den Wasserdruck

$$W = d - e = \gamma h_{(w)} - \varepsilon \gamma \lambda h_{(w)} = \gamma h_{(w)} (1 - \varepsilon \lambda).$$

Wir erhalten also den gesamten Erd- und Wasserdruck auf eine Wand, wenn wir zu dem ohne Rücksicht auf den

Wasserdruck ermittelten Erddruck oder Erdwiderstand den mit  $(1 - \varepsilon\lambda)$  multiplizierten Wasserdruck hinzurechnen.

Ist die Erddruckfläche unterhalb des Wasserspiegels durch eine gebrochene Linie begrenzt, so ergibt sich der gesamte spezifische Druck in der Tiefe  $H_{(w)} = e + w = e + \gamma H_{(w)} - \gamma \varepsilon (\lambda_1 h_{1(w)} + \lambda_2 h_{2(w)} + \lambda_3 h_{3(w)} + \lambda_4 h_{4(w)}) = e + \gamma (H_{(w)} - \varepsilon \sum \lambda h_w)$  (siehe Abb. 7b). Der Wert  $\sum \lambda h_w$  kann aus der Abbildung entnommen werden.



Die hier gegebene Einführung des Wasserdruckes in die Rechnung deckt sich nicht mit der bisher üblichen Art seiner Berücksichtigung. Soweit es bei in Wasser stehenden Uferbauwerken bisher üblich war, den Wasserdruck beiderseits (sowohl auf der Erdseite wie auf der freien Wasserseite) als gleich und entgegengesetzt zu vernachlässigen, so entspricht diese Annahme einem Werte der Wasserverdrängung des Bodens von  $\varepsilon = 0$  und dürfte unnötig ungünstig sein, wenn man an anderer Stelle, wie oben gezeigt ist, den erforderlichen Sicherheitsgrad vorsieht. Zu günstig ist dagegen die andere auch öfter gebräuchliche Rechnungsart, den vollen Wasserdruck als wirksam anzunehmen, dafür aber das Einheitsgewicht des Bodens um 1 ( $= \gamma$ ) herunterzusetzen. Sie würde sich mit der oben gegebenen Lösung nur dann decken, wenn die Wasserverdrängung  $\varepsilon = 1$  wäre.

Steht der Wasserspiegel über dem Erdboden, wie es auf der Wasserseite bei Uferdeckwerken stets der Fall ist,

dann errechnet sich der gesamte spezifische Druck (Wasser + Erddruck) auf die Wand in gleicher Weise wie oben. Er ist, wenn  $\gamma_{(e)}e$  den ohne Rücksicht auf den Wasserdruck zu bestimmenden Erddruck bedeutet,  $= \gamma_{(e)}e + \gamma W = \gamma_{(e)}e + \gamma h_{(w)} - \gamma \varepsilon \Sigma \lambda h_{(b)}$ , da nun in diesem Falle  $\Sigma \lambda \cdot h_{(b)} = e$  ist, so erhalten wir den spezifischen Druck  $\gamma_{(e)}e + \gamma W = \gamma_{(e)}e + \gamma (h_{(w)} - \varepsilon e)$ , d. h. der Einfluß des Wasserdruckes im Boden beträgt  $\gamma (h_{(w)} - \varepsilon \Sigma \lambda h_{(b)}) = \gamma (h_{(w)} - \varepsilon e)$ .<sup>4)</sup>

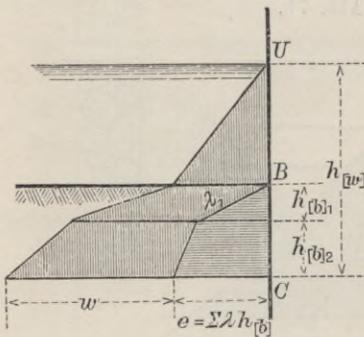


Abb. 7 d.

Selbstverständlich hat die Ermittlung der Änderung des Druckes auf die Wand durch den Einfluß des Wassers vor Einsetzung der Bedingungsgleichungen zu erfolgen und auch vor Einführung der vereinfachenden Annahmen der (Richtung der) geradlinigen Verteilungslinien. Die Vorüberlegung hat nur an

Stelle der betreffenden Werte für den natürlichen, aktiven oder passiven Erddruck die um den Einfluß des Wasserdruckes geänderten Werte zu setzen, danach die Ausgleichslinien zu schätzen und die Bedingungsgleichungen aufzustellen.

Bei dem passiven Erddruck wird es öfter vorkommen, daß  $\varepsilon e (= \varepsilon \Sigma \lambda_{(p)} h_{(b)})$  größer ist als die gesamte Tiefe  $h_{(w)}$  unter dem Wasserspiegel. In dem Falle wird dann der Erdwiderstand durch den Wasserdruck nicht erhöht, sondern auf jeden Fall herabgesetzt, selbst dann, wenn die Reibung nicht durch das Wasser vermindert würde. Nun wird aber außerdem, wie man aus Erfahrung weiß, auch die Reibung verringert, so daß in doppelter Weise eine Verkleinerung des Erdwiderstandes verursacht wird. In gleicher Weise kann sich in demselben Falle auf der Seite des aktiven Erddruckes der Gesamtdruck des Erd- und Wasserdruckes aus beiden

4)  $\varepsilon$  beträgt bei den meisten sandigen Bodenarten etwa 60 bis 70 vH.

Ursachen verstärken, da sowohl der Einfluß des Wasserdruckes  $W = (h_w - \varepsilon e) = (h_w - \varepsilon \Sigma \lambda_{(a)} h_w) = H_w (1 - \varepsilon \lambda_{(a)})$  wegen der geringeren Größe von  $e$  bzw.  $\lambda_{(a)}$  meist positiv ist, als auch die Verringerung der Reibung auf eine Erhöhung des (aktiven) Erddruckes hinwirkt<sup>5)</sup>. Man sieht daraus, wie wichtig es ist, sich in jedem Sonderfall die Wirkungsweise des Wassers klarzumachen, ehe man sich für die eine oder andere vereinfachende Näherungsrechnung entscheidet. Wenn man die wahrscheinliche größte Höhe der angreifenden und widerstehenden Kräfte unter Berücksichtigung der ungünstigen Wirkung des Wassers, soweit möglich, sorgfältig geschätzt hat, dann kann man unbedenklich für die Bedingungsgleichungen die oben empfohlenen Vereinfachungen in die Rechnung einführen.

Etwas anders und zum Teil ungünstiger gestalten sich die Verhältnisse, wenn infolge starker Druckänderung (oder Wasserspiegelunterschiede) auf kurzen Entfernungen lebhaftere Wasserbewegungen im Boden auftreten. Bei Lösung derartiger Aufgaben würde man die der Bewegung des Grundwassers an jeder Stelle entsprechenden Druckänderungen als ent- oder belastend ähnlich wie oben in die Rechnung einführen können. Von der weiteren Verfolgung dieses Gedankens soll aber hier abgesehen werden.

---

5) Bei der Erhöhung des aktiven Erddruckes durch das Grundwasser ist noch ein bisher nicht erwähnter Umstand zu berücksichtigen, dessen Einfluß, so winzig klein er bei der ersten Betrachtung auch zu sein scheint, bei genauerer Überlegung sich doch wahrscheinlich nicht so ganz unwesentlich zeigt. Durch den Wasserdruck, welcher die Teilchen des Bodens allseitig umgibt, erleiden diese eine (rechnerisch sehr kleine) Volumenverminderung, die bei ihrer Entstehung hinreicht, die gegenseitige feste Berührung der Körperchen zu lockern und die Reibung zu vermindern, bei ihrem Verschwinden (Sinken des Wasserdruckes) eine Vergrößerung des Erddruckes als Widerstand gegen die Ausdehnung zurückläßt. Diese Überlegung ist von der Härte des Bodenstoffes (Elastizitätsziffer der einzelnen Körner) unabhängig, da jeder Stoff, welcher sich unter irgend einem Druck befindet, beim Nachlassen des Druckes doch dieselbe Gegenkraft ausübt, wenn er in einer dem Druck entsprechenden Formänderung in anderer Weise festgehalten wird; die Größe der verbleibenden Erddruckerhöhung wird indessen wohl von dem Verhältnis der Elastizität des Erdstoffes und der Begrenzung abhängen.

### Betongründungen mit Verwendung von Spundwänden.

Die Vereinigung von Wasser- und Erddruck wird wohl bei allen Bauten im und am Wasser die Regel bilden. Es soll daher im folgenden als Beispiel die Wirkungsweise einer Spundwand bei einer Betongründung näher behandelt werden.

Unmittelbar nach dem Schlagen der Spundwand wirkt im oberen Teile beiderseits allein der Wasserdruck (wenn das Wasser über dem Boden steht). Im unteren Teile herrscht ein Druck, welcher nach den obigen Ausführungen mindestens gleich dem natürlichen Erddruck  $\gamma_{(e)} \lambda_{(n)} h_{(b)}$  ( $\lambda = 1$ ) ist, vermehrt um den Wasserdruck  $\gamma \cdot h_w$  und vermindert um den Wert  $\gamma \cdot \varepsilon \lambda_{(n)} h_b$  (siehe Abb. 8a):

$$= \gamma_{(e)} \lambda_{(n)} h_{(b)} + \gamma (h_w - \varepsilon \lambda_{(n)} h_b) \text{ } ^6).$$

Baggert man nun auf der einen Seite den Boden bis zur Gründungstiefe des Betons fort, so wird sich auf dieser Seite bis zur Tiefe der Baggerung der Druck auf den reinen Wasserdruck ermäßigen. Infolge dieser einseitigen Druckverringering wird sich die Spundwand so lange bewegen oder durchbiegen müssen, bis sich das Gleichgewicht durch Vermehrung des Erddruckes auf der gleichen Seite unterhalb der neuen Sohle und durch Verminderung des Erddruckes auf der gegenüberliegenden Seite wiederhergestellt hat. Die Anbringung einer Aussteifung bei  $M$  (siehe Abb. 8a) ändert nur die Größe der Durchbiegung und der Druckänderung, nicht aber die Wirkungsweise. Als weitere Bedingung für die Größe des Erddruckes unter dem Einflusse des Wasserdruckes kennen wir die Grenzwerte, welche er nicht unter- und überschreiten kann (ohne daß eine Zerstörung des Bauwerkes eintritt). Der Höchstwert beträgt nach den obigen Ausführungen an jeder Stelle etwa  $= \gamma'_{(e)} \lambda_{(p)} \cdot h_{(b)} + \gamma \cdot h_{(w)} - \gamma \varepsilon \lambda_{(p)} h_{(b)}$ , der niedrigste Wert entsprechend

$$= \gamma_{(e)} \lambda_{(a)} h_{(b)} + \gamma h_{(w)} - \gamma \varepsilon \lambda_{(a)} h_{(b)}.$$

---

6) Man gelangt zu demselben Ergebnis, wenn man das Wasser über dem Boden als Auflast annimmt und das Einheitsgewicht des wasserdurchtränkten Bodens  $\gamma'_{(e)} = \gamma_{(e)} + (1 - \varepsilon) \gamma$  in die Rechnung einsetzt, ohne im unteren Teile den Wasserdruck im Boden besonders zu berücksichtigen.

Die Linien der Grenzwerte sind in Abb. 8a und 8c mit „passiv“ und „aktiv“ bezeichnet.

Im übrigen ist in den Abb. 8a und 8b der Fall der Behandlung zugrunde gelegt, bei dem während der Betonschüttung innerhalb der Spundwand ein von dem wechselnden Außenwasser verschiedener mittlerer Wasserstand gehalten wird, ein Fall, der im Tidegebiet zuweilen vorkommen kann, wenn es darauf ankommt, sehr schlickhaltiges Wasser während der Betonschüttung von der Baugrube abzuhalten. Bei höherem Außenwasserstand (Abb. 8a) wirkt von außen (links) ein Druck, der sich infolge der Biegung der Wand der unteren Grenze des vereinigten Erd- und Wasserdruckes nähern bzw. sie auf dem größten Teil der Länge erreichen wird (der aktive Erd-Wasserdruck). Von inwendig (rechts) wirkt im Boden ein Erdwiderstand, der unter der Erdoberfläche anfangs den Höchstwert (den passiven Erd-Wasserdruck) erreichen muß; in größerer Tiefe wird er bei genügender Rammtiefe ( $B C$ ) kleiner als der Höchstwert, aber größer als der Wert des aktiven Druckes sein. In Abb. 8b ist nach Abzug des einseitigen Wasserdruckes der verbleibende Druck schematisch dargestellt. Die Rechnung wird durch die Einführung des Einflusses des Wasserdruckes keineswegs erschwert, verliert auch nicht ihren Charakter als Näherungsrechnung. Oberhalb des Erdbodens wirkt links bis  $N$  der Wasserüberdruck und rechts in  $M$  der Gegendruck  $Q$  der Steife. Auch die Werte  $e$  und  $b$  sind bekannt  $= \gamma_{(e)} \lambda_{(a)} H_{(b)} + \gamma H_{(w)} - \gamma \varepsilon \lambda_{(a)} H_{(b)}$  bzw.  $= \gamma_{(e)} \lambda_{(p)} H_{(i b)} + \gamma \cdot H_{(i w)} - \gamma \cdot \varepsilon \lambda_{(p)} H_{(i b)}$ ; hierin würde für einen Böschungswinkel von 20 bis 30°  $\lambda_{(a)}$  nach Tabelle I beispielsweise etwa 0,5 bis 0,3,  $\lambda_{(p)}$  etwa 2 bis 3 betragen. Danach kann man bei gegebener Rammtiefe  $B C$  aus den beiden Bedingungsgleichungen ( $\Sigma$  Kräfte = 0 und  $\Sigma$  Momente = 0) die beiden Unbekannten, den Steifendruck  $Q$  und den spezifischen Erdwiderstand  $f$  leicht ermitteln, oder man kann umgekehrt aus dem gewünschten Sicherheitsgrad  $n$  (nach der Tabelle II ist beispielsweise für einen Sicherheitsgrad von  $n = 1,5$ ,  $f = 0,43 \lambda_{(p)} H_{(i b)}$  und die Schwerpunkstiefe der Druckfläche =  $0,6 H_{(i b)}$ ) die erforderliche Rammtiefe  $C$  bestimmen. Bei der Wahl des Sicherheitsgrades ist in diesem Falle

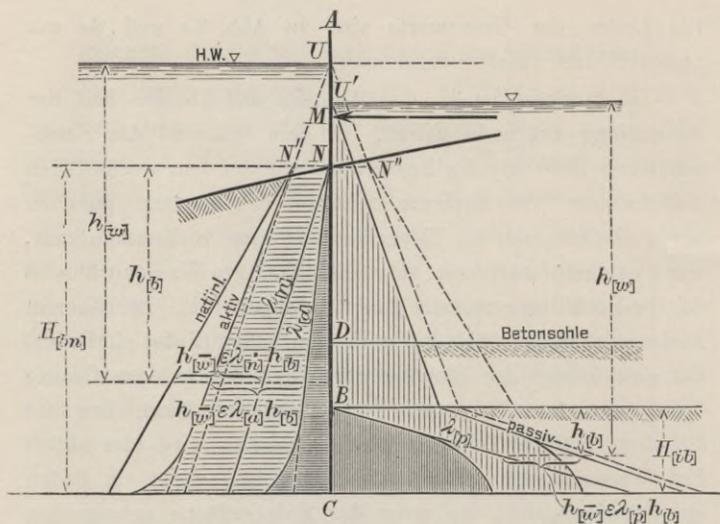


Abb. 8a.

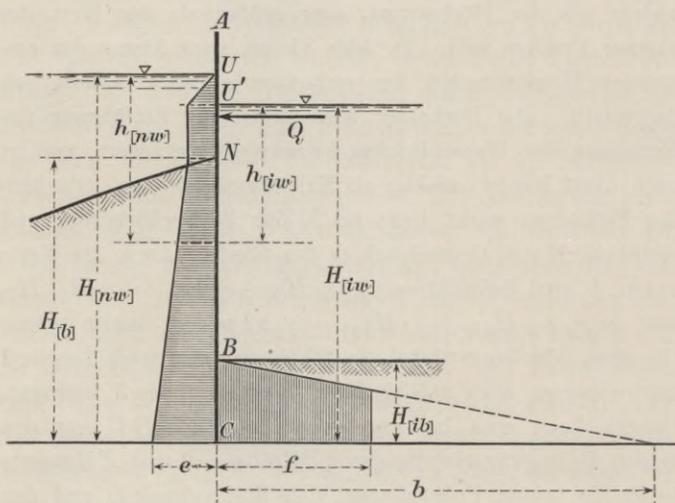


Abb. 8b.

zu bedenken, daß der betrachtete ungünstige Zustand nur ganz kurze Zeit bis zur Einbringung der Betonschüttung dauert.

Abb. 8c gibt eine Darstellung der Druckverteilung bei inwendigem Überdruck und Abb. 8d zeigt das zugehörige End-



oder ohne Berücksichtigung der Einspannungsmomente an den Steifen) erfolgen. Meinungsverschiedenheiten von grundlegender Bedeutung werden hierüber kaum auftreten.

#### Berechnung der Stärke der Betonschicht.

Weniger Übereinstimmung herrscht bisher bei der Berechnung der Stärke der Betonschicht; und doch dürfte hier gar keine so große Unsicherheit in den Belastungsannahmen vorhanden sein. Bevor der Beton geschüttet wird, ist der Druck an der Sohle der Baugrube gleich der Druckhöhe des Innenwassers  $= \gamma \cdot H_{(w i)}$  und es wird, wenn dieser Druck größer oder kleiner als der Grundwasserdruck ist, eine Wasserbewegung in den Boden oder aus dem Boden heraus stattfinden. Da der Grundwasserdruck in der Nähe größerer Gewässer ohne plötzliche Gefällstufen sich meist mit dem Wasserspiegel dieser Gewässer ausgleicht, so findet eine Grundwasserbewegung von dem Wasser mit hohem Wasserspiegel nach dem des niedrigeren Wasserspiegels statt und dementsprechend ein Druckgefälle im Untergrund. Durch die Betonschüttung wird nun zweierlei an dem Zustande geändert.

Einmal wird die Auflast um das Gewicht des Betons vergrößert und um das Gewicht des verdrängten Wassers verringert, nimmt also bei einer Betondicke  $= x$  um  $(\gamma_{(b)} - 1)x$  zu. Sodann dichtet der Beton den Bodenstoff nach oben hin mehr oder weniger gut ab und schafft damit einen Sprung in dem Druckgefälle des Grundwassers unter dem Beton. Dadurch nähert sich der Wasserdruck unter dem Beton dem des Außenwassers. Da es der Zweck der Betonschüttung ist, die Baugrube gegen das Wasser abzudichten, so muß man doch annehmen, daß er diesen Zweck auch wenigstens zum größeren Teile erfüllt. Bei der Entleerung der Baugrube wird dann infolge der geringfügigen Durchbiegung des Betons nach oben der Erdwiderstand heruntergehen und auf dem größten Teile der Breite seinen Kleinstwert, d. i. bei wagerechter Oberfläche  $= 0$ , annehmen. Der Wasserdruck wird aber nicht heruntergehen, es sei denn,

daß durch sehr große Undichtigkeiten im Beton eine starke Grundwasserbewegung hervorgerufen und dadurch ein größeres Druckgefälle im Grundwasser bedingt wird. So große Undichtigkeiten sind aber, da sie der Absicht widersprechen welche mit der Betonschüttung verfolgt wird, sehr unwahrscheinlich; man muß bedenken, daß die Undichtigkeiten, welche den Druck unter dem Beton beispielsweise um 1 bis 2 m heruntersetzen sollen, die gleiche Wasserförderung erfordern würden, mit der man den Wasserspiegel in der Baugrube um das gleiche Maß (1 bis 2 m) senken könnte, wenn die Betonsohle nicht vorhanden wäre. Außerdem setzen größere Undichtigkeiten den Wasserdruck des Untergrundes nur in ihrer unmittelbaren Nähe herunter, nicht aber unter der ganzen Betonsohle.

Wir müssen also als wahrscheinlichste Größe des Wasserdruckes unter dem Beton die Druckhöhe des Grundwassers bzw. des Außenwassers annehmen  $= \gamma (h + x)$  (siehe Abb. 9 Seite 37).

Diesem Wasserdrucke wirkt der Beton in dreifacher Weise entgegen.

Zuerst, wie ohne weiteres ersichtlich, durch sein Gewicht  $\gamma_{(b)} x$  auf die Flächeneinheit (wenn  $\gamma_{(b)}$  sein Einheitsgewicht ist). Das Gewicht würde dem Wasserdrucke das Gleichgewicht halten, wenn die Stärke  $x$  so bemessen würde, daß  $\gamma_{(b)} x = \gamma (h + x)$  ist, oder  $x = \frac{\gamma}{\gamma_{(b)} - \gamma} h$ , d. h. es würde bei einem Einheitsgewicht des Betons  $= 2$  oder  $2,3$  die Betonstärke  $= h$  oder  $= 0,77 h$  sein. Wenn tatsächlich vorgeschlagen ist, in dieser Weise die Stärke des Betons zu berechnen, so kann ein solcher Vorschlag bei einigermaßen großen Gründungstiefen natürlich nicht ernst genommen werden, da es keinem Praktiker einfallen wird, Betonstärken gleich  $\frac{3}{4}$  (bis zur vollen) Tiefe der Betonoberkante anzuwenden.

Man hat sich zu helfen gesucht, indem man die Annahme machte, daß der Wasserdruck (infolge von Undichtigkeiten, Anhaften von Bodenteilchen am Beton usw.) auf das  $\mu$ fache heruntergesetzt sei, so daß die Formel lauten

würde  $\gamma_{(b)} x = \mu \gamma (h - x)$  oder  $x = \frac{\mu \gamma}{\gamma_{(b)} - \mu \gamma} h$ ; es ergibt sich daraus

	für $\gamma_{(b)} = 2$		2,3
und $\mu = 1$	$x = 1$	$h$	0,77 $h$
„ = 0,9	„ = 0,82	„	0,64 „
„ = 0,8	„ = 0,67	„	0,54 „
„ = 0,7	„ = 0,54	„	0,44 „
„ = 0,6	„ = 0,43	„	0,35 „
„ = 0,5	„ = 0,33	„	0,28 „
„ = 0,4	„ = 0,25	„	0,21 „

man müßte also, um brauchbare Werte für die Betonstärke zu erhalten, eine so starke Heruntersetzung des Wasserdruckes unter dem Beton annehmen, wie sie nach den oben gegebenen Ausführungen vollkommen ausgeschlossen ist. Es ist aber nicht nötig, die Betonstärke allein nach seinem Gewicht zu bemessen, da das Gewicht nicht die einzige Gegenkraft ist, mit welcher der Beton dem Wasserdruck entgegenwirkt.

Eine weitere Kraft wird durch den Biegungswiderstand des als Balken wirkenden Betonklotzes verursacht. Die Betonplatte ist durch Reibung an den Spundwänden festgehalten und am Auftreiben gehindert; sie wird sich zwischen den Spundwänden dem Drucke nachgebend nach oben durchbiegen und in ihrer Mitte eine größere Spannung  $\sigma$  aufweisen. Wenn auch der unter Wasser geschüttete Beton im allgemeinen nicht so gut und fest ist, so wird man ihm doch im Mittel eine Zugkraft von 1 bis 2 kg/qcm (10 bis 20 t/qm) für kurze Zeit zutrauen dürfen. Vermöge dieser Zugspannung  $\sigma$  wird er dann imstande sein, einem gleichmäßigen Druck  $p = \frac{8 W_{(b)} \sigma}{l^2}$  Widerstand zu leisten, wenn  $l$  die (Länge des Balkens =) Breite der Betonplatte und  $W_{(b)}$  ihr Widerstandsmoment für die Längeneinheit  $= \frac{x^2}{6}$  ist. Wenn dadurch das Gleichgewicht erzielt werden soll, so müßte nach dem vorigen Absatz  $\frac{8x^2\sigma}{6l^2} = \gamma h - (\gamma_{(b)} - \gamma) x$  sein. Der Biegungswiderstand des Betonbalkens ist wegen seines großen Trägheitsmomentes gar nicht

unwesentlich; er würde aber bei den meist angewendeten Betonstärken noch nicht ausreichen, dem vollen Wasserdruck Widerstand zu leisten. Wenn nun die (allgemein angewendeten und) in den meisten Fällen nach der Erfahrung ohne weitere Überlegung roh gegriffenen Betonstärken trotzdem dem Wasserdrucke Widerstand geleistet haben, so liegt es darin, daß gerade die größte Gegenkraft, nämlich die, welche durch die stemmende Wirkung des Erddruckes erzeugt wird, bisher ganz außer acht gelassen ist.

Diese stemmende Wirkung des Erd-Wasserdruckes erzeugt nämlich eine Gegenkraft, welche schon für sich ganz allein den Wasserdruck aufnehmen könnte. Bei der Biegung des Betonbalkens erfahren bekanntlich die oberen gezogenen Betonschichten eine Verlängerung. Der Beton wird daher im Punkte *D* gegen die Spundwand drücken und als Sprengwerk oder scheinrecht Gewölbe wirken. Der von der Spundwand auf die Erde ausgeübte Druck wird sich im Punkt *D* und in dessen nächster Umgebung erhöhen und darf im ungünstigsten Falle bis zum Höchstwert des passiven Erd- und Wasserdruckes steigen<sup>7)</sup>. Ob bei einer solchen Durchbiegung des Betons, welche für die Haltbarkeit des Betonklotzes den vergrößerten passiven Erdwiderstand ausnutzen muß, die Dehnung der obersten Schichten noch innerhalb der zulässigen Grenze bleibt, oder ob im oberen Teil ein Riß entsteht, läßt sich nicht feststellen, da die Elastizität des Bodens nicht genügend bekannt ist. Ein Riß wird nur dann mit Sicherheit vermieden, wenn die größte Zugspannung im Beton = 0 (oder wenigstens angenähert = 0) ist, und das ist der Fall, wenn die Drucklinie (möglichst) im Kern des Querschnittes

---

7) Da das ganze Erddreieck gehoben werden muß beim etwaigen Ausweichen, so kann der spezifische Erdwiderstand noch größere Werte annehmen, ehe eine Verschiebung eintritt. Hierin liegt eine weitere Sicherheit der Rechnung. Es ist aber andererseits zu bedenken, daß durch den Wasserdruck unter dem Beton eine starke Kraft nach oben ausgeübt wird. Diese Kraft wird in erster Linie durch die Reibung des im Boden steckenden Teiles *BC* der Spundwand aufgenommen. Falls dieser Teil aber nicht ausreichen sollte, dann wird noch der Teil *BN* mit herangezogen. Durch die schräge Richtung des Druckes der Spundwand wird dann aber der Erddruck verkleinert, so daß eine gewisse Sicherheit in anderer Weise am Platze ist.

bleibt. In diesem Falle wird aber die oberste Betonschicht im ganzen überhaupt keine Dehnung erfahren, sondern der Betonklotz wird zusammengedrückt. Infolgedessen wird daher auch an der Außenseite der Spundwand (nicht der passive, sondern) der aktive Erd- und Wasserdruck zur Geltung kommen, und von diesem wird nur der Teil von (den Steifen und) dem Beton aufzunehmen sein, der nicht schon vor der Betonschüttung durch den Gegendruck der obersten Steife und den Erdwiderstand unter dem Beton ausgeglichen war (vorhergehender Bauzustand), das ist die Druckhöhe des inneren Wasserspiegels. Die auf den Beton entfallende Breite des in Betracht kommenden Wasserdruckdreiecks  $d$  kann aus der Verteilung der Steifen geschätzt werden und möge sich zu  $(1 + \zeta) x$  ergeben; der Schwerpunkt der betreffenden Druckfläche möge nach den obigen Voraussetzungen in der Höhe des oberen Drittelpunktes liegen. Dann beträgt der Seitendruck auf den Beton rd.  $\gamma \cdot \left(h + \frac{x}{3}\right) (1 + \zeta) x$ , und das Moment in bezug auf den unteren Drittelpunkt =  $\mathfrak{M}_2$

$$\gamma \cdot \left(h + \frac{x}{3}\right) (1 + \zeta) \frac{x^2}{3} \quad (\text{siehe Abb. 9b}).$$

Setzen wir dieses Moment zusammen mit dem Biegemoment infolge der senkrechten Belastung (von unten) durch den Wasser- und Betondruck  $[\gamma h - (\gamma_{(b)} - 1) x]$

$$\mathfrak{M}_1 = \frac{[\gamma h - (\gamma_{(b)} - 1) x] l^2}{8}, \quad \text{so müssen beide zusammen}$$

$$= \sigma W_{(b)} = \sigma \frac{x^2}{6} \quad \text{sein, wobei } \sigma = 0 \text{ zu setzen ist oder einen}$$

Wert von 10 bis 20 t/qm nicht überschreiten darf. Aus der Gleichung

$$\text{III} \quad [\gamma h - (\gamma_{(b)} - 1) x] \frac{6 l^2}{8 x^2} - 2\gamma \left(h + \frac{x}{3}\right) (1 + \zeta) = \sigma$$

läßt sich  $x$  errechnen. Die Formel liefert in den meisten Fällen ganz brauchbare Werte für die Betonstärke  $x$ ; und da die Voraussetzungen, unter denen die Formel entwickelt ist, durchaus keine außergewöhnlich günstigen sind, so wird man die so errechneten Betonstärken unbedenklich der Ausführung zugrunde legen können.

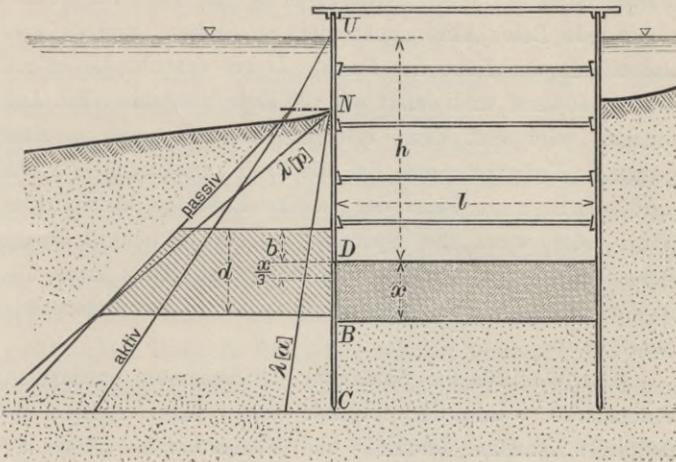


Abb. 9a.

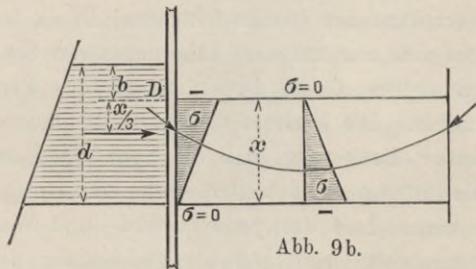


Abb. 9b.

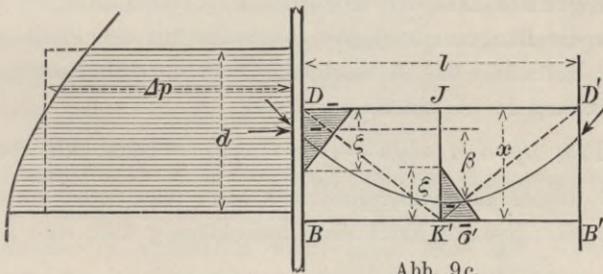


Abb. 9c.

Die erforderliche Sicherheit gegen eine etwaige Zerstörung des Betons liegt in dem Umstande, daß selbst dann, wenn der Beton Risse bekommt, ein Aufbrechen noch nicht erfolgt. Die Drucklinie in dem Beton (siehe Abb. 9c) be-

kommt dann nur einen größeren Stich, die Fuge bei  $J$  öffnet sich, jede Betonhälfte sucht sich zu drehen, und es wird dadurch in der Nähe der Punkte  $D$  ein erhöhter Druck auf die Spundwand und damit auf die Erde ausgeübt. Ein Aufbrechen wird erst dann erfolgen, wenn  $D$  sich so stark gegen die Erde verdrückt, daß die Breite annähernd  $= 2 DK$  wird, d. h. also, wenn der passive Erddruck überschritten wird, oder wenn die Spannung  $\sigma'$  die Bruchgrenze des Betons für Druckbeanspruchung übersteigt. Man kann also im äußersten Falle noch erheblich weiter mit der Betonstärke herabgehen.

Der Weg für die Schätzung der äußersten (geringsten) Betonstärke würde der folgende sein. Man ermittelt die mögliche Zunahme des Erd- und Wasserdruckes (passiv abzüglich aktiv) beim Zurückdrängen durch den Beton für den Angriffspunkt der Kraft in geringer Tiefe unter  $D$  und addiert dazu den (rechts fehlenden) Druck des Innenwassers. Da es sich nur um eine näherungsweise Schätzung handelt, so genügt es, diesen Druck  $\Delta p$  für den Punkt  $D$  selbst zu ermitteln. Die Breite  $d$  dieser Druckvermehrung schätzt man aus der Bedingung, daß die Spundwand selbst das nötige Widerstandsmoment besitzt, diese Last  $\Delta p$  (genau genommen die ganze Last des passiven Erd- und Wasserdruckes) zu tragen, wobei man  $\Delta p$  als gleichmäßig verteilt annimmt. Die gesamte Last der möglichen Druckvermehrung  $= \Delta p \cdot d$  (für die Längeneinheit) gibt zusammen mit der Pfeilhöhe  $\beta$  der Drucklinie das Moment und damit die erste Bedingungsgleichung für  $\beta$  und  $x$ :

$$\text{IVa) } \Delta p \cdot d \cdot \beta = [\gamma h - (\gamma_{(b)} - 1)x] \frac{l^2}{8} \quad (\text{siehe Abb. 9c}).$$

Die zweite Bedingungsgleichung kann man daraus ableiten, daß die gesamte Kraft sich dreieckförmig über eine Breite

$\xi = \frac{2 \Delta p \cdot d}{\sigma'}$  verteilen muß, wenn  $\sigma'$  seinen zulässigen Höchstwert (von vielleicht 200 — 300 t/qm) nicht überschreiten soll. Es ist dann die ganze Stärke  $x = \beta + \frac{2}{3} \cdot \xi$  oder

$$\text{IVb) } x = \beta + \frac{4 \Delta p \cdot d}{3 \sigma'}$$

Man wird aus der Durchführung einer solchen Rechnung mit den Gleichungen IVa und IVb ersehen, daß verhältnismäßig dünne Betonschüttungen unter Umständen schon den verfolgten Zweck (des unteren Abschlusses einer Baugrube auf kurze Zeit) genügend sicher erreichen. Wenn daher eine größere Stärke der Betonschüttung nicht aus anderem Grunde geboten oder zweckmäßig erscheint, so wird man, wenn man damit eine wesentliche Ersparnis erzielen kann, in manchen Fällen ruhig die etwa im Beton auftretenden, später durch Mauerwerk überdeckten und daher nicht mehr gefährlichen Risse in den Kauf nehmen und unter die durch die Gleichung III gegebene Betonstärke heruntergehen können.

#### **Tragkraft der Ramppfähle und Spundwand und ihr Widerstand gegen Herausziehen.**

Die Tragfähigkeit der gerammten Pfähle hängt von zwei Ursachen ab: erstens von der größeren Tragfähigkeit des Bodens unter der Pfahlspitze in größerer Tiefe und zweitens von dem Reibungswiderstande des umgebenden Erdbodens.

Die Vermehrung der Tragfähigkeit des Baugrundes mit zunehmender Tiefe hat für die gerammten Pfähle weniger Bedeutung, da dieser Widerstand nur einen verhältnismäßig kleinen Teil der gesamten Tragkraft des Pfahles ausmacht. Da aber hierin ein Unterschied zwischen der Tragkraft und dem Widerstand gegen Ausziehen der Pfähle liegt, und außerdem über die zulässige Beanspruchung des Baugrundes in größeren Tiefen die Meinungen und Vorschriften auseinander gehen, so soll hier etwas näher auf diesen Punkt eingegangen werden.

Würde man nach der meist üblichen Rechnungsweise die Tragfähigkeit des Baugrundes unabhängig von der Tiefe, in welcher er angetroffen wird, allein nach der Bodenart annehmen, so würde man zu dem sehr unwahrscheinlichen Schlusse gelangen, daß die Sicherheit eines Bauwerkes allgemein mit größerer Gründungstiefe abnehmen wird. Bei wechselnden Bodenschichten sind ja allerdings Fälle denkbar, in denen bei größerer Gründungstiefe weicherer, weniger tragfähiger Boden angetroffen wird. Bei gleichmäßigem

Boden dürfte aber doch wohl der größeren Gründungstiefe eine größere Tragfähigkeit entsprechen. Wir dürfen daher den Bodenwiderstand nicht mit der üblichen Materialfestigkeit gleichsetzen, welche mit der Zerstörung des Zusammenhaftens der einzelnen Teile ihr Ende erreicht; denn ein solches Zusammenhaften findet zwischen den Erdteilen im Boden wenig oder gar nicht statt. Wir müssen vielmehr den Erdboden (soweit er nicht aus festem Gestein besteht) als eine einer Flüssigkeit ähnliche Masse ansehen, deren Teile sich ohne Materialzerstörung gegen einander verschieben lassen, dabei aber zum Unterschied von der Flüssigkeit dieser Verschiebung einen vom Druck abhängigen Reibungswiderstand entgegenzusetzen. Diese Anschauung liegt auch den ganzen oben gegebenen Ausführungen über den aktiven und passiven Erd-  
druck zugrunde.

Denken wir uns nun mal einen Körper (Abb. 10) mit einer durch die Linie  $BC$  dargestellten Endfläche durch irgend eine Kraft in den Boden getrieben, so wird in den Seitenwandungen  $LB$  und  $MC$  Reibung auftreten; von dieser Reibung sei hier abgesehen, da sie weiter unten gesondert behandelt werden soll. Sodann wird der Erdboden sich unterhalb  $BC$  in der Nähe des Körpers je nach der Größe seiner Elastizität zusammendrücken, soweit, wie es der Gesamtkraft  $P$  entspricht. Alsdann würde der Körper zu sinken aufhören, wenn nicht die einzelnen Teilchen des Bodens sich gegen einander verschieben und seitlich ausweichen würden. Das Eindringen des Körpers in den Erdboden bedingt also ein seitliches Verschieben der unter der Körperfläche  $BC$  befindlichen und durch den Körper verdrängten Bodenmasse. Das Eindringen des Körpers und das Seitwärtsdrängen des Bodens wird in der Weise vor sich gehen, daß in irgend einer Linie, z. B.  $BDC$  (der Abb. 10), der Reibungswinkel überschritten wird, und nun an dieser (durch die Linie  $BDC$  dargestellten) Fläche der unterhalb befindliche Boden auf  $DB$  und  $DC$  abgleitend nach den Seiten gedrängt wird, während die innerhalb  $BDC$  befindliche Masse mitgenommen wird und als Keil wirkt. Eine genaue Festlegung dieser irgendwie gekrümmten Gleitfläche ist nicht



Der Wert  $\frac{\operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varrho}{2}\right)}{\operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varrho}{2}\right)}$  beträgt für einen Reibungswinkel

von Erde auf Erde	$\varrho = 25^{\circ}$	rd. 2,5
	$30^{\circ}$	„ 3,0
	$35^{\circ}$	„ 3,7
	$40^{\circ}$	„ 4,6.

Über die Größe des seitlichen Erdwiderstandes wird man verschiedener Ansicht sein können. Eins ist aber nach den im Anfang gegebenen Erklärungen des Erddruckes jedenfalls ganz ohne Frage, daß er nämlich mindestens gleich und sehr wahrscheinlich noch erheblich größer als der natürliche Erddruck  $e \geq \gamma_{(e)} h$  ist. Inwieweit er sich dem passiven Erddruck  $= \gamma_e \lambda_{(p)} h$  nähert oder vielleicht noch darüber hinausgeht, darüber wird man wohl schwerlich etwas Sicheres in Erfahrung bringen können. Immerhin gibt auch der niedrigste Wert  $e = \gamma_{(e)} h$  bei einem Einheitsgewichte der Erde  $\gamma_{(e)} = 1,8$  und einen natürlichen Böschungswinkel von  $\varrho = 35 - 40^{\circ}$  einen Zuwachs der Tragfähigkeit des Baugrundes nach der Tiefe von 0,65 bis 0,80 kg/qcm für jedes Meter Tiefe. Danach dürfte es gerechtfertigt sein, unter gleichen Bodenverhältnissen bei größerer Gründungstiefe entsprechend höhere Beanspruchung des Baugrundes zuzulassen.

Die Tragkraft der Pfähle und in gleicher Weise ihr Widerstand gegen Herausziehen infolge der Reibung läßt sich nach dem bisher Gesagten schnell erledigen. Wenn keine ausbuchtenden Flächen an dem Umfange der Rammpfähle vorhanden sind, dann kann man den Seitendruck mindestens gleich dem natürlichen Erddruck  $= \gamma_{(e)} h$  in jeder Tiefe  $h$  setzen. Auch wenn ausbuchtende Flächen vorhanden sind (die sich beim weiteren Eindringen von der Erdumgebung wieder in ihren oberen Teilen ablösen), wird der mittlere Seitendruck kaum unter den obigen Wert heruntergehen, da von anderen Flächenteilen der Pfahlaußenfläche die Pressung des natürlichen Erddruckes voraussichtlich weit überschritten sein wird. Von diesem leicht zu errechnenden gesamten Seiten-

druck auf die Mantelfläche des Pfahls =  $U$  (Umfang)  $\gamma_{(e)} \frac{h^2}{2}$  (bzw.  $U \gamma_{(e)} \lambda_{(p)} \frac{h^2}{2}$ ) wird nun bei einem Reibungswinkel  $\delta$  eine Kraft  $U \gamma_{(e)} \frac{h^2}{2} \operatorname{tg} \delta$  (bzw.  $U \gamma_{(e)} \lambda_{(p)} \frac{h^2}{2} \operatorname{tg} \delta$ ) in Richtung des Pfahls wirken. Bei einem Reibungswinkel zwischen Erde und Pfahl  $\delta = 0,30$  bis  $0,35^\circ$ ,  $\gamma_e = 1,8 \text{ t/cbm}$ , ( $\lambda_{(p)} = 4$  [s. Tab. I]) ergeben sich danach Kräfte in Richtung des Pfahls

$$\text{für } \delta = 30^\circ \text{ von rd. } 1,1 \quad U \frac{h^2}{2} \left( \text{bzw. } 4 U \frac{h^2}{2} \right)$$

$$\text{für } \delta = 35^\circ \text{ von rd. } 1,25 \quad U \frac{h^2}{2} \left( \text{bzw. } 5 U \frac{h^2}{2} \right).$$

Das sind Kräfte, wie sie auch in Wirklichkeit auftreten. Diese Schätzung der Kräfte hat selbstverständlich nur Zweck für die erste überschlägige Berechnung beim Entwurfe, solange man keine besseren Unterlagen hat. Bei der Ausführung selbst wird man sich die Tragfähigkeit der Pfähle (und ebenfalls nach Abzug eines auf die Pfahlspitze entfallenden Teiles der Tragkraft den Widerstand gegen Herausziehen) genauer aus den Ergebnissen der Rammung ableiten, da in dem Rammwiderstande sich die Wirkung der nicht bekannten Eigenschaften der verschiedenen angetroffenen Bodenarten offenbart. Hat man einen solchen Anhalt nicht, dann kann man die Tragfähigkeit des gerammten Pfahles, um die Ergebnisse nochmal zusammenzufassen, gleichsetzen

$$P = \left\{ \begin{array}{l} \overbrace{\operatorname{tg} \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varrho}{2} \right)}^{\text{I}} \gamma_{(e)} h + \overbrace{U \gamma_{(e)} \frac{h^2}{2} \operatorname{tg} \delta}^{\text{II}} \end{array} \right. \text{ (event. } \lambda_p \text{),}$$

wenn  $f$  der Pfahlquerschnitt,  $U$  sein Umfang,  $\varrho$  der Reibungswinkel zwischen Erde und Erde,  $\delta$  derjenige zwischen Erde und Wandung ist.

Der Wert II für sich allein gibt uns den Widerstand des gerammten Pfahles gegen Ausziehen.

Die gleiche Formel ist auch auf andere Fälle anwendbar, in denen der Erdwiderstand und die Reibung die gleiche

Rolle spielen, nur muß man sich in jedem einzelnen Falle darüber Klarheit verschaffen, welcher Erddruck (aktiver, natürlicher oder passiver) nach der Art der Herstellung des Bauwerkes der wahrscheinlichste ist.

Bei Brunnengründungen beispielsweise wird der Widerstand, den die untere Querschnittsfläche im Boden findet, in gleicher Weise mit der Tiefe zunehmen und kann nach dem Teil I der Formel geschätzt werden, in günstigen Fällen sogar unter Benutzung eines (in der Tabelle I gegebenen) Wertes von  $\lambda_{(p)}$  (größer als 1).

Bei der Berechnung des Reibungswiderstandes darf aber der Wert  $\lambda_{(p)}$  nicht benutzt werden, da bei dem Absenken des Brunnens ein Zusammenpressen des seitlichen Bodens über das ursprüngliche (natürliche) Maß nicht stattfindet. Im Gegenteil dazu wird sogar bei der für ein leichtes Absenken meist gewählten Vergrößerung des äußeren Umfangs des Brunnenkranzes (gegenüber dem Brunnen) und infolge des stellenweisen Lösens der Erde unter den Schneiden ein Nachgeben des Druckes eintreten, so daß wir hier nur mit dem aktiven Erddruck zu rechnen haben und zwar nicht, wie sonst, mit dem größten, sondern mit dem kleinsten wahrscheinlichen aktiven Erddruck. Die Formel würde also lauten:

$$P = f \underbrace{\frac{\operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varrho}{2}\right)}{\operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varrho}{2}\right)}}_{\text{I}} \gamma_{(e)} h \left(\text{event. } \lambda_{(p)}\right) + \underbrace{U \gamma_{(e)} \frac{h^2}{2} \lambda_{(a)} \operatorname{tg} \delta}_{\text{II}}$$

Von besonderer Wichtigkeit ist das Haften der eingerammten Bauteile im Boden bei Beton Gründungen zwischen Spundwänden unter dem Wasserspiegel. Bei der Ausführung dieser Gründungsart ist der gesamte Auftrieb des leeren Raumes der Baugrube einschl. Spundwand und Betonkörper oft derartig groß, daß die Haltbarkeit der Bauanordnung sich nur dadurch erklären läßt, daß die Reibung des Erddruckes fast vollkommen ausgenutzt wird. Maßgebend für die Wahl der Größe des Erddruckes (akt., nat., pass.) ist wieder die Art der Herstellung der Bauteile bis zu dem Zustande, für

den die Berechnung gelten soll. In den meisten Fällen wird schon die vorhergehende Berechnung der Spundwand Aufschluß über die Art des Erddruckes geben. Hier möge in dieser Beziehung auf die Abb. 8a zurückgegriffen werden welche den Zustand darstellt, während dessen der Beton geschüttet wird. Von außen ist vorwiegend nur aktiver Erd- (und Wasser-)druck wirksam. Rechts unterhalb der Sohle wirkt passiver Erdwiderstand. An diesem Zustande wird in den Grundzügen auch nichts geändert, wenn die Baugrube leergepumpt wird, da die Spundwand und die Steifen dem Drucke etwas nachgeben müssen. Für die Berechnung müssen wir den ungünstigsten Zustand zu Grunde legen, welcher vorhanden ist, wenn der Beton als Balken (oder Platte) wirkt und keinen Stemmdruck auf die Spundwand und die Erde dahinter ausübt. Wir müssen dabei bedenken, daß der Wasserdruck keine Reibung ausübt, und mit dieser Einschränkung können wir nach Abzug des Wasserdruckes die in Abb. 8a gegebene Druckverteilung zur Berechnung benutzen. Der Widerstand gegen Hochtreiben ergibt sich dann für die Längeneinheit zu

$$P_{(w)} \text{ rd} = (\gamma_{(e)} - \varepsilon\gamma) \lambda_{(a)} \frac{H_{(bn)}^2}{2} \text{tg } \delta + (\gamma_{(e)} - \varepsilon\gamma) \cdot \frac{1}{n} \lambda_{(p)} \frac{H_{(bi)}^2}{2} \text{tg } \delta$$

wenn  $H_{(bn)}$  und  $H_{(bi)}$  die äußere und innere Bodentiefe der Spundwandspitze und  $n$  der errechnete (oder verwandte) Sicherheitsgrad ist. Dieser Widerstand muß auf der ganzen Länge der Spundwand jedenfalls größer als der gesamte Auftrieb des Bauwerks sein. Wenn das nicht der Fall ist, dann muß man entweder die Rammtiefe  $BC$  größer wählen oder man muß die Spundwand um den Überschuß des Auftriebes über das Eigengewicht der Baustoffe und die Haltekraft der Spundwand (zur Sicherheit natürlich mehr) belasten.

#### **Durchrechnung einer in Bockbauweise ausgeführten Kaieinfassung aus Eisenbeton.**

Zum Schluß sei noch die rechnerische Behandlung einer ausgeführten Uferwand mitgeteilt, um daran zu zeigen, daß auch verwickelte Anordnungen der Näherungsrechnung zugänglich sind; zugleich wird daraus hervorgehen, daß die

größte Schwierigkeit der rechnerischen Untersuchung weniger in dem Rechnungsverfahren als in der richtigen Annahme des elastischen Verhaltens der verschiedenen Bodenarten liegt. Das Bauwerk ist deshalb von besonderem Interesse, weil nach der Hinterfüllung sich an einzelnen Stellen Risse gezeigt haben, die darauf schließen lassen, daß hier die Bruchspannungen überschritten sind, und dadurch ein Vergleich mit den Rechnungsergebnissen möglich ist.

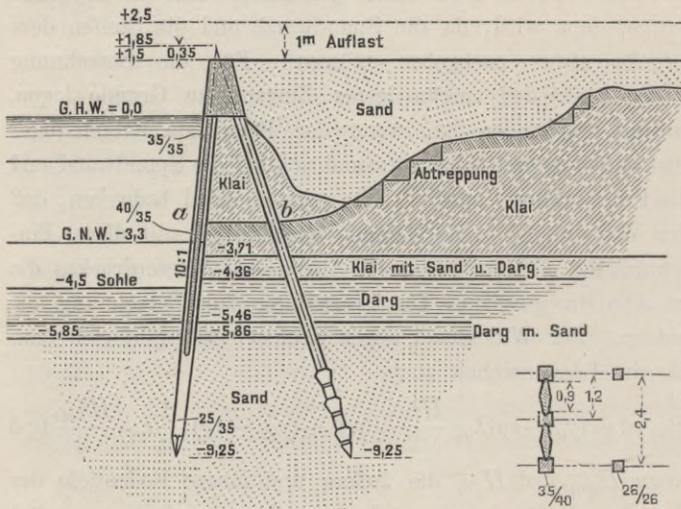


Abb. 11 a.

Abb. 11 b. Schnitt ab.

Das Bauwerk ist in der Abb. 11 dargestellt. Es ist eine Kaieinfassung in einem kleinen Tidehafen, die in ihrer Bauart der bekannten Ruhrorter Hafeneinfassung sehr ähnlich ist, aber größere Abmessungen hat. Zwischen schweren Eisenbetonpfählen, die 3,4 m tief in den tragfähigen Sand reichen, ist jedesmal eine 90 cm breite Spundtafel aus Eisenbeton 2 m tief unter Hafensohle und etwa 65 cm tief in den Sand eingerammt. Beide sind dann oben ebenso wie in Ruhrort mit einem schweren Holm biegeugsfest verbunden. Hinter jedem zweiten Bohlwerkpfahl steht ein ebenfalls biegeugsfest mit dem Holm verbundener Ankerpfahl. Die Bohlwerkpfähle haben eine 10fache Anlage, die Ankerpfähle

sind 1:3 geneigt. Die übrigen Abmessungen gehen aus der Abb. 11 hervor. Der Boden bestand in seinen oberen Schichten von 3,5 m unter Hochwasser abwärts aus weichem Klei, Darg (breitstengeligen Torf) und ging dann in Sand mit Dargbeimengungen über. Erst in einer Tiefe von 5,85 m wurde der reine Sand erreicht. Die Hinterfüllung bestand aus Seesand, der für diesen Zweck besonders von einer Sandbank gebaggert war. Ungünstig für die Belastung des Bohlwerkes durch die Hinterfüllung war es, daß sie auf der weichen (künstlich mit Abtreppungen versehenen) Kleischicht aufruhete. Die Schätzung des aktiven Erddruckes ist, so unsicher sie auch sein mag, aber doch nicht das Schwierigste. Genau ermitteln kann man den Einfluß der Klei- und Darg-schicht durch Rechnung überhaupt nicht; da es sich indessen hier um ein ausgeführtes Bauwerk handelt, das als Beispiel nachgeprüft wird, so soll der aktive Erddruck absichtlich nicht zu ungünstig mit  $0,25 \gamma h$  (im ganzen  $= \gamma \frac{h^2}{8}$ ) eingesetzt werden. Schwieriger ist der Erdwiderstand im Boden zu bestimmen. Wir haben hier den Fall, daß die Pfähle, welche den Erdwiderstand aufnehmen sollen, zur Sicherheit übermäßig tief in den Boden gerammt sind. Infolgedessen wird hier eine gewisse Einspannung möglich sein. Außerdem wird am oberen Ende durch die biegungsfeste Verbindung des Rückhaltpfahles mit dem Holm ein gewisses Moment auf die Spundwand ausgeübt. Die Bockkonstruktion ist also zum mindesten als zweifach statisch unbestimmt anzusehen. Eine genaue einwandfreie Lösung der Aufgabe ist ausgeschlossen, da wir die Elastizität der Bodenarten nicht genügend kennen. Es soll versucht werden, die Aufgabe durch Annäherung zu klären.

Bei Vernachlässigung der oberen und unteren Einspannung ergibt das weiter oben begründete, in Abb. 12 dargestellte Lastschema für diesen Fall bei einem Einheitsgewicht der Erde  $= 1,8 \text{ t/cbm}$  und einer Auflast von 1 m einen wagerechten Auflagerdruck  $A = 5,2 \text{ t}$  ( $R \text{ rd.} = 3 A = 15 \text{ t}$ ) und einen Erdwiderstand  $e_{(p)} = 5,4 \text{ t/qm}$  für 1 m Kailänge. Die in der Wand auftretenden Momente sind in Abb. 12b

skizziert. Ihre Größe beträgt an der Holmunterkante 8,75 tm, höchstens bei — 2,4 unter H.W. = 14,2 tm und an der Hafensohle = 8,7 tm.

(Die in der Abb. eingeklammerten Zahlen geben die Werte für ein Doppelfeld zwischen zwei Rückhaltspfählen von 2,4 m Länge.)

Da der Holm nur durch die Spundwand und durch den Rückhaltpfahl gehalten wird, so wird er sich infolge des Momentes bei + 0 zu drehen suchen und den Rückhaltpfahl mitnehmen, so daß sich der Punkt  $m$  dem Punkte  $M$  nähern müßte. Da aber der Rückhaltpfahl mit seiner Spitze fest in dem gewachsenen Boden steckt, so wird das Maß  $M-m$  (Abb. 12c) das gleiche bleiben; der Erdboden übt eine Gegenkraft  $s$  auf den Rückhaltpfahl aus und erzeugt in dem Rückhaltpfahl ein Moment  $-s \cdot x$  und in der Wand ebenfalls ein Moment  $-sx$ . Die Kraft  $s$  errechnet man aus der Bedingung, daß die Annäherung  $\delta$  von  $m$  gegen  $M$  gleich 0 sein soll. Die Durchbiegung

$$\delta \text{ ist } = \frac{1}{EJ} \int M \cdot x \cdot dx = \frac{1}{EJ} \int f \xi$$

= dem statischen Moment der Momentflächen bezogen auf den Punkt  $M$  (bzw.  $m$ ). In Betracht kommen dabei die in der Abb. 12b und 12c dargestellten inneren Momentflächen (ausschließlich Holm). In runden Zahlen ergibt sich dabei nach der Abbildung (Flächen als Rechteck, Parabel und Dreieck geschätzt)

$$\frac{1}{J_1} \left\{ (21 \cdot 4,5 + 13 \cdot \frac{2}{3} \cdot 4,5) \cdot 4,75 + \frac{21 \cdot 2,5^2}{3} \right. \\ \left. - \frac{s \cdot 7^3}{3} (\text{Einspannung der Wand}) \right\} - \frac{1}{J_2} \frac{s \cdot 7^3}{3} (\text{Rückhaltpfahl}) = 0,$$

wenn  $J_1$  und  $J_2$  die in Betracht kommenden Widerstandsmomente für die Wand und den Rückhaltpfahl sind. Es waren  $J_1$  für eine 2,4 m lange Wandstrecke = 480 000 cm<sup>4</sup>,  $J_2$  für den Rückhaltpfahl = 70 000 cm<sup>4</sup>.

Aus dieser Gleichung ergibt sich ein Erdwiderstand  $s = 0,75$  t und ein Spannungsmoment des Rückhaltpfahls = 5,3 tm.

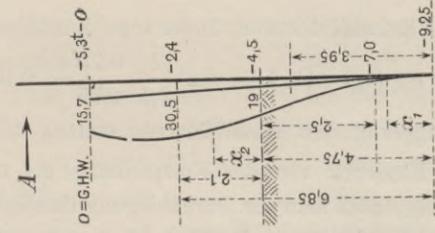


Abb. 12 d.

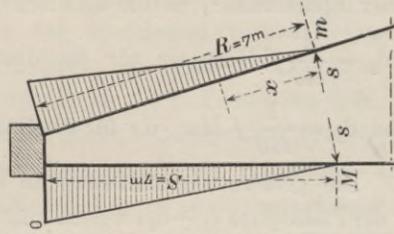


Abb. 12 c.

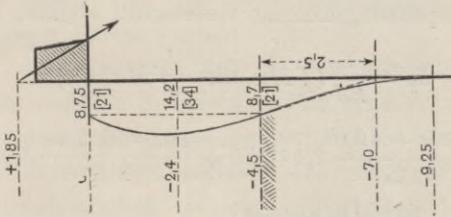


Abb. 12 b.

Abb. 12 a bis 12 d.

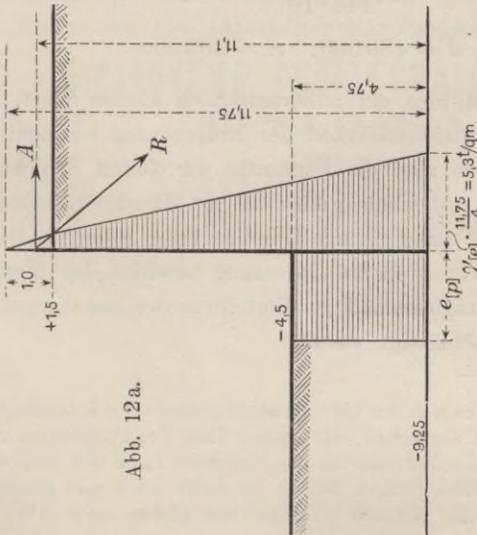


Abb. 12 a.

Durch den Erdwiderstand  $s$  findet eine Entlastung des Erdwiderstandes  $e_{(p)}$  (vgl. Abb. 12a) von  $\frac{1}{2,4} \frac{0,75}{4,75} = 0,07 \text{ t/qm}$  und eine Verringerung des Wandmoments statt.

Um einen Eindruck von der Einspannung am unteren Ende zu gewinnen, muß man die Durchbiegung daselbst noch errechnen. Es ist wieder die Durchbiegung gegen eine im mittleren Teile der Spundwand<sup>9)</sup> an die elastische Linie gelegte Tangente  $\delta_2 = \frac{1}{EJ} \int M x_{(2)} dx$  für die Durchbiegung in der Sohle und  $\delta_1 = \frac{1}{EJ} \int M x_1 \cdot dx$  für die Durchbiegung der Pfahlspitze. Die größere Durchsenkung an der Hafensohle gegenüber der Pfahlspitze  $\delta_1 - \delta_2$ , welche möglicherweise eine ungleichmäßige Verteilung des Erdwiderstandes und damit ein Einspannungsmoment verursachen könnte, beträgt

$$\begin{aligned} \delta_1 - \delta_2 &= \frac{1}{EJ} (\int M x_1 dx - \int M x_2 dx) \\ &= \frac{1}{EJ} \left( \frac{30,5 + 19,0}{2} 2,1 \cdot 4,75 + \frac{19,0 \cdot \text{rd. } 2,5}{2} \cdot 3,95 \right) \\ &= \frac{341 \cdot 10^7 \text{ kg/cm}^2}{144 \cdot 10^9} = \frac{1}{4} \text{ mm.} \quad (\text{vgl. Abb. 12 d}) \\ J &= 480\,000; \quad E = 300\,000. \end{aligned}$$

Es ist also ein außerordentlich kleiner Wert, der eine geringe Ungleichmäßigkeit der Erdpressung bedingen würde. Da außerdem aber die Elastizität der oberen Schichten (Klei und Darg) erheblich größer ist als die des Sandbodens, so wird durch diese geringe Durchsenkung jedenfalls keine Einspannung von größerer Bedeutung bewirkt; das Moment infolge der ungleichmäßigen Verteilung des Bodengegendruckes kann vernachlässigt werden.

9) Da es sich nur um eine annäherungsweise Schätzung handelt, so ist davon abgesehen, die genaue Lage des Punktes zu ermitteln, in welcher die Tangente an die elastische Linie der ursprünglichen Lage der Wand parallel ist; es ist dafür der Punkt genommen, in dem das größte Moment errechnet war (2,4 m unter HW).

Das Ergebnis unserer Näherungsrechnung ist damit folgendes:

Im Rückhaltpfahl tritt an der oberen Einspannungsstelle am Holm ein Moment = 5,3 tm und eine Zugkraft = rd. 15 t auf. Durch diese Kräfte ist der Rückhaltpfahl (26/26 cm) mit einem  $J = 70\,000\text{ cm}^4$  und vier Eiseneinlagen, von je rd. 6 qcm bis zum äußersten beansprucht. Der Beton muß wahrscheinlich reißen.

In der Spundwand tritt in einem Doppelfelde (von 2,4 m Länge) ein größtes Moment = rd. 30,5 tm (siehe Abb. 12d) in rd. 2,4 m Tiefe unter HW. und eine Druckkraft von rd. 15 t auf. Durch diese Kräfte ist das ganze Doppelfeld der Spundwand mit einem  $J = 480\,000\text{ cm}^4$  und je vier Eiseneinlagen zu je 5 qcm in jedem der beiden Pfähle (von 40/35 cm) bis zur Bruchgrenze überanstrengt. Es liegt die Gefahr vor, daß sowohl der Beton als auch die Eiseneinlagen reißen werden.

Der Umstand, daß bei dem ausgeführten Bauwerk sowohl einzelne Spundwandpfähle etwa 2,2 m unter HW. mit den dazwischen liegenden Spundbohlen gebrochen sind, wobei die Eiseneinlagen gerissen sind, und daß außerdem an der Verbindungsstelle zwischen Rückhaltpfahl und Holm nach dem Aufgraben Risse festgestellt sind, spricht für die Anwendbarkeit der hier angestellten Näherungsrechnung.

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA  
KRAKÓW

---

Buchdruckerei des Waisenhauses in Halle a. d. S.



S. 61



II 31087  
L. inw. ....

Verlag von Wilhelm Ernst

Wilhelmstr.

„Hütte“. Des Ingenieurs Taschenbuch  
erweitert. Mit 4544 Abbildungen. 19

Kdn., Czapskich 4 — 678. 1. XII. 52. 10.000

Band I, II, III in Leder 21,— M., in Leinen 18,— M.  
nur Band I u. II in Leder 15,— M., in Leinen 13,— M.

**Dienstanweisung für die Ortsbaubeamten der Staats-Hochbauverwaltung.**

Neubearbeitet im Königlich preussischen Ministerium der öffentlichen Arbeiten.

Dritte neubearbeitete Auflage 1911.

Erster Band: Text } zusammen in einen Band in Halbfranz  
Zweiter Band: Anhang } geb. 13,— M.  
Ausgabe in zwei Bänden in Halbfranz geb. 14,— M.  
*Die für den dienstlichen Gebrauch erforderlichen Formulare sind vorrätig.*

**Beiträge zur zeichnerischen Massenermittlung, Massenverteilung und Förderkostenbestimmung der Erdarbeiten.**

Von R. Schütz, Dr.-Ing., Dipl.-Ing. u. Regierungsbauführer.

Mit 32 Abb. u. 3 Tafeln. 1908. geh. 2,40 M.

**Untersuchungen über den Seitendruck der Erde auf Fundamentkörper.**

Von H. Engels, Geh. Hofrat, Professor.

Mit 10 Abb. u. 1 Tafel. 1896. geh. 3,— M.

**Untersuchungen über die Wirkung der Strömung auf sandigem Boden unter dem Einfluß von Querbauten.**

Von H. Engels, Geh. Hofrat, Professor. Mit 2 Abb. u. 3 Tafeln. 1904. geh. 3,— M.

**Statische Untersuchungen von Bogen- und Wölb-Tragwerken in Stein, Eisen, Beton oder Eisenbeton.**

Von Dr. R. Schönhöfer, Professor an der Technischen Hochschule Braunschweig. Mit 11 Abbildungen und 2 Tafeln.

Zweite erweiterte Aufl. 1911. geh. 2,60 M.

**Tracierungs-Handbuch für die Ingenieurarbeiten im Felde bei der Projektierung und dem Bau von Eisenbahnen und Wegen (in erster Linie für gebirgisches Gelände, jedoch auch für Flachland).**

Von H. Hanhart und A. Waldner, Ingenieure. Mit vielen Holzschnitten.

Dritte Aufl. 1909. geb. 4,— M.

**Das Veranschlagen von Hochbauten nach der Dienstanweisung für die Ortsbaubeamten der Staatshochbauverwaltung.**

Von Redlich, Kgl. Baurat.

Mit 2 farbigen Tafeln. Dritte vermehrte Aufl. 1911. geb. 2,60 M.

**Theorie und Berechnung der im Eisenbetonbau üblichen elastischen Bogen, Bogenstellungen und mehrstieligen Rahmen.**

Mit Beispielen aus der Praxis von Dr.-Ing. K. W. Schaechterle, Regierungsbaumeister.

Mit 91 Textabbildungen. 1912. geh. 6,— M., geb. 6,80 M.

**Hütte des Bauingenieurs. (Sonderausgabe von Band III „Hütte“ 21. Aufl.)**

Herausgegeben vom Akademischen Verein Hütte E. V.

Umfang rd. 73 Bogen = 1168 Seiten mit 2098 Textabbildungen.

1911. Bibliothek Politechniki Krakowskiej Leder geb. 10,— M.



10000300057