

Anwendungen der Erddrucktheorie bei der Berechnung von Spundwänden und Kaimauern

Von

Baurat Dipl.-Ing. **Hermann G. Schütte**
Hamburg

Mit 46 Textabbildungen (60 Einzelbilder)



Springer-Verlag Berlin Heidelberg GmbH

1940

Sonderausgabe aus „Der Bauingenieur“ Zeitschrift f. d. gesamte Bauwesen
XXI. Jahrgang 1940, Heft 14/16, S. 105—124
Springer-Verlag Berlin Heidelberg GmbH

ISBN 978-3-662-27864-2 ISBN 978-3-662-29365-2 (eBook)
DOI 10.1007/978-3-662-29365-2

ANWENDUNGEN DER ERDRUCKTHEORIE BEI DER BERECHNUNG VON SPUNDWÄNDEN UND KAIMAUERN.

Von Baurat Dipl.-Ing. Hermann G. Schütte, Hamburg.

DK 624.131.53:624.137.4/5

Einleitung und kurzer Inhalt: Die Erddrucktheorie gründet sich auf Annahmen, die der Wirklichkeit nur bedingt entsprechen. Bei Berechnungen ist neben der richtigen Bestimmung der Bodeneigenschaften die Wahl dieser Annahmen von ausschlaggebender Bedeutung und von größerem Gewicht als die Genauigkeit der Rechnungsdurchführung. Es ist daher stets zu bedenken, unter welchen Voraussetzungen und mit welchen Fehlermöglichkeiten die Theorie Geltung beansprucht. Im Hinblick darauf ist im ersten Teil der folgenden Ausführungen das für Spundwandberechnungen Wichtigste aus der Erddrucklehre zusammengestellt und erläutert.

Es zeigt sich, daß die Anwendung der Theorie auf verwickelte Verhältnisse nicht ohne weiteres klar liegt. Es müssen Vereinfachungen vorgenommen, Schätzungen eingeführt, also weitere Annahmen gemacht werden. Die im zweiten Teil an Beispielen entwickelten Berechnungsverfahren gründen sich auf eine ganze Kette von Annahmen. Davon wurde jede einzelne theoretisch so zu begründen versucht, daß sie auch außerhalb einer bestimmten Annahmekette anwendbar ist. Das ganze Berechnungsverfahren bietet nach den allgemeinen Erfahrungen an Hamburger Kaibauten ausreichende Sicherheit. Eine genauere Abstimmung von Erfahrung und Rechnung muß späteren Untersuchungen vorbehalten bleiben.

Teil I. Übersicht über die theoretische Grundlage.

1. Natürlicher Erddruck.

In einem Stoff, zwischen dessen einzelnen Teilchen weder Reibung noch Bindung wirksam ist, herrscht in h m unter der Oberfläche ein Druck von $\gamma \cdot h$ t/m² nach allen Richtungen. Krey¹ nimmt an, daß beim ersten Aufbau der Erdarten nur geringe Schubkräfte entstanden sind und diese durch Erschütterungen, Wärmeschwankungen, eindringendes Wasser usw. so verringert wurden, daß im unbeherrschten Erdkörper horizontaler Lagerung nach allen Seiten $\gamma \cdot h$ t/m² als „natürlicher Erddruck“ herrscht.

Sobald die natürliche Lagerung gestört wird, werden im Boden Schubkräfte wirksam. Diese zu erfassen, strebt die Erddruckstatik. Bei ihrer Anwendung sollten die genannten, die Schubkraft mindernden Einflüsse nicht vergessen werden; denn in ihnen liegt eine dauernde Neigung des Bodens begründet, angreifenden Druck auf Bauwerke mit der Zeit zu steigern, widerstehenden Druck zu mindern und beide dem natürlichen Erddruck zu nähern.

Die Auswirkung dieser Einflüsse ist meist gering und beim Entwurf nicht zu berechnen. Sie stellt immerhin eine „Unsicherheit“ dar, deren Vorhandensein innerhalb des Sicherheitsfaktors n_s zu berücksichtigen ist².

2. Gegenstand der Erddrucktheorie: Grenzwert des Erddrucks.

Der hinter einer Stützwand unmittelbar nach Herstellung des Erdabsatzes vorhandene wirkliche Erddruck läßt sich nicht berechnen. Er ist wahrscheinlich etwa gleich dem natürlichen Erddruck, vermehrt um die Pressungen, die beim Einstampfen der Hinterfüllung oder beim Einrammen der Spundwand usw. entstanden sind.

Dieser anfangs vorhandene Erddruck wird sich sofort vermindern, wenn das Bauwerk etwas nachgibt. Bei weiterem Nachgeben des Bauwerks beginnt ein Teil des Bodens abzurutschen. Dieser

„Grenzzustand des Gleichgewichts“ ist es, den man bei der Erddruckberechnung ins Auge faßt: Es wird die Kraft E berechnet, die vom Bauwerk als Widerstand mindestens aufgebracht werden muß, um dies Abrutschen zu verhindern. Diese Kraft wird als „Grenzwert des (angreifenden) Erddrucks“ mit E_a oder kurz E bezeichnet.

Vermag ein Bauwerk nur eben diesem Mindesterdruk zu standzuhalten und bewirken Einflüsse seine Vergrößerung und Annäherung an den natürlichen Erddruck, so kann sich ein ständig labiler Gleichgewichtszustand einstellen, in dem das Bauwerk immer wieder unter dem über E hinauswachsenden Erddruck nachgibt und dem dadurch auf E verringerten Erddruck immer wieder standhält. So mögen sich kleine über Jahrzehnte sich erstreckende Bewegungen mancher Ufermauern erklären lassen.

3. Unterscheidung von „Reibungsboden“ und „bindigem Boden“.

An dem Bestreben, sich unter dem Einfluß der Schwerkraft wie eine Flüssigkeit auszubreiten, wird der Boden durch zwei Eigenschaften oder Kräfte gehindert, nämlich durch a) Reibung, b) Bindung (Kohäsion, Gleitwiderstand). Danach unterscheidet man „Reibungsböden“ und „bindige“ Böden.

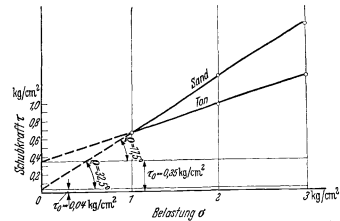


Abb. 1. Bestimmung von Reibungswinkel und Gleitwiderstand aus dem Schubwiderstand bei verschiedener Belastung.

Der Schubwiderstand des Bodens wird in Versuchsanstalten an drei Schubversuchen bei verschiedener Belastung bestimmt. Aus Abb. 1 kann die Coulombsche Gleichung des Schubwiderstandes abgelesen werden:

$$(1) \quad \tau = \tau_0 + \sigma \cdot \mu \quad \text{bzw.} \quad = \tau_0 + \sigma \cdot \operatorname{tg} \varrho.$$

Darin stellt τ_0 den reinen Gleitwiderstand dar. μ heißt „Reibungsziffer“. Aus $\mu = \operatorname{tg} \varrho$ ist der Begriff des „Winkels der inneren Reibung“ ϱ abgeleitet. Der Winkel ϱ ist früher irrtümlich oft mit dem Böschungswinkel φ gleichgesetzt worden. Doch ist die sich einstellende Böschung auch von anderen Einflüssen als der Reibung abhängig.

Im Wirklichen sind auch die in der üblichen Weise ermittelten Werte τ_0 und μ keine reinen Bodenkonstanten, sondern abhängig von den Versuchsbedingungen. Terzaghi³ gibt als Gleichung mit von Versuchsbedingungen unabhängigen Konstanten an: $\tau = \kappa \cdot p_0 + (\sigma - s) \operatorname{tg} \varrho$. Darin sind κ und $\operatorname{tg} \varrho$ Festwerte des Bodens, p_0 ein von der Porenziffer des Bodens im untersuchten Zustand abhängiger, mit „äquivalenter Verdichtungsdruck“ bezeichnet.

³ Terzaghi, K.: Die Coulombsche Gleichung für den Scherwiderstand bindiger Böden. Bautechn. 16 (1938) S. 344.

¹ Krey: Erddruck, Erdwiderstand. 4. Aufl. S. 24. Berlin 1932.

² Vgl. auch Müller: Der Einfluß der mechanischen Verdichtung der Hinterfüllung von Stützkörpern auf ihre Standsicherheit. Bautechn. (1938) S. 115, und Erddruck, neueste Erkenntnisse und Folgerungen. Beton u. Eisen 38 (1939) S. 171.

netter Wert und s der „Standrohdruck“, der den vom Porenwasser übertragenen Teil der Normalspannung ausdrückt.

Die Schwierigkeit der Bestimmung der Konstanten und Veränderlichen macht die Einführung dieser Gleichung in die praktische Berechnung für die Mehrzahl der Ingenieuraufgaben vorerst ungeeignet. Doch ist der durch diese Gleichung versinnbildlichte Zusammenhang zu beachten: Der tatsächliche Gleitwiderstand wird von dem Druck des Porenwassers beeinflusst. Die Anwendung der Coulombschen Gleichung setzt Gleichartigkeit der draußen gegebenen Verhältnisse und der Versuchsbedingungen, d. h. ausgeglichenen Porenwasserdruck ($s = 0$) voraus.

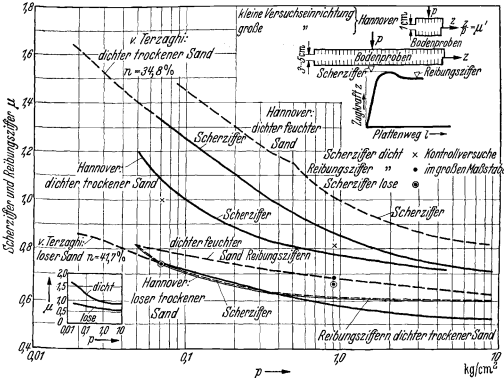


Abb. 2. Verschiedene Ergebnisse von Reibungsversuchen bei Berücksichtigung des Verschiebungsweges und der Belastungshöhe.

4. Die Bodenreibung.

Die Bodenreibung ist eine zusammengesetzte Erscheinung, die in der Angabe eines Reibungswinkels ϱ nicht vollständig ausgedrückt ist. Sie rührt nicht nur von der an den Berührungsflächen der Körner wirksamen Flächenreibung her. Die Gleitung innerhalb der Bodenmasse erfordert eine Strukturänderung, ein Drehen und Kippen der Körner und damit die Überwindung eines Strukturwiderstandes.

Der Schubversuch liefert verschiedene Werte für μ ($= \tan \varrho$) $= Z/P$ (Abb. 2) ⁴ je nach der Größe der Belastung p (kg/cm²) und dem zurückgelegten Plattenweg. Kurz nach Eintritt der Bewegung wird ein Höchstwert (Schersziffer, Scherwinkel) des Widerstandes erreicht, der bei fortgesetzter Bewegung auf einen die eigentliche Reibung kennzeichnenden Kleinstwert (Reibungsziffer, Reibungswinkel) zurückgeht. Durch Erschütterungen werden beide Werte verringert.

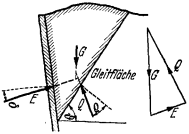


Abb. 3. Bestimmung des Erddrucks nach Coulomb.

Einem Abrutschen (Reibungsziffer) des Bodens entlang einer Gleitlinie wird also eine Auflockerung des Gefüges in der Gleitzone vorausgehen. Wo diese Auflockerung nicht stattfinden kann, z. B. im unteren Bereich eingespannter Spundwände bei verdichtetem Boden, wird daher als Widerstandsziffer die — je nach Art des Bodens mehr oder weniger abweichende — Schersziffer maßgebend sein.

Wo wie üblich mit dem Kleinstwert gerechnet wird, also keine Unterschiede der Reibungsziffer berücksichtigt werden, schließt die Rechnung eine kleine Sicherheit ein.

5. Erddrucktheorie des Reibungsbodens (Coulomb — λ Wert).

Die „klassische“ Theorie von Coulomb beruht auf der Annahme ebener Gleitflächen. Man zerlegt das Bodengewicht G nach

⁴ Streck: Innere Reibung von Sand und Schotter. Mittlg. d. Hannoverschen Hochschulgemeinschaft Heft 15, Abb. 1. Hannover 1933.

Abb. 3 in die bekannte Richtung von Q und die einzuschätzende Richtung von E ; man vernachlässigt dabei, daß sich die drei Kräfte nur in Sonderfällen in einem Punkte schneiden. In Wirklichkeit bilden sich gekrümmte Gleitflächen aus und ergeben einen etwas größeren Erddruck. Doch findet man bei Versuchen ⁵ genügende Übereinstimmung gemessener Erddrucke mit den nach Coulomb ermittelten, um mit letzteren rechnen zu dürfen, wenn ihre Ungenauigkeit (etwa 3—5%) berücksichtigt wird.

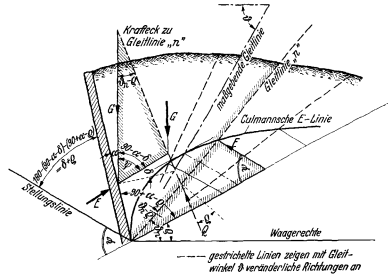


Abb. 4. Culmannsche E-Linie.

Die maßgebende Gleitfläche findet man für beliebig gestaltete Bodenoberfläche mit der Culmannschen Linie (Abb. 4) und für ebene Oberfläche mit Hilfe der Poncelet'schen Konstruktion (Abb. 5). In beiden Fällen wird die Gleitfläche bestimmt, die für die Coulombsche Annahme das größte E liefert. Es ergibt sich das Kuriosum, daß man mittels einer Maxi-

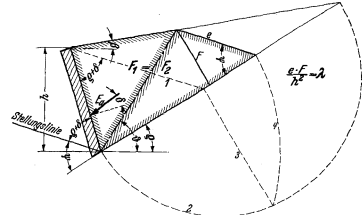


Abb. 5. Lage der maßgebenden Gleitfläche nach Rebhann und Poncelet'sche Konstruktion.

mumafundene das Minimum des Erddrucks bestimmt; denn das gefundene E ist der Mindestwert gemäß Voraussetzung (Ziffer 2).

Der Wert $\lambda = \frac{2E}{\gamma \cdot h^2}$ kann für die wichtigsten Fälle in Zahlentafeln, z. B. denen von Krey nachgeschlagen werden.

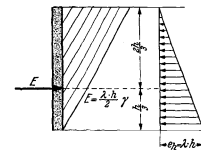


Abb. 6. Verteilung des Erddrucks nach Coulomb.

6. Die Verteilung des Erddrucks.

Nach der Coulombschen Beziehung $e_h = \lambda \cdot \gamma \cdot h$ verteilt sich der Erddruck dreieckförmig wie in Abb. 6 gezeichnet. Durch Versuche von Terzaghi ⁶ ist nachgewiesen, daß die Erddruckverteilung je nach der Art der dem Grenzstand vorausgehenden kleinen Wandverschiebung sehr verschieden ist und etwa so verläuft wie in Abb. 7 angedeutet. O h d e ⁷ wies auf den Zusammenhang zwischen der Form der Gleitfläche und der Erddruckverteilung hin und ge-

⁵ Müller-Breslau: Erddruck auf Stützmauern, 1906, S. 141.

⁶ Terzaghi, K.: Distribution of the lateral pressure of sand on the timbering of cuts. Proceedings of the international conference on soil mechanics and foundation engineering, Vol. I S. Cambridge 1938. S. 211.

⁷ O h d e: Zur Theorie des Erddrucks unter besonderer Berücksichtigung der Erddruckverteilung. Bautechn. 16 (1938) S. 178.

langte zu einer rechnerischen Bestimmung der Erddruckfläche, wie sie für die wichtigsten Grundformen der Wandverschiebung in Abb. 8 wiedergegeben ist.

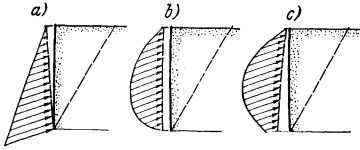


Abb. 7. Wandbewegung und Erddruckverteilung nach Terzaghi.

7. Erddruck unter Kragplatten.

Ruht auf dem Boden hinter einer Stützwand eine gleichmäßig verteilte Auflast, so findet man die Culmannsche E-Linie genau ähnlich und die Lage der maßgebenden Gleitfläche genau gleich der für unbelasteten Boden. Mit den Bezeichnungen der Abb. 9 wäre der Druck des gleichmäßig belasteten Bodens $E_2 = \lambda \cdot \gamma \cdot \frac{1}{2} \cdot (h_2^2 - h_1^2)$, seine Verteilung trapezförmig.

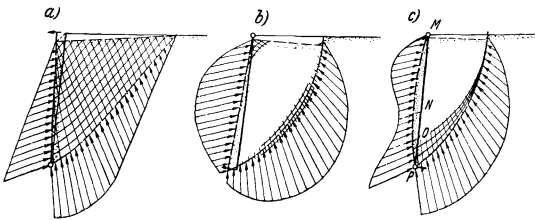


Abb. 8. Erddruckverteilung für verschiedene Wandbewegungen nach Ohde.

Ist die Auflast bis zur Flucht des Punktes A z. B. durch eine Kaimauerplatte abgefangen (Abb. 9), so pflegt man eine Annäherung für die Erddruckfläche wie folgt aufzuzeichnen:

Durch A werden Gerade unter den Winkeln ρ und θ (für unbelasteten Boden) gezogen und ihre Schnittpunkte 1 und 2 mit der Rückfläche der Wand bestimmt. Oberhalb 1 wird die Erddruckfläche für unbelasteten (---), unterhalb 2 für vollbelasteten (---) Boden aufgetragen, dazwischen geradlinig verbunden (---).

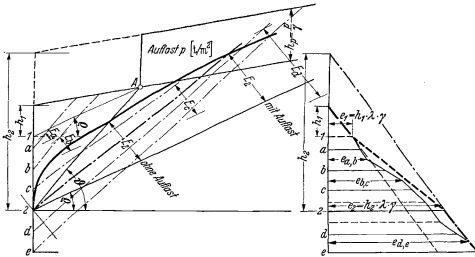


Abb. 9. Erddruck bei Auflast hinten.

Zeichnet man für 1, 2 und weitere Punkte a—e die Culmann-Linien und ermittelt die Erddrucke E_a, \dots, E_d usw., so findet man vom Winkel θ der Näherungsannahme stark abweichende Richtungen der maßgebenden Gleitlinien (---); ferner findet man durch Auftragen des spezifischen Erddruckes $e_a, b = E_b - E_a$ usw. eine genauere Begrenzungslinie der Erddruckfläche. Es zeigt sich, daß die genauere Erddruckfläche etwas kleiner ist als die angenäherte.

8. Abschirmung des Erddrucks durch Pfahlreihen.

Stehen nahe hinter einer Stützwand Pfähle, so wird ein Teil des zum Abrutschen gegen die Wand neigenden Bodens von den Pfählen abgehalten und richtet seinen Druck zunächst gegen diese. Die Pfähle schirmen einen Teil des Erddruckes ab. Die Schirmwirkung einer Pfahlreihe und mehr noch eines Pfahlrostes stellt einen höchst verwickelten und bisher nicht gelösten Fragenzusammenhang dar, innerhalb dessen dem Verhältnis der Steifigkeit der Wand zur Steifigkeit der Pfähle besondere Bedeutung zukommt. Für den einfachen Fall praktisch starrer Wand und einer Reihe starrer Pfähle haben Versuche⁸ im kleinen Maßstabe zu der in Abb. 10 wiedergegebenen Beziehung zwischen dem „Verbau“ und dem verbleibenden Erddruck gegen die Wand geführt.

Auch wenn der Verbau 100% beträgt, die Pfahlreihe sich also zur zweiten Wand schließt, muß der Boden zwischen den beiden Wänden einen Erddruck E_m (Silodruck) ausüben. Dieser Mindest-

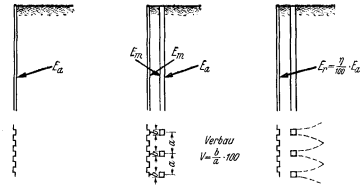
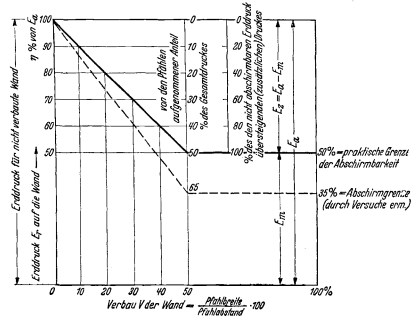


Abb. 10. Abschirmung des Erddruckes durch Pfähle nahe hinter der Wand.

erddruck wird auch, wenn die zweite Wand gitterartig geöffnet wird, solange nicht überschritten, wie die Öffnung unter 50%, der Verbau also über 50% bleibt. Die Pfähle nehmen also einen größeren Teil des aus dem Boden hinter den Pfählen herrührenden Erddrucks auf als der von ihnen verbauten Fläche entspricht.

Von dem Erddruck E_a der unverbauten Wand bleibt selbst nach engstem Verbau ein Mindesterdruk E_m übrig. E_m muß entgegengesetzt gerichtet auch auf die Pfählebene wirken. $E_a - E_m$ soll „zusätzlicher Erddruck“ E_b genannt werden. Eine Pfahlreihe fängt einen Druck ab, der größer als $b \cdot E_b$ ist. Der verbleibende resultierende Erddruck E_r auf die Wand sei durch die aus Versuchen gewonnene Kennlinie der Abb. 10 zu $E_r = \frac{\eta}{100} \cdot E_a$ bestimmt. Die Pfahlreihe muß also $E_a - E_r$, der einzelne Pfahl a ($E_a - E_r$) aufnehmen.

9. Erddruck bei verschiedenartigen Bodenschichten.

Abb. 11 möge zwei verschiedene Bodenschichten und die maßgebenden Gleitlinien darstellen. Es ist

$$E_1 = E_{AB} = \lambda_0 \cdot [\gamma_0 \cdot \frac{1}{2} h_1^2 \cdot \text{tg } \psi_1] = \frac{\lambda_0}{\text{tg } \psi_1} \cdot \text{Gewicht ABE} (= \text{KFG})$$

⁸ Förster: Die Abschirmung des Erddrucks von Spundwänden durch Pfahlroste. Mittgl. d. Hannoverschen Hochschulgemeinschaft (1937) Heft 17/18. (Diagramm d. Abb. 10 später ergänzt.)

$$E_2 = E_{BC} = \lambda_0 \frac{[\gamma_0 \cdot \frac{1}{2} (h_1 + h_2)^2 \operatorname{tg} \psi_2]}{\operatorname{tg} \psi_2} - E_1$$

$$= \frac{\lambda_0}{\operatorname{tg} \psi_2} \cdot \text{Gewicht (ACG—KFG)}.$$

Nach der Coulombschen Theorie ist nun der Erddruck gegen einen Wandabschnitt unabhängig von dem Druck auf die darüber und darunter liegenden Wandabschnitte und verhältnismäßig dem Gewicht des gegen den betreffenden Wandteil abruutschenden Bodens. In Wirklichkeit kann das anders sein aus gleichartigen Ursachen wie sie die Erddruckverteilung bestimmen. Wir haben aber festgestellt, daß Abweichungen für Fall a, Abb. 8, belanglos sind. Es wird dann

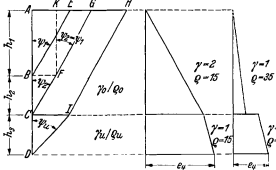


Abb. 11. Erddruck bei verschiedenen Bodenschichten.

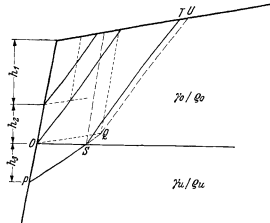


Abb. 12. Erddruck bei verschiedenen und verschieden geneigten Bodenschichten.

$$E_3 = \lambda_u \cdot h_3 (\gamma_0 \cdot h_1 + \gamma_0 \cdot h_2 + \gamma_u \cdot \frac{1}{2} h_3)$$

und für $h_n = 0$

$$(2) \quad e_n = \lambda_n \cdot \Sigma \gamma \cdot h.$$

In Abb. 11 sind die e-Diagramme für zwei typische Fälle aufgetragen.

Laufen die Erdoberfläche und die Trennungslinie der verschiedenen Bodenschichten nicht parallel, so stellt sich eine Ungenauigkeit ein: Nach Gl. (2) würde z. B. für die in Abb. 12 dargestellte Lage der Erddruck gegen OP so errechnet werden, als wäre PQ die maßgebende Gleitlinie, während PST zu erwarten ist. Der Erddruck würde etwa um $\frac{\lambda_2}{\operatorname{tg} \psi_0}$ · Gewicht TSQU zu groß bestimmt, außerdem würde das Prisma OSQ mit γ_u statt mit γ_1 eingesetzt sein.

Derartige Fehler werden sich bei mehreren verschiedenen Bodenschichten ausgleichen. Genauere Bestimmungen etwa des Gleitwinkels OPS für den ungleichmäßig belasteten Boden γ_u/ϕ_u werden meist sehr umständlich, ohnedie Genauigkeit wesentlich zu verbessern. Man wird sich daher mit der Abschätzung der Ungenauigkeit begnügen können.

10. Der Gleitwiderstand (Kohäsion).

Kohäsion⁹ wird an einem Boden nie als isolierte Erscheinung beobachtet. Doch darf sie in der Berechnung nicht mit der Reibung verquickt werden, da sie anderen Gesetzen gehorcht als diese.

Echte Kohäsion ist nur Böden aus sehr feinen Bestandteilen eigen. Bei den gleichen Böden tritt „scheinbare“ Kohäsion auf, wenn Oberflächenspannung im Porenwasser entsteht — durch Verdunsten des Wassers an der Oberfläche oder durch Entlastung und Dehnung eines elastischen Bodens.

Entgegengesetzt kann die Kohäsion — und gegebenenfalls auch der Reibungswiderstand — aufgehoben werden, wenn der bindige Boden belastet wird und sich setzen will. Es wird dann Porenwasser überschüssig, und solange es durch das enge Porensystem des Bodens nicht hat austreten können (was oft Jahrzehnte Zeit beansprucht), überträgt es einen Teil der Bodenlasten hydrostatisch. Die Wirkung solcher Kräfte muß bei der Gesamtplanung der Gründung berücksichtigt werden, gegebenenfalls dadurch, daß eine schwierige Bodenschicht ausgebagert und ersetzt wird oder dadurch, daß in der Erddruckberechnung stark verringerte τ_0 und ρ angesetzt werden.

Die Inrechnungstellung der an ungestörten Bodenproben in gewöhnlicher Weise ermittelten Kohäsion setzt also einen konsoli-

dierten Boden voraus, dessen Porenwasserdruck ausgeglichen ist. In diesen Zustand werden auch die Bodenproben gebracht, bevor die Scherversuche gemäß Abb. 1 vorgenommen werden, aus denen der Wert τ_0 gewonnen wird.

Durch den Scherversuch wird jedoch τ_0 nicht eindeutig bestimmt. Wie die von Tiedemann¹⁰ für einen bestimmten Tonboden ermittelten Kurven der Abb. 13 zeigen, ist der Gleitwiderstand abhängig von dem Weg der Verschiebung in der Gleitfläche. Nach dem Überschreiten eines „Bruchpunktes“ sinkt der

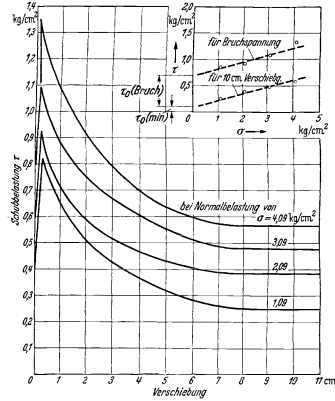


Abb. 13. Schubfestigkeit und Verschiebung für einen bestimmten Tonboden nach Tiedemann.

Gleitwiderstand rasch. Wo große Verschiebungen in einer schmalen Gleitzone zu erwarten sind, wird der Gleitwiderstand für Bemessungs-Berechnungen daher besser nicht mit angesetzt.

11. Erddrucktheorie der bindigen Böden.

Gäbe es einen reibungslosen doch bindigen Boden, so würden auf einen entsprechend der Abb. 3 angenommenen Gleitkeil folgende Kräfte wirken: Das Gewicht G als treibende Kraft, sodann als rückhaltende Kräfte der Scherwiderstand K, des Bodens in der Gleitfläche = $k_1 \cdot l$ und das Anhaften K_2 des Bodens an der Stützwand = $k_2 \cdot z$. Der zur Verhinderung des Abrutschens mindestens

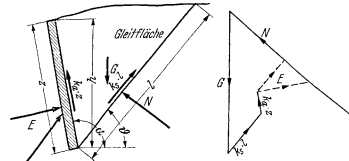


Abb. 14. Erddruck bei Gleitwiderstand ohne Reibung.

von der Wand aufzubringende Widerstand, also der dem Erddruck E entsprechende Gegendruck, ist in seiner Richtung nicht — wie beim rolligen Boden durch den Wandreibungswinkel — bestimmt. Aus dem Kräftefeld der Abb. 14 ergibt sich, daß E bei der Gleitfläche gleichlaufender Richtung seinen geringsten Wert annimmt.

Die angreifenden und rückhaltenden Kräfte stehen nicht in geradliniger Abhängigkeit. G ändert sich, abgesehen vom angenommenen Gleitwinkel θ mit h^2 , bzw. z^2 bzw. l^2 ; dagegen ändern sich $k_1 \cdot l$ und $k_2 \cdot z$ geradlinig mit l bzw. z . So gibt es für jeden bindigen Boden eine Höhe h , bis zu der auch ohne jeden Widerstand E des Bauwerks Gleichgewicht herrscht, der Boden also von selbst steht. Entsprechend nimmt das Kräftefeld für jede Höhe h

¹⁰ Tiedemann: Über die Schubfestigkeit bindiger Böden. Bautechn. 15 (1937) S. 433.

⁹ Terzaghi: Erdbaumechanik. Wien 1925, S. 94.

eine andere Form an. Die Angabe eines dem λ -Wert der rolligen Böden entsprechenden Faktors ist daher nicht möglich.

Gesetzmäßigkeiten für die Lage der maßgebenden Gleitfläche sind von Fellenius¹¹ für bestimmte Sonderfälle aufgezeigt: Für den hypothetischen reibungslosen Boden mit waagerechter Oberfläche ist $\theta = \frac{1}{2} \alpha$; bei Boden mit Reibung und Bindung richtet sich im Rankinschen Sonderfall θ nur nach ρ . In anderen Fällen wäre zur Bestimmung der genauen Lage der maßgebenden

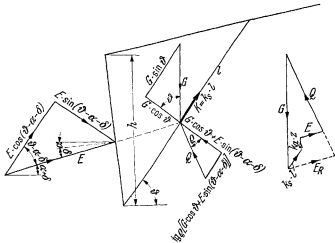


Abb. 15. Erddruck bei Reibung und Gleitwiderstand.

Gleitfläche die Lösung einer umfangreichen Minimaufgabe nötig. Unter Vernachlässigung von $k_s \cdot z$ ist nach Abb. 15 $E \cdot \cos(\theta - \alpha') + E \cdot \sin(\theta - \alpha' - \delta) \cdot \text{tg} \rho - G \cdot \sin \theta + G \cdot \cos \theta \cdot \text{tg} \rho + k_s \cdot l = 0$.

$$E = E_R - K_E = G \cdot \frac{\sin \theta - \cos \theta \cdot \text{tg} \rho}{\cos(\theta - \alpha' - \delta) + \sin(\theta - \alpha' - \delta) \cdot \text{tg} \rho} - k_s \cdot l$$

Auf die Durchführung der Minimaufgabe wird allgemein verzichtet und die maßgebende Gleitfläche als durch den Reibungswinkel allein bestimmt angenommen.

K_E wird dann am besten zeichnerisch mittels eines Kraftkeiles bestimmt. In der Erddruckfläche stellt K_E ein Rechteck mit der Abszisse $\frac{K_{Eh}}{h}$

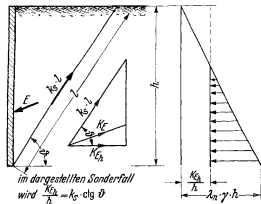


Abb. 16. Abzug des Gleitwiderstandes von der Erddruckfläche.

Wo nur die normal zur Wandachse verlaufenden Kräfte ($\lambda \cdot \cos \delta$) in die Erddruckfläche aufgenommen werden, und wo zu-

¹¹ Fellenius: Erdstatische Berechnungen mit Reibung und Kohäsion, Berlin 1927.

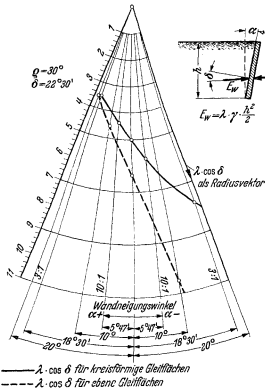


Abb. 18. λ_w -Werte bei Annahme ebener und kreisförmiger Gleitflächen für verschiedene Wandneigungen und für Böden von $\rho = 30^\circ$ und $\delta = 22 \frac{1}{2}^\circ$.

gleich der Sonderfall lotrechter Wand und waagerechter Erdoberfläche vorliegt, ergibt sich gemäß Abb. 16 die Abszisse für den Gleitwiderstand zu

$$(3) \quad \frac{K_{Eh}}{h} = k_s \cdot \text{ctg} \theta.$$

12. Theorie des Erdwiderstandes.

Unter angreifendem Erddruck wurde die Kraft E_A verstanden, die vom Bauwerk mindestens als Widerstand aufgebracht werden muß, um das Abrutschen des Bodens zu verhindern. Entsprechend

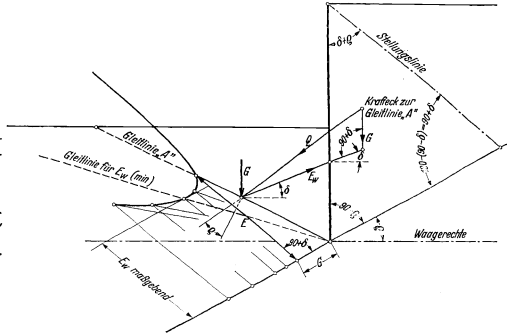


Abb. 17. Culmannsche E-Linie für Erdwiderstand.

wird als Erdwiderstand die Kraft E_w ermittelt, mit der das Bauwerk mindestens gegen den Boden drücken müßte, sollte dieser zum Hinaufrutschen gebracht werden.

Während nun die Richtung des Erddrucks der Bewegungsneigung des Bodens und den Reibungsziffern allein entspricht, hängt die Richtung des Erdwiderstandes auch von der Richtung der vom Bauwerk gegen den Boden angreifenden Kraft ab. Ist die angreifende Kraft waagrecht gerichtet und geht von einer lotrechten Wand aus, die nach oben ausweichen kann, so bleibt die Reibung zwischen Boden und Wand ohne Einfluß auf die Größe des Erdwiderstandes. Ist die angreifende Kraft unter dem Winkel δ der Reibung zwischen Boden und Wand oder steiler geneigt, so kann auch der Erdwiderstand bis zur Größe des Winkels δ gegen die Wandnormale geneigt sein.

Wie für den Erddruck in Abb. 3 und 4 läßt sich auch für den Erdwiderstand ein Grenzwert bei Annahme ebener Gleitflächen aus

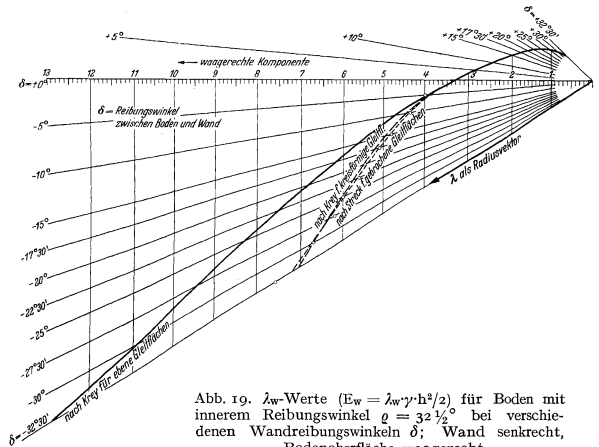


Abb. 19. λ_w -Werte ($E_w = \lambda_w \cdot \gamma \cdot h^2 / 2$) für Böden mit innerem Reibungswinkel $\rho = 32 \frac{1}{2}^\circ$ bei verschiedenen Wandreibungswinkeln δ ; Wand senkrecht, Bodenoberfläche waagrecht.

der Culmann-Linie (Abb. 17) oder rechnerisch bestimmen. Einheitswerte (λ_n) sind in den Zahlentafeln von Krey und Möller für verschiedene Winkel ϱ und δ angegeben.

Die Annahme ebener Gleitflächen ist jedoch bei der Bestimmung des Erdwiderstandes in vielen Fällen grob fehlerhaft; wie Abb. 18 und 19 zeigen, darf sie nur bei grob positiven Wandneigungswinkeln und kleinen Wandreibungswinkeln angewandt werden. Die Beobachtung¹² erweist gekrümmte Gleitflächen.

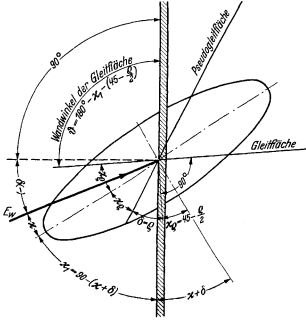


Abb. 20. Spannungselipse für Erdwiderstand mit δ (—).

Der Winkel, unter dem die gekrümmte Gleitfläche an der Wand ansetzt, läßt sich mathematisch bestimmen mittels der Spannungselipse¹³, deren Hauptachsenverhältnis $n = \frac{P}{q}$ eine Funktion des Winkels ϱ ist: $n = (\operatorname{tg} \varrho + \sqrt{\operatorname{tg}^2 \varrho + 1})^2$. Zu jeder Schnittfläche durch ein betrachtetes Bodenteilchen gehört eine bestimmte Richtung der resultierenden Normal- und Schubspannung. Der Winkel zwischen diesen an der Wand ist als δ bekannt. Nach Krey ist dann der Winkel zwischen Wand und Hauptachse der Spannungselipse:

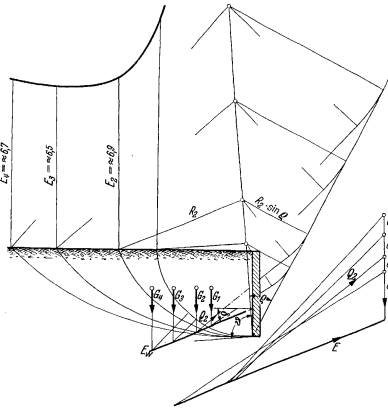


Abb. 21. Erdwiderstand für kreisförmige Gleitflächen.

$$\operatorname{tg} \alpha_{1,2} = \frac{n - 1}{2 n \cdot \operatorname{tg} \delta} + \sqrt{\left(\frac{n - 1}{2 n \cdot \operatorname{tg} \delta}\right)^2 - \frac{1}{n}}$$

und der Wandwinkel $\vartheta = 180 - \alpha_1 - \left(45 - \frac{\varrho}{2}\right)$; er ist übrigens also unabhängig von der Neigung der Wand selbst und der Bodenoberfläche und findet sich bei Krey in Zahlentafeln für alle ϱ und δ .

¹² Möller: Erddrucktabellen. Liefg. 1. Leipzig 1922, Abb. 42.
¹³ Streck: Beitrag zur Frage des passiven Erddrucks. Bauing. 7 (1926) S. 1

¹³ Krey: Erddruck, Erdwiderstand. Berlin 1932, S. 34.

Mit dem Wandwinkel der Gleitfläche ist nur ihre Ausgangsrichtung gegeben. Über den weiteren Verlauf müssen wieder Annahmen gemacht werden. Krey nimmt die Kreisform an. Der maßgebende Radius wird durch Vergleich der für verschiedene Gleitkreise bestimmten Kräfte E_w gefunden (Abb. 21).

Um die Kräftecke zeichnen zu können, braucht man die Richtung von Q . Da jede Teilkraft ΔQ gegen das entsprechende Bodenteilchen Δs des Gleitkreises (R) um ϱ geneigt ist und daher den konzentrischen Kreis vom Radius $R \cdot \sin \varrho$ berührt, wird mit geringer Ungenauigkeit angenommen, daß auch die Resultierende Q diesen Kreis $R \cdot \sin \varrho$ berührt.

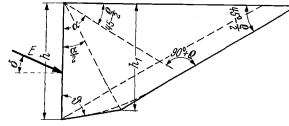


Abb. 22. Gebrochene Gleitfläche des Erdwiderstandes nach Streck.

Streck¹⁴ hat an Versuchen beobachtet, daß sich die Gleitlinie im widerstehenden Sandboden wie in Abb. 22 skizziert ausbildet: Nahe der Wand gekrümmt, doch gegen die Bodenoberfläche annähernd geradlinig

auslaufend. Für die Rechnung ersetzt er die teilweise gekrümmte durch eine gebrochene Gleitfläche, in dem er an Stelle des gekrümmten Flächenteiles dessen Tangentialebene nimmt. Zur Bestimmung der waagerechten Komponente des Erdwiderstandes bei lotrechter Wand und waagerechter Hinterfüllung gibt er die Formel:

$$E_{\text{waagr.}} = \gamma \cdot \frac{h^2}{2} \left[a \cdot \operatorname{ctg} (\vartheta - \varrho) + \mu \cdot n^2 \right] = \lambda \cdot \gamma \cdot \frac{h^2}{2}$$

darin ist:

$$n = \frac{h_1}{h} \quad (\text{graphisch zu ermitteln}) \quad \mu = \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varrho}{2} \right)$$

$$a = (n + n^2) \operatorname{tg} \frac{\left(45 + \frac{\varrho}{2} \right)}{2}$$

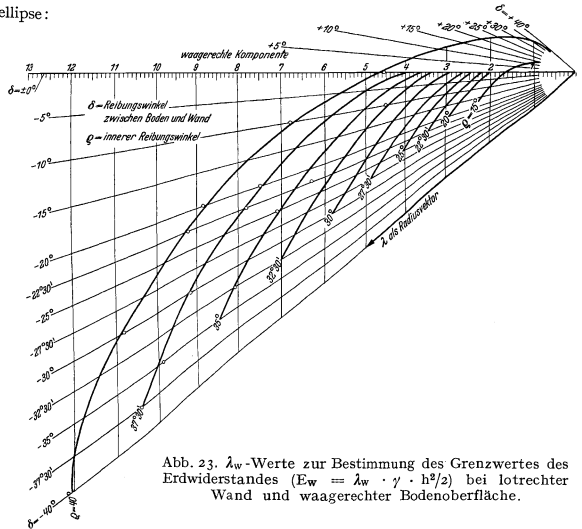


Abb. 23. λ_w -Werte zur Bestimmung des Grenzwertes des Erdwiderstandes ($E_w = \lambda_w \cdot \gamma \cdot h^2/2$) bei lotrechter Wand und waagerechter Bodenoberfläche.

Die von Krey für kreisförmige und von Streck für gebrochene Gleitflächen errechneten λ -Werte liegen nahe beieinander (Abb. 19). Dem wirklichen Erdwiderstand entsprechen die für gekrümmte oder gebrochene Gleitflächen errechneten λ -Werte am besten, was sich daraus erklärt, daß der Boden natürlich auf dem Wege ausweicht, der ihm den geringsten Widerstand bietet. Mit den für ebene Gleit-

¹⁴ Vgl. l. 12.

flächen bestimmten λ rechnet man also zu günstig. Daß mit den beiden ungünstigen Annahmen der Weg des geringsten Widerstandes sehr genau erfaßt ist, haben Vergleiche zwischen Rechnungs- und Versuchsergebnissen mehrfach gezeigt ¹⁵.

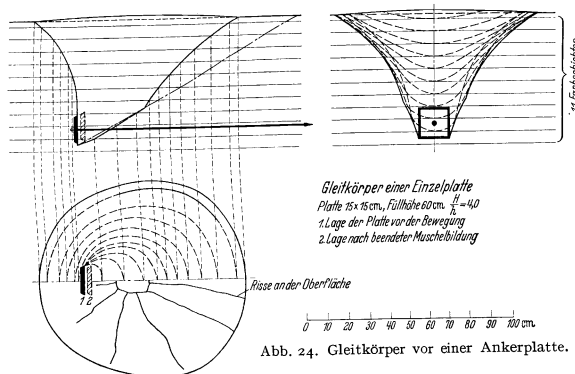


Abb. 24. Gleitkörper vor einer Ankerplatte.

Für den Sonderfall lotrechter Wand und waagerechter Geländeoberfläche sind von Krey in der vierten Auflage seines Buches, Zahlentafel 118, die λ -Werte für verschiedene Boden- und Wandreibungswinkel aufgetragen. Die gleichen Werte sind als Radien-

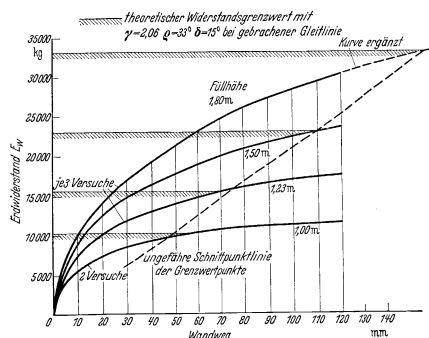


Abb. 27. Franziusche Erdwiderstandsversuche mit parallel verschobener Wand.

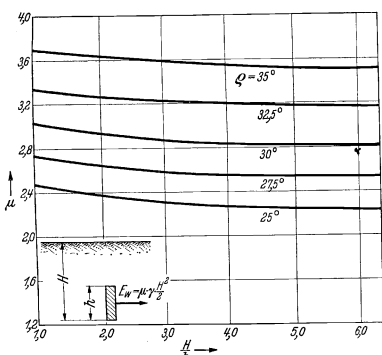


Abb. 25. μ -Werte für die Berechnung durchlaufender Ankerplatten nach Buchholz.

vektoren bei den aufgetragenen Wandreibungswinkeln δ in Abb. 23 wiedergegeben; diese Darstellung ermöglicht es, die meist benötigte waagerechte Komponente ohne Rechnung abzulesen.

13. Erdwiderstand auf Ankerplatten. ²⁵

Eine durch die Ankerzugkraft gegen Sandboden gepreßte Ankerplatte löst im Grenzzustande des Gleichgewichts einen Gleitkörper, wie er in Abb. 24 dargestellt ist. Liegen die Ankerplatten genügend eng beieinander, daß der „kritische Ankerabstand“ nicht überschritten wird, so wirken die Einzelanker wie eine durchgehende Ankerwand. Die Theorie der Berechnung des Grenzwertes des Erdwiderstandes auf durchlaufende Platten und auf Einzelplatten beruht auf der Theorie gebrochener Gleitflächen; sie ist von Buchholz entwickelt und zu dem seinen Ausführungen entnommenen und in den Abb. 25 und 26 abgedruckten Ergebnis geführt ¹⁶.

14. Erdwiderstand und Bewegung.

Beim Ansatz des Erdwiderstandes in Berechnungen ist zu berücksichtigen, daß die λ -Werte nicht den von vornherein vorhandenen Widerstand, sondern nur dessen Grenzwert kennzeichnen, den Wert also, der im günstigsten Falle erreicht werden kann. Das Erreichen des Grenzwertes ist an die Vorbedingung gewisser Verschiebungen geknüpft.

Dies zeigen besonders die von Franzius ¹⁷ durchgeführten „Versuche mit passivem Erddruck in natürlichem Maßstabe“, deren Ergebnis durch Abb. 27 gekennzeichnet ist. Die Versuche wurden mit feuchtem eingestampften Sand durchgeführt.

Für hinterfüllten Boden ist zweifellos mit den beträchtlichen Verschiebungen, die die Versuche ergeben haben, zu rechnen, wenn der Widerstand des Bodens bis zu seinem Grenzwert ausgenutzt werden soll. Bei „gewachsenem“ Boden wird das Verhältnis von Verschiebung und Widerstand günstiger.

Versuche von Buchholz und Petermann ¹⁸ über Erdwiderstand gewachsenen Bodens auf Ankerplatten brachten unter anderm die in den Abb. 28 und 29 dargestellten Ergebnisse. Sie bestätigen im allgemeinen die Theorie. Die in der Natur gefundenen Spitzenwerte weisen eine beträchtliche Streuung auf; sie liegen teilweise beachtlich über dem errechneten Wert. Die durch die Versuche gefundenen Kraft-Weg-Kurven zeigen, daß auch

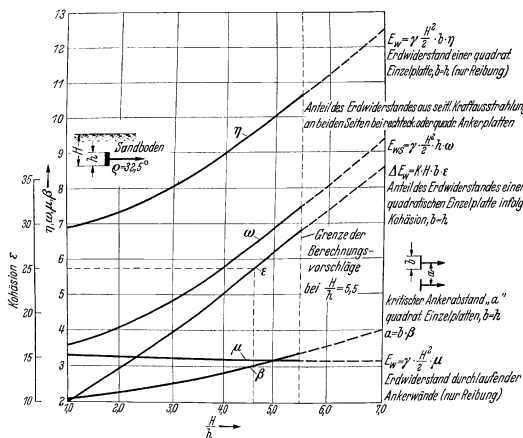


Abb. 26. Widerstandswerte für einzelne und durchlaufende Ankerplatten bei Sandboden von $\phi = 32\frac{1}{2}^\circ$ nach Buchholz.

¹⁵ Mecke: Versuche über passiven Erddruck. Mittgl. d. Hanoverschen Hochschulgemeinschaft Heft 16, 1935 — vgl. ferner Anm. 12.

¹⁶ Buchholz: Der Erdwiderstand auf Ankerplatten. Jb. hafentechn. Ges. Bd. 12. Berlin 1930/31.

¹⁷ Bauing, 9 (1928) S. 787 u. 813.

¹⁸ Buchholz u. Petermann: Berechnungsverfahren für Ankerplatten und Wände. Bauing. 16 (1935) S. 227.

im gewachsenen Boden dem Erreichen des Erdwiderstandsgrenzwertes eine beachtliche Verschiebung vorausgeht.

15. Die Verteilung des Erdwiderstandes.

Wie die Verteilung des angreifenden Erddrucks (Abb. 8) ist auch die Verteilung des Erdwiderstandes abhängig von der Art der Wandbewegung. O h d e t gibt die grundsätzliche Form der Widerstandsverteilung für zwei Hauptfälle der Wandbewegung gemäß

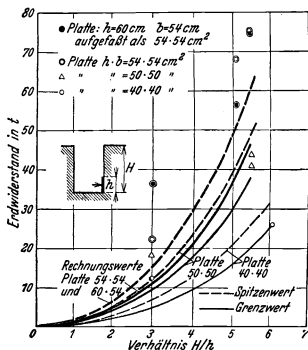


Abb. 28. Vergleich gemessenen und errechneten Widerstandes gewachsenen Bodens auf Ankerplatten.

sind nicht zu lösen; sie dienen jedoch zur Bezeichnung gewisser Zusammenhänge und zur Erläuterung des Umfangs und des Ineinandergreifens nicht genau bestimmbarer Wirkungen, die es gilt, durch geeignete Schätzungen und Annahmen zu berücksichtigen.

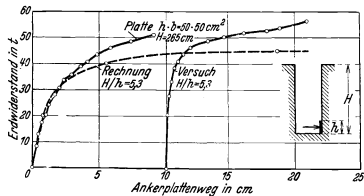
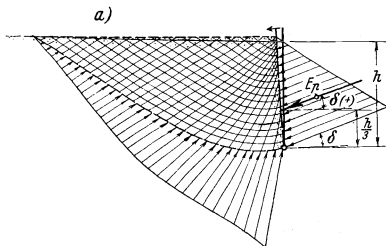


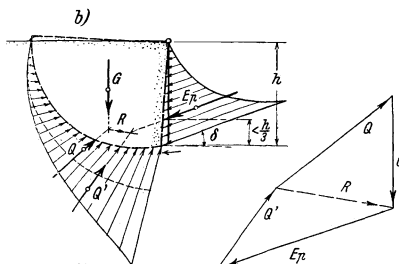
Abb. 29. Vergleich gemessener und errechneter Kraft/Weg-Kurven beim Widerstand gewachsenen Bodens auf Ankerplatten.

Angreifender und widerstehender Boden seien durch eine Spundwand geschieden. Der Widerstandsdruck wird abgegrenzt durch folgende Bedingungen:

$$1. \int_{h=0}^h \sigma_w = a \sum E_a + a_1 \sum A_E + a_2 \sum W_d$$



Wandbewegung A



Wandbewegung B

Abb. 30. Erdwiderstand für

mit der Bedeutung:

- $\int_{h=0}^h \sigma_w$ = gesamter Widerstandsdruck
- $\sum E_a$ = Grenzwert des gesamten angreifenden Erddrucks
- a, a_1, a_2 = durch die Verteilung der angreifenden Kräfte auf das obere Auflager und den widerstehenden Boden bedingte Faktoren,
- $\sum A_E$ = Zuschlag zum Erddruckgrenzwert wegen Pressung beim Rammen und sonstiger Einflüsse,
- $\sum W_d$ = gesamter Wasserüberdruck,

2. $\int_{h=0}^h \sigma_w \leq \sum E_w$, d. h. der Widerstandsdruck kann nicht größer werden als die Summe der Grenzwerte des Erdwiderstandes. Er ist im allgemeinen geringer.

Mit diesen abgrenzenden Bedingungen über die Größe des Widerstandsdruckes ist noch nichts über seine Verteilung gesagt. Diese kann sehr verschiedene Formen annehmen. Sie ist abhängig von:

1. der Größe und Verteilung des angreifenden Erddrucks und Wasserdrucks,
2. der Biegsamkeit der Spundwand,
3. der Widerstandsziffer.

Der Einfluß von Größe und Verteilung des angreifenden Erddrucks auf die Verteilung des Erdwiderstandes erhellt zugleich bei der Betrachtung des Einflusses der Biegsamkeit. Vorweg sei auf die teilweise Gegenseitigkeit der Abhängigkeit der angreifenden und widerstehenden Kräfte hingewiesen, eine Gegenseitigkeit, die Annahmen von vornherein nötig macht.

Zur Veranschaulichung des Einflusses der Biegsamkeit auf die Widerstandsverteilung wurden die in den Abb. 31—33 wiedergegebenen Versuche gemacht.

Bei Versuch I mit unbiegsamer Wand zeigt die Ausbildung der Gleitlinie bis zum Wandfußpunkt, die Verschiebung der Bodenteile an der Wand und das Ausweichen auf der Widerstandsseite, daß sich der Grenzzustand des Gleichgewichtes überall einstellte, der größtmögliche Wandreibungswinkel zur Auswirkung kam und der Erdwiderstand den Grenzwert erreichte. Danach ergibt sich der in Abb. 31b skizzierte Kräfteverlauf.

Läßt man den Boden vor der Wand höher anstehen, so tritt keine Bewegung ein: $\sum E_w > a \cdot \sum E_a$, der Grenzzustand des Gleichgewichtes wird nicht erreicht. Damit fehlt aber die Voraussetzung, auf der die Coulombsche Erddrucktheorie aufbaut, und es kann ein anderer Erddruck als der des Grenzwertes auftreten. Es gibt für diesen Fall viele mögliche Gleichgewichtszustände. Ein annehmbarer Gleichgewichtszustand ist in Abb. 31c dargestellt. Mangels Bewegungsneigung zwischen Boden und Wand wird δ gering bleiben. Außerdem sei durch das Einrammen der Erddruck um A_E über den Grenzwert angewachsen. Ein Vergleich der Abb. 31b und c veranschaulicht, daß die Beanspruchung einer starren Wand durch tieferes Einrammen ungünstiger wird.

Bei der starren Wand ist durch entsprechende Bemessung der Höhe des widerstehenden Erdreichs ein Grenzzustand zwischen

Gleichgewicht und Bewegung auffindbar. Nicht so bei der biegsamen Wand. Hier tritt in jedem Fall eine Bewegung ein. Der

Gleichgewichtszustand tritt erst nach Auswirken des Erddrucks, nach folgender Formveränderung der Wand und größerer oder geringerer Bewegung des Bodens ein. Durch diese Bewegung im Boden werden zusätzliche Spannungen, wie sie z. B

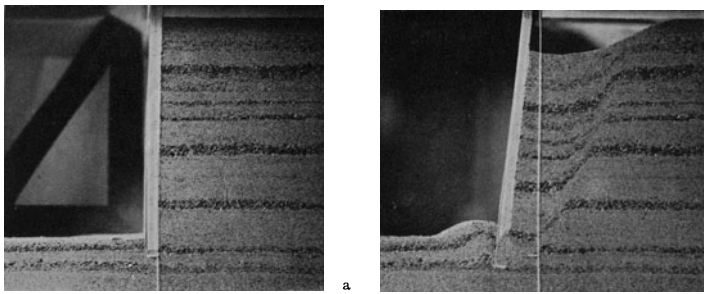


Abb. 31. Erddruckversuch I mit starrer Wand.

durch das Rammen entstanden sein mögen, beseitigt, und es bleibt nur der theoretische Erddruck bestehen.

Versuch II ist mit einer sehr weitgehend biegsamen Wand durchgeführt. Mit der Durchbiegung hat nicht nur der drückende Boden Raum gefunden zu rutschen und seine Druckhöhe zu vermindern, es ist auch eine erhebliche Veränderung der Wandneigung eingetreten, und dadurch haben Erddruck und Erdwiderstand eine ganz andere Richtung und Größe erhalten als bei der lotrechten Wand. Deutlich ist in der Abb. 32a die Grenze der Rutschung zu erkennen. Sie führt durch die fast knickartig scharfe untere Biegung der Wand. Oberhalb dieser Grenze sind Erddruck und Erdwiderstand an jeder Stelle der durchgebogenen Wand unter dem Winkel δ nach dem für Wandneigung und Reibung aus der Zahlentafel zu entnehmenden λ -Wert anzusetzen. Der Widerstand ist hier voll ausgenutzt. Nach gewisser Vereinfachung stellen sich etwa die in Abb. 32b dargestellten Kraftverhältnisse heraus. Unterhalb der Bewegungsgrenze kann der Erddruck höher sein als die Tabellenwerte ergeben, und der Erdwiderstand wird nicht bis zum Grenzwert ausgenutzt.

Bei der Darstellung der Erdkräfte für Versuch II wurden die Einspannkkräfte im Boden vernachlässigt. Sie sind bei der sehr biegsamen Wand gering, bei der unendlich biegsamen Wand mit $I = 0$ könnten keine Einspannkkräfte auftreten, weil die Wand in diesem Falle keinerlei Biegemoment aufnehmen könnte. Es wurde gezeigt, daß auch bei der starren Wand keine Einspannung im Boden zustande kommt, weil hier durch $I = \infty$ die Resultierende der Widerstandskräfte bis an den Fuß der Wand geschoben und der schon nahe unter der Oberfläche mögliche Widerstand nicht ausgenutzt werden kann.

Zwischen diesen Grenzfällen liegt die biegsame und zugleich widerstandsfähige Wand, für die Versuch III (Abb. 33) ein Beispiel gibt, das allerdings der Deutlichkeit halber so gewählt wurde, daß es immer noch reichlich große Durchbiegungen aufweist. Für die Verteilung des Erdwiderstandes wird oben (E_{w1}) der Grenzwert bei voller Reibung, darunter (E_{w2}) entsprechend der vertikalen Komponente des angreifenden Erddrucks ein geringerer Wert anzusetzen sein.

Eine Berücksichtigung des Drehwinkels der Wandfläche gemäß Abb. 8 und Abb. 30 würde die Unterschiede der in Abb. 31—33 dargestellten Widerstandsverteilung noch verschärfen. Hier ist sie unter Benutzung der Grenzverteilung eingeleichnet, um möglichst einfach

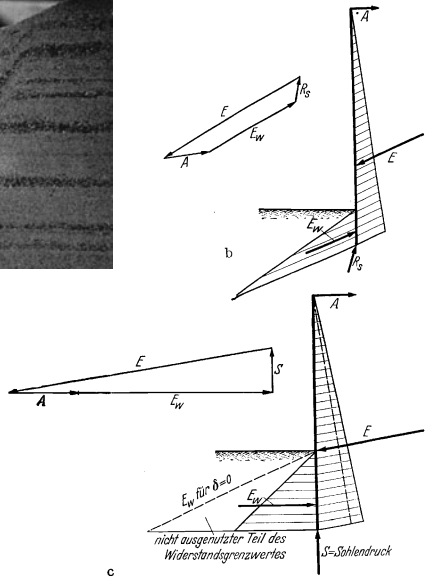


Abb. 32. Erddruckversuch II mit sehr nachgiebiger Wand.

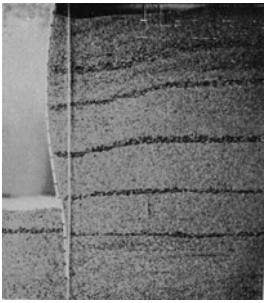
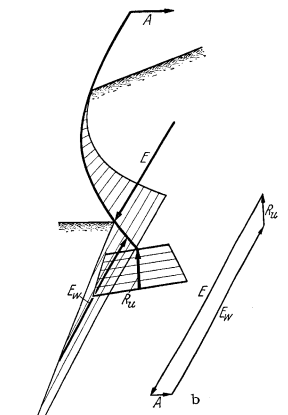
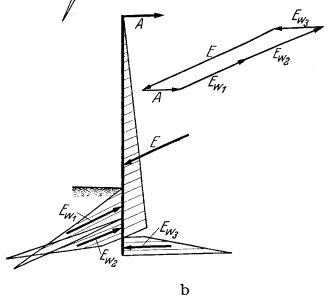


Abb. 33. Erddruckversuch III mit biegsamer Wand.



das Bestehen einer Beziehung zwischen Biegsamkeit und Inanspruchnahme der möglichen Widerstandswerte herauszustellen.

Die allgemeine Gleichung der Biegelinie $E \cdot I \cdot \frac{d^4 y}{dx^4} = p$ oder mit den hier verwandten Bezeichnungen

$$E \cdot I \cdot \frac{d^4 y}{dh^4} = \sigma_w + e_a + \Delta_e$$

sagt über diese Beziehung nichts aus, solange p als vom inneren Kräftespiel unabhängige äußere Kraft auftritt. Für diesen Fall kann zu der also gegebenen Belastungsfläche mittels der üblichen graphischen Integration (Momentenlinie zu der als Belastung aufgefaßten Biegemomentenfläche) eine Biegelinie gezeichnet werden, deren Form unabhängig von der Biegsamkeit ($E \cdot I$) ist.

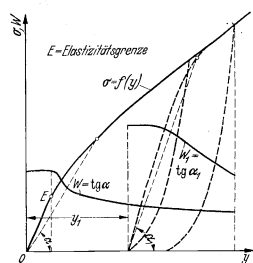


Abb. 34. Rifaatsches Spannungs-Verschiebungsdiagramm für Sand.

Die Gleichung leitet über zu der dritten die Widerstandsverteilung beeinflussende Größe, der Widerstandsziffer. Die Tatsache einer Abhängigkeit der Pressung von der Verschiebung ist schon der Abb. 27 zu entnehmen. Es ergibt sich aus den Franzusschen Versuchen ferner, daß die Beziehung $\sigma_w = f(y)$ nicht gradlinig ist und sich mit h verändert. Eingehende Untersuchungen über diesen Gegenstand hat Rifaat¹⁹ angestellt. Er schreibt $\sigma_w = -W \cdot y$ (negatives Vorzeichen wegen entgegengesetzter Richtung von σ_w und y) und nennt W die „Widerstandsziffer“. Nach dem Gesagten muß $W = f(h, y)$ sein. Rifaat gibt für die Funktion $W = f(y)$ in einer gleichbleibenden Tiefe h die Abb. 34 und erklärt $W = \lg \alpha$ als „vektorielle Zunahme der Erdréssung über den natürlichen oder aktiven Anfangsdruck“.

Die Widerstandsziffer einer bestimmten Tiefe hat für einen geringen Druckbereich, innerhalb dessen sich der Boden elastisch verhält, einen konstanten Wert, nimmt danach mit wachsendem σ ab und muß, nachdem σ den Grenzwert e_w erreicht hat, auf C sinken; denn nach Überschreitung des Grenzwertes wird $y = \infty$, d. h. die Bewegung hält an, bis die angreifenden Kräfte weit genug gesunken sind. Die W_1 -Linie der Abb. 34 gilt für wiederholte Belastung.

Unter Berücksichtigung dieser weiteren Abhängigkeiten lautet die Gleichung der Biegelinie

$$E \cdot I \cdot \frac{d^4 y}{dh^4} + W(h, y) \cdot y - e_a(h, y) - \Delta_e(h \cdot y) = 0,$$

worin bedeutet: E Elastizitätsmodul, I Trägheitsmoment, h Ordinate in Wandachse, y Verschiebung normal zur Achse, $W = -\frac{\sigma_w}{y}$, σ_w Widerstandspressung, e_a spezifischer Grenzwert des angreifenden Erdrucks, Δ_e Zuschlag zu e_a .

Über die einzelnen darin enthaltenen Funktionen ist zu sagen:

Der Anteil Δ_e aus der Rammspannung ist rechnerisch nicht zu bestimmen. Die durch das Einrammen entstehende Spannung bedingt eine Anfangsverschiebung y_1 , die die Funktion $W(y)$ be-

einflußt. Oberhalb des widerstehenden Bodens wird Δ_e bei geringem Nachgeben der Wand = 0. Der Anteil aus „natürlichem“ Erdrück ist dort am größten, wo die Verschiebungen klein oder negativ sind, weil erst durch kleine Anfangsverschiebungen der angreifende Erdrück auf seinen Grenzwert vermindert wird.

$e_a(h)$ kann als Fläche der Erdrückgrenzwerte je nach Komplikationen durch Kragplatten usw. mehr oder weniger genau bestimmt werden; die Funktion wird für jede Bodenschicht und jeden Wandabschnitt verschieden sein und ist daher unbequem in eine rechnerische Lösung der Differentialgleichung einzuführen. $e_a(y)$ kommt in den Annahmen der Wandreibungswinkel bei der Aufstellung der Beziehungen $e_a(h)$ und in einer veränderten Druckverteilung zum Ausdruck, wie sie durch Druckverschiebungen von den Stellen größter Durchbiegungen zu den unachgiebigen Stellen hervorgerufen wird²⁰.

$W(y)$ ist durch Abb. 34 gekennzeichnet. Die Funktion ist als mathematische Gleichung nicht bekannt. Für $W(h)$ bei Sandboden hat Rifaat als wahrscheinliche Form eine Kurve nachgewiesen, die von $W = 0$ bei $h = 0$ sich asymptotisch einem konstanten Wert nähert (Abb. 35).

Bei der Unmöglichkeit, die einzelnen Funktionen mathematisch einwandfrei zu fassen, wird die Differentialgleichung unlösbar. Nur für sehr weitgehend vereinfachte Fälle sind Lösungen denkbar. Wie die Arbeit von Rifaat zeigt, in der sämtliche Funktionen außer $W(h)$ durch Konstante ersetzt sind, erfordert noch die weitestgehend vereinfachte Gleichung zu ihrer Lösung so erhebliche mathematische Rechenarbeit, daß dieser Weg für die Behandlung praktischer Aufgaben nicht in Frage kommt.

Die Kenntnis der aufgeführten Zusammenhänge bietet jedoch eine Handhabe für die Abschätzung und für eine gewisse Abgrenzung bei den unvermeidlichen Annahmen über δ , Δ_e und über die mögliche Verteilung des Erdwiderstandes.

Hauptsächlich gibt die Bedingung $\sigma_w = W \cdot y$ an, daß die σ_w -Linie – soweit der Erdwiderstand den Grenzwert nicht erreicht –

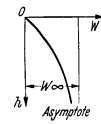


Abb. 35. Rifaatsches Spannungs-Höhen-Diagramm für Sand.

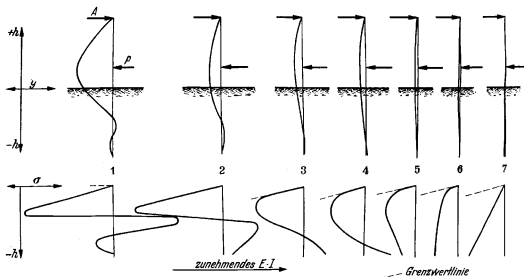


Abb. 36. Biegelinien und Erdwiderstandsverteilung für Wände verschiedener Biegsamkeit.

einen ähnlichen Verlauf haben muß wie die Biegelinie. Die σ_w -Linie kann also keine Ecken und Sprünge haben, und ihre Nullpunkte müssen mit denen der Biegelinie zusammenfallen. Nur dicht unter der Oberfläche des widerstehenden Erdréichs, wo die Verschiebungen die Ausbildung von Gleitflächen zur Folge haben, ist σ nicht proportional y , sondern nimmt den Grenzwert an. Aus dieser Erkenntnis lassen sich die in Abb. 36 skizzierten, einander entsprechenden Formen der Spannungs- und Biegelinien angeben.

Wird unter den Größen $E \cdot I$, $\pm h$, P und W jeweils eine verändert, während alle übrigen konstant bleiben, so zeigen die Skizzen in der Reihenfolge von links nach rechts die Veränderungen der Biegelinie und der σ -Linie

i. für wachsendes $E \cdot I$,

¹⁹ Rifaat: Die Spundwand als Erdrückproblem. Zürich u. Leipzig 1935.

²⁰ Vgl. hierzu M e c k e: Der Erdgriff an einer im unteren Teil nachgiebigen Wand. Mitt. d. Hannov. Hochschulgemeinschaft H. 19/20, 1939.

2. für wachsenden Höhenmaßstab (von fast $\tau : \infty$ bei Skizze 1 bis fast $\tau : 0$ bei Skizze 7), also abnehmendes h , wenn im Grenzwertteil entsprechende Korrekturen angebracht werden.

Die gemeinsame Bedeutung von $E \cdot I$ und h wurde als „Biegsamkeit“ bezeichnet.

3. für wachsendes P , wenn der γ - und σ -Maßstab von Skizze 1 nach Skizze 7 verringert wird und entsprechende Korrekturen am Grenzwertteil der Linien angebracht werden.

4. für abnehmende W , wobei ebenfalls am Grenzwertteil Berichtigungen anzubringen sind.

Die σ -Linien sind für veränderliches Trägheitsmoment bei konstanter Höhe, Belastung und Widerstandsziffer skizziert. Sie zeigen, wie von Skizze 1 nach Skizze 7 der Schwerpunkt des Widerstandes nach unten wandert, die Einspannung sich verringert und die ideelle Stützweite zunimmt: Mit abnehmender Biegsamkeit wächst das Biegemoment!

Diese Zusammenhänge müssen beim Abschätzen der in einem bestimmten Falle anzusetzenden Widerstandsverteilung beachtet werden. Bei Entwurfsberechnungen wird das Abschätzen Hand in Hand gehen mit der Bemessung der Rammtiefe: Geringste Rammtiefe bei Verteilung nach Skizze 7 oder zum Erreichen voller Einspannung angemessene Rammtiefe.

17. Grundformen für praktische Annahmen der Erdwiderstandsverteilung.

1. Engels²¹ nimmt eine zwischen Skizze 6 und 7 liegende Form der Spannungsverteilung an und zwar so, daß der Schwerpunkt des Widerstandes $0,6t$ (t = Rammtiefe) unter der Hafensohle liegt und der Inhalt der Widerstandsfläche

$$\int_{h=t}^{h=0} \sigma_w = 0,7 \cdot t \cdot \sigma_{max}$$

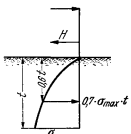


Abb. 37. Engels Annahme der Erdwiderstandsverteilung.

ist (Abb. 37). Nach Engels Beobachtungen ist bei losem Sand die Rammtiefe so zu bemessen, daß grade $\sigma_{max} = \gamma \cdot t$ wird.

Die Widerstandskraft eines festen, gewachsenen Sandbodens wird mit dieser Annahme nicht ausgenutzt. Bei solchem Boden wird mit etwa $\sigma_{max} = 0,6 \cdot \lambda_w \cdot \gamma \cdot t$ gerechnet werden dürfen.

2. Blum²² setzt voraus, daß das Trägheitsmoment genügend gering und die Widerstandsziffer genügend groß ist, um bei ent-

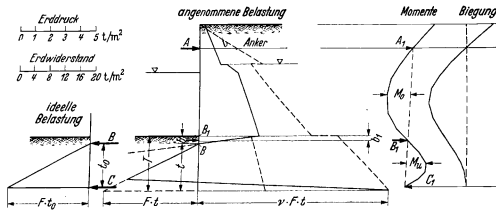


Abb. 38. Berechnungsverfahren für Spundwände nach Blum mit voller Einspannung im Boden.

sprechender Rammtiefe von vornherein eine bestimmte Spannungsverteilung zu gewährleisten, nämlich etwa die der Abb. 36, Skizze 3, jedoch mit dem wesentlichen Unterschied, daß der Grenzwertteil der Spannungs- und Biegelinie sich über die ganze Rammtiefe erstrecken soll, wie in Abb. 38 gezeigt ist.

Blum hat durch Vergleichsrechnungen nachgewiesen: Der Unterschied ($b - b_1$) der Höhenlage des Nullpunktes der Biegelinie (B_1) von jener der Belastungslinie (B) ist sehr gering, und man rechnet nur ungünstig, wenn man ihn vernachlässigt. Zwischen

²¹ Engels: Zur Berechnung der Bohlwerke. Zbl. Bauverw. 23 (1903) S. 275.

²² Blum: Einspannungsverhältnisse bei Bohlwerken. Berlin 1931.

A_1 und B_1 verhält sich die Wand wie ein Balken auf zwei Stützen mit dem stellvertretenden Auflager B_1 . Da $M_a < M_0$ wird, erübrigt sich dessen Ermittlung. Unterhalb B kann die angenommene Belastung durch die gezeichnete ideelle Belastung ersetzt werden. Mit den Bezeichnungen der Abbildungen gilt als Faustformel

$t_0 = \sqrt{\frac{6 \cdot B}{f}}$ und $T = b + \frac{t}{t_0} \sqrt{\frac{6 \cdot B}{f}}$. die Größe $\mu = \frac{t}{t_0}$ wird als Funktion von ν durch Abb. 39 dargestellt.

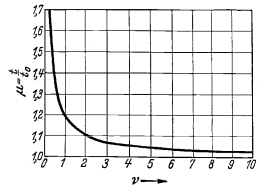


Abb. 39. Abhängigkeit $\mu = \frac{t}{t_0}$ von ν .

Die Blumschen Annahmen sind zu günstig. Das pflegt aber bei Ansatz der allgemein zulässigen Spannungen durch eine darin enthaltene Baustoffsischerheit ausgeglichen zu werden (vgl. Ziff. 19).

18. Erddruck und Erdwiderstand bei Doppelwänden.

Das Problem des Erddrucks in Fangedämmen, das sich ähnlich auch bei Ankerwänden in kurzem Abstand von der verankerten Wand²⁵ stellt, ist nach H o m b e r g²³ wie folgt gelöst: Es wird vorausgesetzt, daß die Wände „starr“ sind und daß der Bewegungsfall a der Abb. 8 gegeben ist. Gegen die Wand AB (Abb. 40) wird ein Erdkörper ABCD zum Abrutschen neigen.

Die Neigung der Gleitfläche AD kann beliebig angenommen werden, ohne daß sich am Grundsätzlichen der wiedergegebenen Überlegungen etwas ändert. Homberg hat gezeigt, daß die Lage der maßgebenden Gleitfläche auch hier nicht scharf ausgeprägt ist und daß sie der Lage im unbegrenzten Erdrich (θ) gleichzusetzen ist.

Der Erdkörper ABCD wird an der Vorderwand (AB) und in der Gleitfläche durch die nach Größe und Angriffspunkt zu bestimmenden Kräfte E und Q gestützt, an der Rückwand (CD) durch die Kraft E' . Die Größe von E' wird gleich dem angreifenden Erddruck gegen das Wandstück CD bei einer Kippbewegung nach rechts um D angesetzt, also im Falle der Abb. 40 $E' = \gamma \cdot \lambda_a \cdot \frac{1}{2} (CD)^2$.

Der gegen die Vorderwand abrutschende Erdkörper wird durch eine durch C unter dem Winkel θ gelegte Ebene unterteilt, die die Vorderwand in F schneidet. Gegen FB wirkt der Erddruck E_1 wie im unbegrenzten Erdkörper, und man kann für die Annahme der Erddruckverteilung nach Abb. 8a die Grundlinie e_1 des Dreiecks BFG bestimmen. Aus G_1 und E_1 wird Lage und Größe von Q_1 bestimmt.

Für den Erdkörper ADCF ist Q_1 als äußere Kraft anzusetzen. Mit G_2 zusammengefaßt ergibt sie die Resultierende R_1 .

Für den Erddruck gegen AF ist eine trapezförmige Verteilung anzunehmen. Das Erddrucktrapez wird unterteilt in ein Rechteck (E_R) und ein Dreieck (E_D). E_R ist der Größe nach durch e_1 bestimmt. Der Angriffspunkt liegt auf der Mitte von AF. Nun sind alle Kräfte bis auf E_D und Q bekannt. Der Angriffspunkt von E_D liegt in ein Drittel der Höhe AF über A. Zur Bestimmung der Größe von E_D und der Größe und des Angriffspunktes von Q werden R_1 und E_R zu R_2 zusammengesetzt, ferner R_2 und E' zu H . Durch Zerlegen von H in die bekannten Richtungen wird die Größe von E_D und Q ermittelt. Q muß durch den Schnittpunkt von H und E_D gehen; dadurch ist sein Angriffspunkt (Schwerpunkt der Q -Fläche) bestimmt.

Bei von rechts angreifenden Kräften findet die Wand CDK eine Stütze in dem Widerstand des Erdkörpers ADK und der auf diesem ruhenden Belastung Q .

Homberg hat nachgewiesen, daß für jeden Punkt a, b, c usw. der Rückwand die für den Erdwiderstand maßgebende Gleitfläche durch den Drehpunkt der Vorderwand, hier A, geht.

²³ Homberg: Graphische Untersuchung von Fangedämmen und Ankerwänden. Berlin 1938.

Der Grenzwert des Erdwiderstandes gegen das Wandstück aD , ΔE_{wa} , wird durch Zerlegen von $Q + \Delta G_a$ in die bekannten Richtungen von Q_a und E_w gefunden, ebenso ΔE_{wb} usw. Zum Aufzeichnen der Verteilung des Erdwiderstandes werden die Werte $\frac{\Delta E_{wa}}{\Delta t_a}$, $\frac{\Delta E_{wb}}{\Delta t_b}$ usw. errechnet und als Mittellinien der Teiltrapeze der Erdwiderstandsfläche aufgetragen.

Oberhalb von D wirkt kein eigentlicher Erdwiderstand, da ja der ganze Erdkörper $ABCD$ gegen die Vorderwand zum Rutschen neigt. Doch ist hier der Erddruck E' als von links nach rechts wirkend anzusetzen.

Teil II. Annahmen und Verfahren bei der Durchführung von Berechnungen.

19. Standsicherheitsgrad und Ausgleichsfaktor.

a) Standsicher pflegt man ein Bauwerk zu nennen, wenn ein gewisser Überschuß der Widerstandsfähigkeit W gegenüber den größtmöglichen angreifenden Kräften A vorhanden ist. $\frac{W}{A} = n$ drückt den Sicherheitsgrad aus. Nicht immer wird der Sicherheitsfaktor n besonders genannt; dann ist er aber in der Angabe von W oder A bereits enthalten, etwa indem die Belastung größer als möglich ($A = n \cdot P$) oder die „zulässige“ Baustoffspannung geringer als ausnutzbar ($W = \frac{W_{\text{Proportionalitätsgrenze}}}{n}$) angesetzt wurde. Meist wird die Sicherheit in der zulässigen Baustoffspannung „versteckt“, bei Gründungen auch in der zulässigen Bodenpressung. Es empfiehlt sich, den Sicherheitsfaktor bei der Berechnung von Spundwänden und Kaimauern nicht zu verstecken, da er bei diesen Bauwerken sonst schwer wieder auffindbar wird. So kann ein noch so großer Überschuß an Widerstandskraft der Baustoffe nicht ausgleichen, was an der Länge eines Ankers oder der Zahl der Zugpfähle fehlt.

b) Darum soll klar zwischen der eigentlichen Standsicherheit (n_s) und der Baustoffsicherheit (n_b) unterschieden werden. Bei den hier zu behandelnden Bauwerken ist die Standsicherheit in erster Linie durch das Verhältnis von $E_w : E_a$ bedingt. Wo diese eigentliche Standsicherheit gewährleistet ist, wird man die Baustoffsicherheit getrost geringer als etwa bei Hochbauten oder Brücken ansetzen dürfen, besonders da bei den Überbauten meist der Baustofffehler eines Bauteils, etwa eines Pfahles, durch den Überschuß der Widerstandskraft benachbarter gleicher Bauteile ausgleichen werden kann.

c) Früher war es dem berechnenden Ingenieur selten möglich, die Festwerte seines Baugrundes (γ , τ_0 , ϱ) in einer Versuchsanstalt genau bestimmen zu lassen. Er war auf Schlüsse aus dem „natürlichen Böschungswinkel“ und ungenaue Schätzungen angewiesen. Das Rechnungsergebnis hing dann weitgehend von der größeren oder geringeren Vorsicht des einzelnen Statikers und seiner Annahmen ab. Damals ist es gebräuchlich geworden, einen Standsicherheitsfaktor nicht besonders zu benennen, da die Vorsicht bei der Wahl der Annahmen erfahrungsgemäß eine genügende Sicherheit ergebe. Eine neuzeitliche Berechnung, die von versuchsmäßig bestimmten Festwerten ausgeht, muß auch die Sicherheit wieder schärfer ins Auge fassen.

d) Es genügt, wenn $n = 1$ gewährleistet ist. Dies ist jedoch nicht ohne weiteres der Fall, wenn mit den durch Versuche bestimmten Festwerten und der Coulombschen Gleichung gerechnet wird. Wie in Teil I dargelegt wurde, bleiben auch in der mit aller möglichen Genauigkeit durchgeführten Rechnung noch ein gut Teil Unbestimmtheiten. Schon der Coulombschen Gleichung (1) haftet eine Ungenauigkeit an, von der nicht gewiß ist, ob sie sich im einzelnen Fall günstig oder ungünstig auswirkt. Die Annahme ebener Gleitflächen (5.) ergibt einen etwas zu geringen Erddruck. Der an der Wand zur Wirkung kommende Reibungswinkel bleibt unbekannt. Die Annahmen über Erddruckverteilung (6.), Druckverteilung unter Kragplatten (7.), Abschirmung durch Pfähle (8.), ungleichmäßige Auflast bei ungleichmäßigen Bodenschichten (9.) und über die Lage der Gleitfläche bei Reibung und Kohäsion (11.),

können nicht exakt sein. Das Maß der dem Erdwiderstand voraufgehenden Bewegung entzieht sich der Berechnung. Bei allem bleibt zu berücksichtigen, daß die Erddrucktheorie stets nur den Grenzzustand des Gleichgewichts im Augenblicke eintretender Bewegung betrachtet und dabei den mindest notwendigen Erddruck bestimmt (2.), während die Kräfte, die auf ein Annähern an den „natürlichen“ Erddruck hinwirken, nicht erfaßt werden. All diesen Unsicherheiten der Theorie muß Rechnung getragen werden. Dies geschieht durch Vorsicht bei den Annahmen und durch Einführung eines Ausgleichsfaktors, dessen Größe und Ansatz für jedes Bauwerk abzuschätzen ist.

Wo so vorgegangen wurde, behält man eine kleine versteckte Reserve an Standsicherheit, die dafür sorgt, daß $\frac{W}{A} = n_s > 1$ wird. Diese Reserve ist dadurch gegeben, daß an Stelle des in Rechnung gestellten Reibungswinkels überall dort der Scherwinkel (Abb. 2) zur Wirkung kommt, wo bei Reibungsboden die Bewegung so gering bleibt, daß der Strukturwiderstand noch nicht überwunden wird. Man wird jedoch bei einer Entwurfsberechnung nicht vorausbestimmen können, wie weit die Zone der Wirksamkeit des Scherwinkels reicht, und man wird ihn daher nicht in die zahlenmäßige Rechnung einführen.

20. Beispiel 1. — Verankerte Spundwand.

a) An einer in Böschung liegenden Uferstrecke im Tidegebiet soll mittels einer verankerten Spundwand ein Geländesprung hergestellt werden. Die Hafensohle kann durch Ungenauigkeit der Baggerung oder durch Abpflügen (Schiffsschrauben!) in Wirklichkeit etwas unter die Soll-Ordinate ausgetieft werden. Dem wird dadurch Rechnung getragen, daß eine um 50 cm größere Ist-Tiefe angenommen wird. Abb. 41 zeigt das geplante Bauwerk und die durch einfache Sondierbohrungen festgestellte Bodenschichtung.

b) Es wurde überall nur Sand angetroffen, daher kann mit einem gewissen Ausgleich der Wasserstände vor und hinter der Spundwand auf dem Wege durch den Sand unter der Spundwandspitze gerechnet werden. Der angreifende Erddruck ist verhältnismäßig dem Gewicht des zum Rutschen neigenden Bodens; erst also um so größer, je geringer der Auftrieb ist. Daher ist der für die Erddruckberechnung maßgebende ungünstigste Außenwasserstand das NNW (−3,50 NN). Der Innenwasserstand wird mit dem Außenwasserstand schwanken und sich diesem anzugleichen suchen. Über die Geschwindigkeit der Angleichung fehlt es an ausreichenden Beobachtungen. Es wird angenommen, daß der Wasserstandsunterschied bei durchgehendem Sandboden ohne Entwässerungsvorrichtungen etwa die Höhe eines Tidehubes (rd. 2 1/2 m) annimmt. An der Spundwandspitze muß der Überdruck Null sein. Der Verlauf des Druckgefälles ist unbekannt; er wird gradlinig von NNW (2,5 t/m²) bis zur Spundwandspitze (0) gesetzt. Wo die Lage der Spundwandspitze erst durch die statische Untersuchung bestimmt werden soll, wird sie für den Kräfteansatz zunächst vorsichtig, d. h. etwas tief geschätzt. (In Abb. 41 geschätzt −12,0, als erforderlich gefunden −11,1.)

c) Der Winkel der inneren Reibung von Sanden des Hamburger Gebietes schwankt zwischen 30° und 33°; er darf daher über 30° nur eingesetzt werden, wenn für den vorgefundenen Sand der Reibungswinkel in einer Versuchsanstalt größer festgestellt worden ist. Dies sei für den „gewachsenen“ Sand des angenommenen Beispiels durch Scherversuche an „gestörten“, aus den Sondierbohrungen entnommenen Proben geschehen und $\varrho = 32\frac{1}{2}^\circ$ bestimmt worden. Der Reibungswinkel des aufzufüllenden Sandes ist unbekannt und wird daher mit 30° eingesetzt.

d) Als möglicher größter Reibungswinkel zwischen Boden und Wand wurde für den gewachsenen Sand $\delta = 28^\circ$ in der Versuchsanstalt bestimmt, für den aufzufüllten Sand wird er auf 25° geschätzt. Damit ist nicht gesagt, welche Wandreibungswinkel zur Wirkung kommen; denn das hängt noch von der Bewegungsneigung ab. Es wird eine Verformung der Wand entsprechend Abb. 36,2 angenommen. Der Boden wird also oben eine

größere, unten eine geringere Neigung haben, sich gegen die Wand nach unten zu bewegen; im Bereich des Erdwiderstandes von rechts schließlich wird die umgekehrte Bewegungsneigung herrschen. Vorsichtshalber wird schon im oberen Teil ein etwas geringerer als der mögliche größte Wandreibungswinkel angesetzt. Der Abnahme der Bewegungsneigung nach unten wird dadurch Rechnung getragen, daß für den angreifenden Erddruck im unteren Teile nur $\delta = 10^\circ$ angesetzt wird.

e) Während die Einschätzung des Wandreibungswinkels für den angreifenden Erddruck übrigens das Rechnungsergebnis nur wenig beeinflusst, ist das um so mehr beim Ansatz für den Erdwiderstand (Abb. 23) der Fall.

Da nicht zu bestimmen ist, wie weit der Grenzwertteil (vgl. Abb. 36) der wirklichen Erdwiderstandsfläche reicht, wird ein geringerer als der größtmögliche Wandreibungswinkel angesetzt. Dadurch sinkt der angesetzte Erdwiderstand im Grenzwertteil unter den wahrscheinlich wirksamen Wert, andererseits wird mit dem Grenzwert noch über den Grenzwertteil hinaus gerechnet.

Als Voraussetzung dafür, daß überhaupt dieser wenig verringerte Grenzwert des Erdwiderstandes ohne Sicherheit in die Rechnung eingeführt werden darf, ist zu beachten, daß der Baugrund „gewachsener“ Boden sein muß und durch das Einrammen der Spundwand eine Anfangsverschiebung und Verdichtung des Bodens eingeleitet sein muß.

f) Der Erddruck wird wie für eine Drehung um den Wandfußpunkt (Abb. 8 a und 30 a) angesetzt. Tatsächlich ist eine derartige Bewegung der Wand, gleichzeitig allerdings eine Durchbiegung gemäß Abb. 8 c zu erwarten. Die Abszissen e der Erddruckfläche wurden nun nach Gl. (2) ausgerechnet. Für das Beispiel wurde die Rechnung in der Tabelle der Abb. 41 durchge-

Erddrucks ansteigen kann und daß eine Verteilung gemäß Abb. 8 c besonders auf eine Vergrößerung der Ankerbeanspruchung hinwirkt; wegen der zu erwartenden Verschiebung des Schwerpunktes der Erddruckfläche nach oben erscheint ein Ausgleichsfaktor für den unteren Teil der Erddruckfläche unnötig.

h) Die behandelte Spundwand soll in den Boden eingespannt werden²⁸. Der Erdwiderstand ist in Abb. 41 von der Erddruckfläche in Abzug gebracht und die Fläche des den Erddruck über-

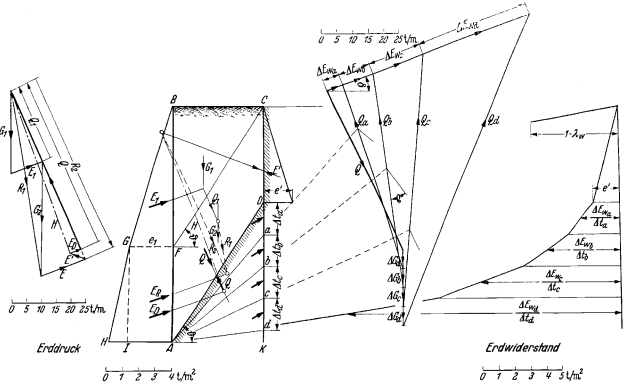


Abb. 40. Erddruck und Erdwiderstand bei Doppelwänden.

steigenden Erdwiderstandes in fünffach verringertem Maßstab dargestellt. Die Grundlinie der Fläche des Erdwiderstandes von rechts wurde mit 1,5 : t gesetzt, um der nach unten abnehmenden Widerstandszunahme Rechnung zu tragen. Die erforderliche Rammtiefe und die Schlüßlinie s-s werden ermittelt, indem man beide erst einmal probiert, so, daß $\Sigma(E, E_w, A) = 0$ wird, und

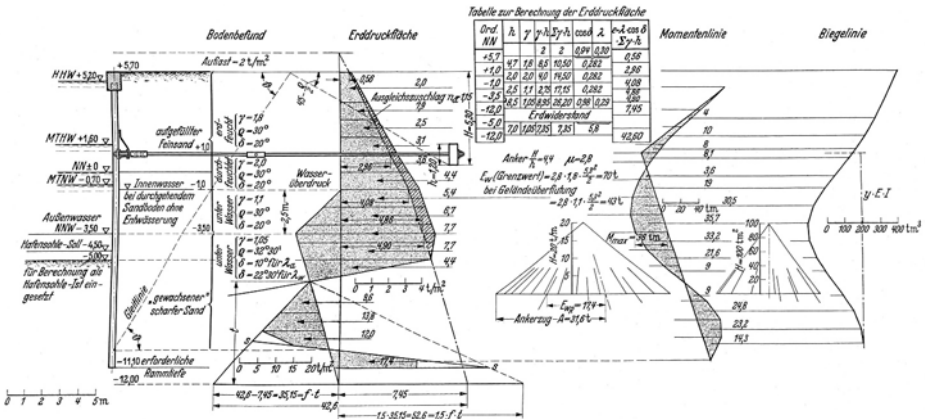


Abb. 41. Erddruckberechnung für eine verankerte Stahlsplundwand.

führt. Die Werte für λ_a wurden den Krey-Tabellen, der λ_w -Wert der Abb. 23 entnommen.

g) Der Ausgleichsfaktor (vgl. Abschn. 19 d) ist für das behandelte Bauwerk auf $n_a = 1,15$ geschätzt worden; er wird von der Hinterfüllungsfläche bis NNW voll, von NNW bis zur Hafensohle auf 0 abnehmend eingesetzt. Dabei lag die Überlegung zugrunde, daß durch mechanische Einflüsse beim Einbringen der Hinterfüllung und durch Verkehrslasten der Erddruck besonders im oberen Teil über den Grenzwert des angreifenden

den weiteren Rechnungsgang bis zur Biegelinie durchführt. Es wird also die Momentenlinie gezeichnet, die Momentenfläche als Belastung aufgefaßt und zu dieser wieder eine Momentenfläche, das ist die Biegelinie, gezeichnet. Die Biegelinie muß bei voller Einspannung der Spundwand im Boden die Bedingung erfüllen, daß die Tangente an ihrem Fußpunkt durch den oberen Auflagerpunkt läuft. (Mit Rücksicht auf die für die Auslösung der Erdwiderstände notwendige Bewegung und Winkeländerung kann diese Forderung in Wirklichkeit nicht genau erfüllt

sein!) Schon kleine Veränderungen an der Schlußlinie $s-s$ und der Rammtiefe bewirken große Ausschläge der Biegelientangenten. Es ist daher unwesentlich, wenn das Kriterium — wie in Abb. 41 — nicht genau erfüllt ist. Es erleichtert die Abstimmung der Annahme über die Erdwiderstandsverteilung mit der geforderten Form der Biegelinie, wenn man — wie im dargestellten Beispiel geschehen — die Widerstandsfläche nicht restlos in Ansatz bringt, sondern kleine Abzüge macht. Dabei möge man sich dessen bewußt bleiben, daß die gezeichnete Erddruck- und Widerstandsverteilung nicht eine Notwendigkeit ist, sondern eine vereinfachende Annahme bleibt.

i) Wenn die Berechnung mit der hier angewandten Vorsicht durchgeführt ist, wird das gefundene größte Biegemoment der Spundwand in Wirklichkeit nicht überschritten werden. Die

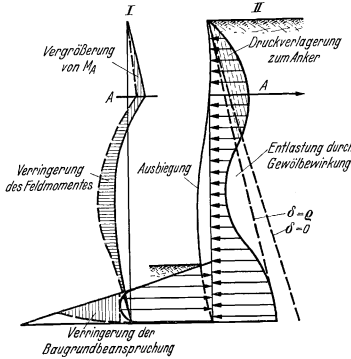


Abb. 42. Erddruckverlagerung beim Ausbiegen einer Spundwand nach Streck.

Rücksicht auf eine mögliche Erddruckverteilung gemäß Abb. 8c läßt eher ein geringeres Moment erwarten. Daher braucht bei der Wahl des Spundwandquerschnitts keine weitere Baustoff-sicherheit eingerechnet zu werden, als die Einschätzung der Lebensdauer, Korrosion und etwaiger Baustofffehler wünschenswert macht. Für eine Spundwand aus St 37, Prof. IV, würde nach 3 mm Abrostung noch ein Widerstandsmoment von etwa 1800 cm^2 vorhanden sein und die rechnerische Spannung von $\sigma = \frac{3600000}{1800} = 2000 \text{ kg/cm}^2$ innerhalb der Proportionalitätsgrenze bleiben.

k) Die Platte des Ankers soll so angeordnet sein, daß der Gleitkeil des Erdwiderstandes den Gleitkeil des Erddruckes nicht überschneidet. Der Fußpunkt des Gleitkeils des Erddruckes ist dabei der Punkt des Richtungswechsels des Erdwiderstandes und der Verschiebung.

Der Widerstand der Ankerplatte wird nach Abb. 25 und 26 berechnet²⁴.

l) Der Anker verspricht nicht wie die Spundwand einen Überschub an Widerstandsfähigkeit. Eine Erddruckverteilung entsprechend Abb. 8c würde hier eine größere als die errechnete Ankerkraft ergeben, wie für ein anderes Beispiel in Abb. 42 skizziert ist²⁴. Beim Ansatz des Grenzwertes des Ankerplattenwiderstandes ist die seinem Auftreten vorangehende Verschiebung zu berücksichtigen. Je nachdem welche Verschiebung in Kauf genommen werden kann (vgl. Abb. 27 u. 29), muß das Verhältnis Grenzwert des Plattenwiderstandes

Ankerzug laut Berechnung
Sicherheitsfaktor ausweisen.

Zur Berechnung dieses Sicherheitsfaktors der Verankerung genügt die Untersuchung des in Abb. 41 dargestellten Belastungsfalles nicht; denn das Verhältnis von $\frac{W}{A}$ kann

²⁴ Streck: Spundwandberechnung. Mitt. d. Hannov. Hochschulgemeinschaft, H. 17/18, 1937.

ungünstiger werden, wenn nach einer Sturmflut das Gelände überflutet ist und bei der Berechnung des Ankerwiderstandes der Auftrieb abzusetzen ist. Für das dargestellte Beispiel ergab dieser Belastungsfall einen Ankerzug von rd. 36 t und eine Widerstandskraft von 43 t , so daß noch eine Sicherheit von etwa $n_s = 1,2$ bleibt, die als Mindestmaß für „gewachsenen“ Boden angesehen wird (vgl. die nachträgliche Ergänzung durch Anm. ²⁶).

m) Wird dem Spundwand und Ankerplatte verbindenden Rundenisen oder Drahtseil eine starke Vorspannung gegeben, etwa um späterem Nachgeben des Ankers oder der Platte vorzubeugen, oder wird der Hinterfüllungsboden im Laufe der Jahre durch Verkehrslasten stark verdichtet, so kann im Bereich des Ankers ein Erddruck gegen die Spundwand entstehen, der die für den Grenz-zustand des Gleichgewichts errechnete Größe des angreifenden Erd-drucks einschließlich des Ausgleichszuschlags weit übersteigt und dem nur durch die Haltekraft der Ankerplatte (hier bis $> 70 \text{ t}$), die aber ihrerseits durch Auflasten vergrößert werden kann, eine Grenze gesetzt ist. Der Möglichkeit einer solchen Mehrbelastung muß durch einen reichlichen Sicherheitsfaktor n_b bei der Wahl der Abmessungen aller Verbindungs-teile Rechnung getragen werden. Bei Rundstahlankern sind außerdem die Möglichkeiten von Verbiegungen und der daraus folgenden schwer abschätzbaren Beanspruchungen zu berücksichtigen.

n) Eine verbreitete Erfahrung über verankerte Spundwände lehrt, daß irgendwelche Schwächen ihrer Durchbildung sich nicht im Ausweichen des Spundwandfußes oder im Zerstören der Bohlen durch Biegung bemerkbar zu machen pflegen, sondern durch Nachgeben der Anker. In einem angenehmen Falle sei etwa die Einspannung im Boden mit ungenügender Vorsicht errechnet und nicht tatsächlich vorhanden gewesen. Statt gemäß Abb. 36, 2 bildete sich eine Erdwiderstandsverteilung gemäß Abb. 36, 4 oder 5 aus, und es trat eine Druckverlagerung von der Baugrundbeanspruchung zum Anker ein. Diese wurde vermehrt durch weitere Druckverlagerung gemäß Abb. 42. Während die Vergrößerung des Biegemomentes infolge ungenügender Rammtiefe durch eine Verringerung infolge der anderen Verteilung des Erd-drucks ausgeglichen wurde, vermehrten beide Ursachen die Beanspruchung des Ankers, so daß dieser nachgab.

Will man mit der Spundwandlänge geizen, so muß man Widerstandsmoment und Anker stärker wählen, und dann ist es besser, von vornherein ohne Einspannung im Boden (Abb. 36, 6) zu rechnen, wobei sich in manchen Fällen die wirtschaftlichere Ausführung ergeben wird.

21. Beispiel 2. — Kaimauer auf Eisenbetonpfählen mit Stahlspundwand.

a) In einem bei Baubeginn auf $+ 2,00 \text{ NN}$ liegenden Gelände des Tidegebietes soll ein neues Hafenbecken angelegt und zuvor die einfassenden Kaibauten hergestellt werden. Beim Entwurf des in Abb. 43a dargestellten Querschnitts einer Ufermauer wurde die Höhenlage der Grenze zwischen Pfahlgrundwerk und Mauerkörper durch den Wunsch bestimmt, die Spannweite der Spundwand möglichst gering zu halten, jedoch den Mauerkörper in „Tidearbeit“ noch dort betonieren zu können, wo die Mauerflucht in die Geländeböschung vorspringt und auch die Baugrube dem Tidewechsel ausgesetzt ist.

b) Die Hafensohle soll auf 8 m unter MTNW ausgebagert werden. Den Ungenauigkeiten der Baggerung und etwaigen Abspülungen wird durch Annahme einer $0,5 \text{ m}$ größeren Ist-Tiefe der Sohle Rechnung getragen.

c) Die Bohrungen weisen zwischen -3 und -14 NN eine Tonschicht auf, die als wasserundurchlässig anzusprechen ist. Auf dem Wege unter der Spundwand hindurch können sich daher die Wasserstände vor und hinter der Mauer nicht ausgleichen. Welcher Wasserstandsunterschied möglicherweise auftreten würde, wenn nicht künstlich ein Ausgleich herbeigeführt wird, ist nicht zureichend abzuschätzen. Daher muß in diesem Falle eine besondere Vorrichtung für den Wasserstands-

ausgleich getroffen werden. Hier soll das durch Einbrennen schlitzförmiger Löcher in die Wand zwischen -2 und -4 NN und Ersatz des Bodens hinter den durchlöcherten Wandteilen durch Dränfilterkies geschehen. Da der Wasserdurchtritt durch den Filter ein Gefälle erfordert, wird ein Überdruck von rd. 1 m angenommen. In der Sandschicht zwischen Spundwandspitze und Ton wird kein Überdruck auftreten können, auch nicht in der Tonschicht selbst.

d) Die Bodeneigenschaften seien für die Sandschichten an gestörten, für die Tonschicht an ungestörten Proben in einer Versuchsanstalt ermittelt, und zwar:

für den Sand	$\rho = 32 \frac{1}{2}^\circ$	$\max \delta = 27^\circ$	$\gamma = 1,1$	(unter Wasser)
„ „ Ton	$\rho = 15^\circ$	$\max \delta = 15^\circ$	$\gamma = 0,4$	„ „
			$\tau^0 = 0,14$ kg/cm ²	

Für die statische Ermittlung wird dieser Befund wie in Abb. 43a eingeschrieben ergänzt und etwas abgeändert. Änderungen des Wandneigungswinkels beeinflussen den angreifenden Erddruck nicht sehr. Weil aber die weitere Ermittlung nur bei konstantem Wandneigungswinkel übersichtlich bleibt, wird überall $\delta_a = 15^\circ$ angenommen. Für den Erdwiderstand wird wie bei Beispiel 1 (20,e) $\delta_w < \max \delta$ und zwar $\delta_w = 22 \frac{1}{2}^\circ$ angesetzt, um einen Ausgleich gegenüber der Annahme über den Grenzwertteil der Widerstandsfläche (vgl. Text zu Abb. 36) zu schaffen.

e) In der Tabelle der Abb. 43a ist der Erddruck für die Annahme einer Drehung der ganzen Mauer um den Wandfußpunkt (Abb. 8a) nach Gl. (2) errechnet. Die e_1 -Linie (für den Druck des Bodens unter der Mauerplatte) wird mit der e_2 -Linie (für den Druck hinter der Mauer) vom Einschnittpunkt der e_1 -Linie zu dem der θ -Linie gemäß Abb. 9 gradlinig vermittelt. Dabei ist hier nicht die errechnete, sondern eine nach den unter g) angestellten Überlegungen „verbesserte“ e_1 -Linie verwendet worden.

f) Von dem Gesamterddruck gegen das Bauwerk wird zweifellos ein Teil nicht bis zur Spundwand vordringen können, sondern durch die Pfähle abgefangen werden. Die Schirmwirkung wird an Hand der Abb. 10 eingeschätzt. Dabei sollen die vorderen Pfähle zunächst außer Betracht bleiben oder als in der Spundwandebene stehend angesehen werden. Setzen wir weiter den Fall, daß die Bockdruckpfähle eine geschlossene Wand ausmachen, oder daß der Boden sich so verhalte wie an einer geschlossenen Wand, so haben wir es mit einem Erdkörper zwischen den Doppelwänden Spundwand und Bockdruckpfahlwand zu tun. Der Druck dieses Erdkörpers mindestens muß auf die Spundwand (+ vordere Pfähle) kommen.

g) Dieser Erddruck ist nach dem Hombergischen Verfahren (Abb. 40, Abschn. 18) zu bestimmen (Abb. 43b), das im weiteren Verfolg auch den Grenzwert des Erdwiderstandes gegen die Bockdruckpfahlwand liefert. Dabei ist die Annahme des unteren Drehpunktes („A“ in Abb. 40, „F“ in Abb. 43b) von besonderem Einfluß auf das Rechnungsergebnis. Bis zur Spitze L der linken Erdwiderstandsfläche (Abb. 43e) wird der volle Grenzwert des Widerstandes eingesetzt und muß mit entsprechender Bewegung gerechnet werden. Wollten wir den Festpunkt oberhalb L annehmen, so würden wir den Erdwiderstand oberhalb L doppelt ansetzen. Unterhalb L ist der Grenzwert des möglichen Widerstandes nicht ausgenutzt, und es kann hier keine große Bewegung mehr eintreten. Wirklich fest ist theoretisch erst der o-Punkt der Widerstandsfläche. Dieser soll daher auch als Festpunkt angenommen und für die erste Rechnung eingeschätzt werden.

h) Die Durchführung der weiteren Ermittlung wird durch die Verschiedenheit der Bodenschichten erschwert. Man ist zu vereinfachenden Annahmen genötigt. Der Wandneigungswinkel ist für Spundwand und Bockdruck-Pfahlwand einheitlich gleich 15° gesetzt. Der abrutschende Boden ist nach Maßgabe der Brechpunkte der Gleitlinienzüge aufgeteilt, und es werden die zu den Gleitflächenteilen gehörenden Q-Kräfte durch Zerlegung der Teilgewichte I, II, III in die durch θ und ρ gegebenen Richtungen der Q-Kräfte und der 15° -Neigung von E gewonnen. Die E'-Kräfte werden mit einer Tabellenrechnung bestimmt.

Die Zerlegung von E'_1 und G_1 in die Richtungen von E und Q und die Cremonaplanartige Fortsetzung des Kräftecks ist aus der Abb. 43b zu ersehen. Als Ergebnis wird die E-Fläche mit den Ordinaten $\Delta E/\Delta h$ bestimmt, außerdem die Kräfte Q_p und Q_m , die in das Kräfteck des Erdwiderstandes von den Bockdruckpfählen übernommen werden. Letzteres Kräfteck wird wie in Abb. 40 fortgesetzt.

i) Die in Abb. 43b gewonnene E-Fläche wird als verbesserte E_1 -Fläche in Abb. 43a übernommen (vgl. unter e). Der zur verbesserten E_1 -Fläche aus der Wirkung des Drucks hinter der Mauer hinzukommende Erddruck wird der „zusätzliche“ genannt. Bei $0,75$ m Pfahlabstand und $0,34$ m Pfahlbreite bewirken die Bockdruckpfähle einen „Verbau“ von $0,34/0,75 = 45\%$ und eine Abschirmung des zusätzlichen Erddruckes (gemäß Abb. 10) von 90% , das ist die in Abb. 43a breit schraffierte Fläche, deren Inhalt mit E_s (t) bezeichnet werden soll.

k) In die Coulomb-Hombergische Theorie, die eine Schar von Gleitflächen voraussetzt (Abb. 8a), läßt sich ein Ansatz des Gleitwiderstandes schlecht einfügen. Es wird angenommen, daß der Gleitwiderstand wie in einer Gleitfläche zur Wirkung kommt und daß der Grenzwert von τ_0 (hier $0,14$ kg/cm²) nicht voll ausgenutzt werden darf (hier bis $0,1$ kg/cm² — vgl. Ausführungen zu Abb. 13). Nach Gl. (3) wird mit $\text{ctg } \theta = 1,44$ errechnet: $k_s \cdot \text{ctg } \theta = 1,1,44$ t/m². Davon wird $0,44$ t/m² auf den abgeschirmten Teil der zusätzlichen Erddruckfläche und 1 t/m² auf die restliche Erddruckfläche, also nach Maßgabe des Verhältnisses dieser beiden Flächen verteilt.

l) In einer Tabelle der Abb. 43b ist noch der Erddruck von hinten gegen die Bockdruckpfahlebene so berechnet, als ob keine Bockzugpfähle vorhanden wären. Die Differenz zwischen der E_{p2} -Fläche und der ($E'_1 + E_{p1}$)-Fläche schlägt im oberen Teil einmal nach dieser, einmal nach jener Seite aus, ist im ganzen verschwindend gering und gibt ein unwahrscheinliches, in der Abb. 43 nicht mit dargestelltes Bild von den Erddruckkräften, die die Pfahlreihe aufzunehmen hat. Offenbar häufen sich die Ungenauigkeiten der Theorie durch die Differenzbildung. Sie werden weiter vergrößert, wenn wir die unter f) gemachte Annahme einer geschlossenen Wand der Bockdruckpfähle wieder fallen lassen und einen einzelnen Pfahl ins Auge fassen. Es bleibt dann eine offene Frage, wie die Einzugsgebiete (vgl. Abb. 10 unten) der Erddrucke von links und rechts einzuschätzen sind. Jedenfalls muß der zusätzliche Erddruck an einer Stelle des Bauwerks aufgenommen werden, und zwar muß er, wie unter f) gesagt, auf die Pfähle kommen. Die Fläche des Erddrucks von hinten gegen die Bockdruckpfähle wird daher mit einem Faktor multipliziert, der so zu wählen ist, daß die Differenz von E_2 und E'_1 gleich dem abgeschirmten Teil des zusätzlichen Erddrucks ist.

Nun kann beim Ansetzen des auf die Bockdruckpfähle entfallenden zusätzlichen Erddrucks noch der Anteil des gesamten zusätzlichen Erddrucks berücksichtigt werden, der vorher von den Bockzugpfählen abgefangen wird.

Der Darstellung dieses Anteils dient Abb. 43c. Hier ist zunächst der Erdkörper zwischen der Bockdruckpfahlebene und der Bockzugpfahlebene als Boden zwischen Doppelwänden untersucht; denn der daraus entstehende Erddruck muß mindestens auf die Bockdruckpfähle kommen. Die E'-Kräfte sind hier nicht zu ermitteln; es wird geschätzt, daß sie die E_{p1} -Kräfte um 25% vergrößern. Als Gleitflächenneigungen werden die des Erdkörpers zwischen Spundwand und Bockdruckpfählen angesetzt, da bei gleichem Boden eine von unten bis oben gleich geneigte Gleitfläche angenommen werden soll (Abb. 9) und zudem eine genauere Bestimmung das Rechnungsergebnis nicht wesentlich beeinflussen kann. Die Q-Kräfte auf die verschiedenen Teile der gebrochenen Gleitflächen unter Teilkörper III und IV sind ungefähr gleichgerichtet; im Kräfteck wurde die Winkelhalbierende als resultierende Richtung angesetzt. (Bei den Q-Richtungen für die Widerstandsberechnung unter den Teilkörpern V und VI wurde anders verfahren! — Vgl. n.)

Bei dem dargestellten Beispiel ist der Erddruck gegen die Bockdruckpfähle oberhalb -11 NN ermittelt zu $E_{p2} = 50 t$ für volle Hinterfüllungshöhe (Abb. 43b) und zu $E_{p1} = 13 t$ für den Boden zwischen den Pfählen (1,25 mal schraffierte Fläche in Abb. 43c); zusätzlich ist also $\frac{50 - 13}{50} = \frac{3}{4}$ des Gesamtdruckes von 50 t; davon wird bei Annahme eines Verbaues von $b \cdot \tau_{00} = \frac{0,34}{3,0} \cdot 100 = 11,5\%$ ein Anteil von 23% (Abb. 10) abgeschirmt. Von den 90%

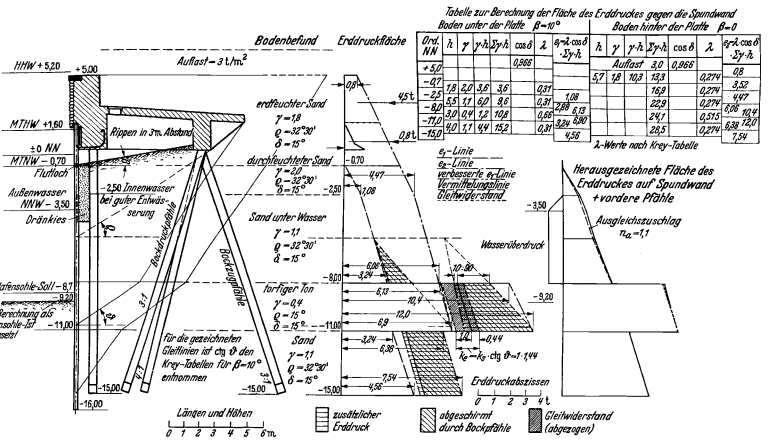


Abb. 43a.

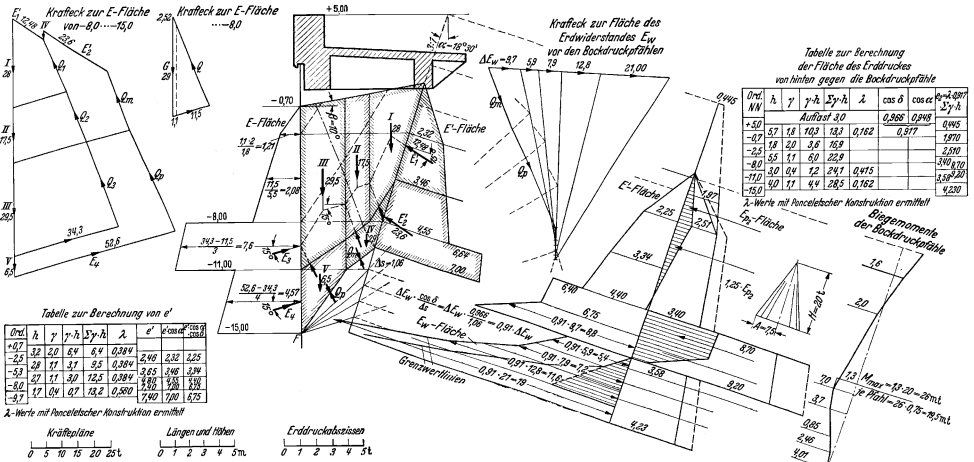


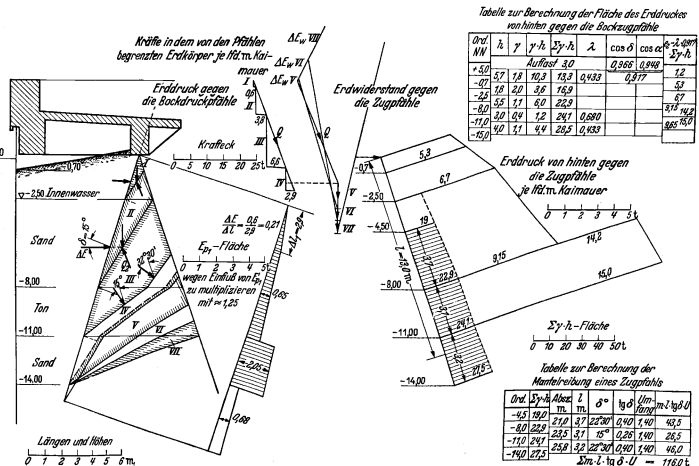
Abb. 43b.

zusätzlichen Erddruckes gegen die Spundwand wird also durch die Bockdruckpfähle ein Anteil von $\frac{1}{4} + \frac{3}{4} \left(\frac{100 - 23}{100} \right) = 83\%$ abgeschirmt.

Die oben gestellte Forderung ist hier erfüllt, wenn die Abszissen der E_p -Fläche mit 1,25 multipliziert werden (gestrichelte Linie in Abb. 43b). Die Differenz 1,25 $\cdot E_p$ -Fläche weniger E' -Fläche ist gleich 83% des zusätzlichen Erddruckes gegen die Spundwand und stellt damit die angemessene Erddruckbelastung je lfdm der Bockpfahlwand dar.

m) Die Auflagerung der Bockdruckpfähle soll oben voll eingespannt hergestellt werden.

Abb. 43c.



(Eine schlecht abschätzbare teilweise Einspannung wird sich bei geringem Einbinden der Pfahleisen ohnehin einstellen). Auch am

ist durch die Platte abgedeckt. Es können also keine solchen Wirkungen entstehen, die gleichzeitig den Druck auf die Spundwand und den Widerstand des Ankers (vgl. Abschn. 20, n) ver-

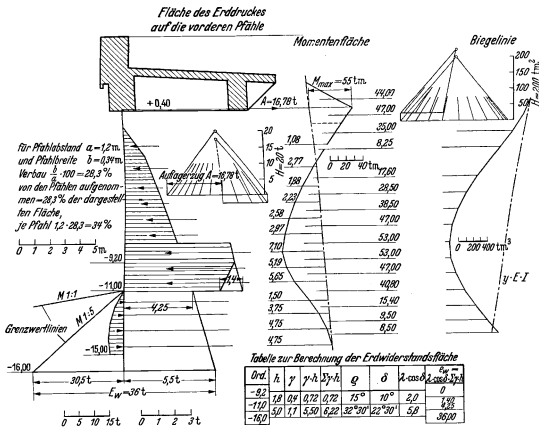


Abb. 43d.

Abb. 43. Erdrukberechnung für eine Kaimauer auf Eisenbetonpfählen mit Stahlspundwand.

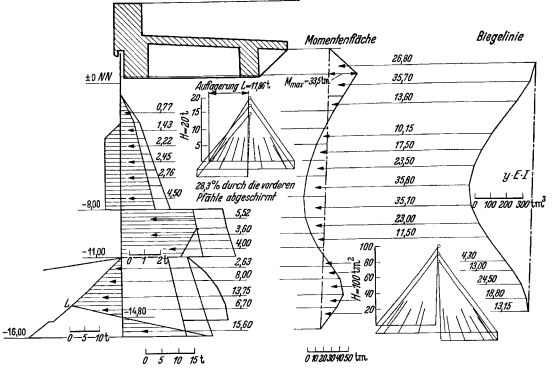


Abb. 43e.

unteren Pfahlende, im Boden, ist eine teilweise Einspannung möglich, doch ungewiß. Die Pfähle werden im allgemeinen eingespült, und so fehlt die Voraussetzung, unter der allein mit Einspannung zu rechnen ist, nämlich daß die dem Erdwiderstand vorausgehende Verschiebung bereits (durch Rammung) eingeleitet sei. Es wird daher eine Auflagerung nach Abb. 36,6 angenommen, so daß der Grenzwert des Erdwiderstandes nicht voll herangezogen wird (in Abb. 43b schraffierte Fläche). Die Lage der Schlußlinie der Momentenfläche wird eingeschätzt.

n) Der auf die Zugpfähle entfallende Erdrukberechnung soll durch die Überlegung unter l) bereits vorweg zu 100-83 = 17% des zusätzlichen Spundwanderdrucks bestimmt sein. Die in Abb. 43c gezeichnete Erdrukberechnungsfläche dient im Zusammenhang mit dem Kräfte des Erdwiderstandes nur zur Abschätzung der Druckverteilung.

Zur Bestimmung des Erdwiderstandes muß zunächst wieder der Festpunkt eingeschätzt werden. An Hand der Verteilung des Erdwiderstandes auf die Bockdruckpfähle wurde er hier auf -14,0 NN angenommen. Die nach der Hombergischen Annahme durch den Festpunkt gelegten graden Gleitlinien unter den Erdteilkörpern V und VI durchschneiden die weiche Tonschicht und den festen Sand. Es ist unwahrscheinlich, daß die Linien sich tatsächlich so ausbilden werden. Eher wird der Ton nach einer gebrochenen Gleitlinie, etwa entlang der Ton-Sand-Fuge ausweichen. Zur Vorsicht wurde deshalb für die Gleitflächen unter V und VI die Richtung von Q nur unter dem Ton-Reibungswinkel von 15° eingeschätzt. Die Gleitfläche unter VII mit dem Neigungswinkel für Q von 32 1/2° ergibt dann sprunghaft einen schon aus der Zeichnung herausfallenden sehr großen Wert (der übrigens erwarten läßt, daß für diesen Fall die Annahme der ebenen Gleitfläche reichlich ungenau ist) und zeigt an, was auch die Anschauung nahe legt, daß der Zugpfahl kurz nach Eintritt in die untere Sandschicht auf ein festes Auflager im Boden findet. Das Biegemoment wird auf

$$\frac{E \cdot l}{12} \text{ geschätzt, das ist hier mit } E = 0,17 \cdot 18 = 3 \text{ t/m und}$$

$$E = 3 \cdot 3 \text{ t/Pfahl} = \frac{9 \cdot 13}{12} = 9,75 \text{ mt.}$$

o) Der Ausgleichsschlag kann bei dem vorliegenden Bauwerk gering gehalten werden. Die Kräfte, die den Erdrukberechnung aus den natürlichen annähern wollen, werden nicht zu schädlicher Auswirkung kommen. Die bei der Einwirkung von Verkehrslasten gefährliche Stelle unmittelbar hinter der Spundwand

größern. Spundwand und verankernder Pfahlbock sind zu einem Baukörper zusammengefaßt und werden miteinander ausweichen, wenn der Druck von hinten auf das Bauwerk zu groß wird (vgl. Abschn. 2).

Die in der Annahme der Vermittlungslinie zwischen der e₁ = und der e₂-Linie gemäß Abb. 9 enthaltene Ungenauigkeit liegt auf der ungünstigen Seite und stellt ebenso wie die Verwendung der „verbesserten“ e₁-Linie bereits einen Ausgleich im unteren Teil der Erdrukberechnungsfläche gegenüber anderen zu günstigen Annahmen dar. Bei dem Erdrukberechnung auf die Pfähle wird mit Rücksicht auf die Vernachlässigung der möglichen unteren Einspannung und die ungünstige Annahme des Festpunktes F kein Ausgleichszuschlag angesetzt. Bei der Spundwand, deren Erdrukberechnungsfläche in Abb. 43a rechts besonders herausgezeichnet ist, wurde bis NN n₁ = 1,1 und von dort bis zur Hafensohle auf 1 abnehmend angesetzt.

p) Es wird angenommen, daß für die vorderen Pfähle die gleiche Erdrukberechnungsfläche wie für die Spundwand abzüglich des Wasserüberdruckes maßgebend ist. Die Pfähle schirmen einen Teil dieses Erdrukberechnungs ab; bei einem Verbau von 28,3% beträgt hier die Abschirmung nach Abb. 10 ebenfalls 28,3% des Erdrukberechnungs (vgl. Abb. 43d). Der abgeschirmte Teil ist beim Ansatz des Druckes auf die Spundwand selbst (Abb. 34e) abzuziehen. Hinsichtlich des Erdwiderstandes ist anzunehmen, daß eine Einspannung der Pfähle im Boden nicht gewährleistet ist (vgl. 21m), daher wird eine Verteilung gemäß Abb. 36, 6 angesetzt. Bei der biegsamen und zudem gerammten Spundwand darf, wie bei Beispiel 1, mit Einspannung im Boden gerechnet werden²⁸.

q) Es ergeben sich bei diesem Berechnungsverfahren verhältnismäßig geringe Spundwandmomente und ungewohnt große Biegemomente der Pfähle. Erfahrungen, die es ermöglichen, die Richtigkeit der Ergebnisse zuverlässig zu prüfen, liegen nicht vor und sind auch schwer zu gewinnen; denn offenbar besteht zwischen Spundwand und Pfählen eine rechnerisch nicht genau erfäßbare Abhängigkeit. Bei der vorangehenden Ermittlung wurde dies schon stillschweigend mit in die Rechnung einbezogen, insofern nämlich als für die Bockdruckpfähle der allein behandelte, für die Spundwand maßgebende Belastungsfall nicht ohne weiteres als der ungünstigste gegeben ist. Bei einem Wasserstand auf NN wird das Gewicht des Bodens und damit der angreifende Erdrukberechnung links (Abb. 43b) der Pfähle durch den Auftrieb in ganz anderem Verhältnis vermindert als rechts der Pfähle, und es muß sich ein größerer Überschuß des Druckes von

rechts ergeben. Doch wird eine allzugroße Verbiegung des Pfahles nicht eintreten, solange der Erdkörper zwischen Spundwand und Bockpfählen Erdwiderstand hergeben kann, dessen Reaktion den Erddruck auf die Spundwand vermehrt und die bei dem für die Spundwand günstigen Wasserstand noch aufgenommen werden kann. Verfolgt man diesen Gedanken weiter, so findet man, daß eine Kaimauer auch dann standfest sein kann, wenn die Pfähle sehr biegsam und garnicht in der Lage sind, Erddruckkräfte abzuschirmen, wenn nur zugleich die Spundwand genügend steif und so widerstandsfähig ist, daß sie alle seitlichen Kräfte allein aufnimmt. Doch hätte man dann eine Art labilen Gleichgewichts, das nicht zum Ausgangspunkt einer Entwurfsberechnung genommen werden sollte.

r) Die Pfahlmomente sind bei dem behandelten Beispiel besonders groß; doch lassen sich Pfähle herstellen, die solche Momente aufnehmen vermögen. Es scheint auch vertretbar, daß der Bemessung der Pfähle nicht die gemeinhin „zulässigen“ Spannungen zugrunde gelegt werden, sondern — entsprechend dem unter 20 i zu den Stahlpundbohlen Gesagten — der Proportionalitätsgrenze nähere Spannungen. Dies ist bei Kaimauerpfählen deshalb um so eher zu vertreten, als ein zufälliger Fehler eines Pfahles sich schwerlich bemerkbar machen kann, da der Pfahlrost als Ganzes zur Wirkung kommt und ein Mangel einzelner Pfähle sich auf einen weiten Bereich des Rostes verteilen muß, da die Natur der Erddruckkräfte es mit sich bringt, daß nicht ein Pfahl mit der hinter ihm befindlichen Erdkörperlamelle für sich ausweichen kann. Immerhin würden solche Pfähle im Falle des Beispiels sehr schwer und so unhandlich werden, daß es sich empfehlen würde, eine andere Bauart für die Mauer zu wählen. Das behandelte Beispiel wurde gerade deswegen gewählt, um zu zeigen, wie ungünstig tiefliegende nachgiebige Schichten für eine Kaimauer und unter deren Bauteilen besonders für die Pfähle sind, und daß gegebenenfalls Schäden weniger an der Spundwand als eben an den Pfählen zu erwarten sind.

s) Die Pfähle werden außer durch die Biegemomente durch achsrechte Kräfte beansprucht, die teils aus dem Gewicht des Mauerkörpers und der Auflast, teils aus der Bockwirkung herrühren. Die waagerechten Kräfte auf den Bock setzen sich hier wie folgt zusammen:

Auflagerzug A der Spundwand	11,80 t/m
„ A der vorderen Pfähle	4,75 „
„ A der Bockdruckpfähle	7,50 „
„ A der Bockzugpfähle	1,50 „
Erddruck auf die Längsstripe	0,80 „
Erddruck über + 2,50	4,50 „
Pollerzug und Kransteinstoß	2,00 „
	<hr/>
	32,85 t/m

Durch Zusammensetzen dieser waagerechten mit den lotrechten Lasten wurden die angreifenden achsrechten Kräfte bestimmt, und zwar für die Bockdruckpfähle zu 90 t Druck und für die Zugpfähle zu 30 t Zug je lfdm Kaimauer. Die Bockdruckpfähle haben also auf den Baugrund eine achsrechte Kraft von 90 t zu übertragen, das sind zerlegt 87 t lotrecht und 25 t waagrecht; dazu kommt als waagerechte Kraft der aus dem Erddruck auf die Pfähle herrührende untere Auflagerdruck in Höhe von rd. 7,5 t.

Die widerstehenden Kräfte sind bisher nicht erforscht; es gibt auch kein gebräuchliches Verfahren zu ihrer Bestimmung. Man hilft sich im allgemeinen mit der Annahme einer zulässigen Belastung je Pfahl, die zwischen 40 und 70 t eingeschätzt wurde, und mit der Forderung, daß die Rammung nach einer der Rammformeln genügende Sicherheit biete (z. B. 2½-fach nach Redtenbacher). Dieser Befehl ist jedoch unzureichend und wird zudem irreführend, sobald die Pfähle so eng stehen, daß sich ihre Einflußgebiete überschneiden. Bekanntlich überträgt ein Rammpfahl seine Last nicht nur durch den „Spitzenwiderstand“, sondern auch durch die „Mantelreibung“ auf den Baugrund. In welchem Verhältnis die über die Spitze und den Mantel übertragenen Kräfte stehen, richtet sich nach den besonderen Umständen des Einzelfalles. Die Pfahllast wird jedenfalls nicht notwendig allein auf den

Boden unmittelbar unter der Pfahlspitze übertragen, sondern sie kann infolge der Mantelreibung auch auf den Boden neben der Pfahlspitze und weiter oben auf den Boden neben dem Pfahlmantel übertragen werden (Abb. 44). Die Mantelreibung bewirkt, so kann man es auffassen, eine gewisse Verbindung zwischen Pfahl und Baugrund, die in der Wirkung einer Verbreiterung des Pfahlfußes gleichkommt. — Voraussetzung dabei ist eine genügende seitliche Pressung zwischen Pfahl und Boden. Stehen die Pfähle eines Pfahlrostes eng beieinander, so wird meist durch die Rammung der ersten Pfähle der Baugrund bereits so stark verdichtet, daß die zwischen den ersten einzubringenden weiteren Pfähle einen so großen Rammwiderstand bieten, daß Spülung zur Hilfe genommen werden muß. Eine derartige Verdichtung des Baugrundes muß beim Einbringen der Pfähle erreicht werden, um die genannte Voraussetzung zu erfüllen.

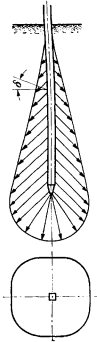


Abb. 44. Skizze über den Übergang einer Pfahllast auf den Baugrund.

In dem engen Pfahlrost werden sich die Querschnitte der durch die Wirkung der Mantelreibung gleichsam verbreiterten Pfahlfüße überschneiden; die Ausnutzung des Baugrundwiderstandes kann dann durch eine Vermehrung der Pfähle nicht verbessert werden. Dieser Fall soll für die Längsrichtung der Kaimauer bei dem im folgenden erläuterten Verfahren zur Abschätzung der widerstehenden Kräfte des Baugrundes vorausgesetzt werden. Die Pfahlabstände seien also genügend gering, um eine Pfahlreihe (Bockdruckpfähle) wie eine Pfahlwand, d. h. nicht mehr als räumliches, sondern als ebenes Problem behandeln zu dürfen.

t) Nach einiger Vereinfachung kann man die Frage nach dem Widerstand des Baugrundes wie folgt (Abb. 45) fassen: In einer Tiefe t unter der Hafensohle drückt ein Grundwerkskörper von der Breite b mit dem Gewicht Q auf den Baugrund, der links und rechts von dem Grundwerkskörper mit Boden verschiedener Höhe und daher verschiedener Sohldrucke ($p_1 > p$) belastet ist. Wann weicht der Baugrund aus?

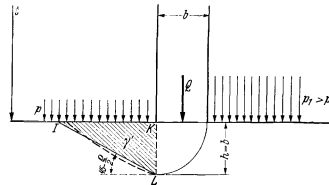


Abb. 45. Skizze über den Widerstand des Baugrundes.

Der Baugrund kann nur seitlich und zwar nur einseitig nach der Seite der geringeren Bodenauflast (p) ausweichen. Dabei wird sich eine gekrümmte Gleitfläche ausbilden. Betrachten wir nun die Kräfte, die auf eine den Gleitkörper lotrecht unter der Grundwerkskante unterteilende Fläche $K-L$ wirken! Nach der Abb. 45 rechts von $K-L$ greift ein durch die Grundwerkslast Q hervorgerufener Erddruck an, dessen Größe zu rund $E_Q = \lambda_w \cdot Q$ angesetzt werden kann. Dem soll der Erdwiderstand E_w links von $K-L$ standhalten. E_w ist hauptsächlich abhängig von der Größe der Auflast p und dem λ -Wert, der dem Reibungswinkel des Bodens entspricht. Als Annäherung kann man p in das Raumgewicht des Gleitkörpers IKL einrechnen, wobei sich $\gamma' = \gamma + \frac{2p}{h}$ oder bei

Vernachlässigung von γ $\gamma' = \frac{2p}{h}$ ergibt. Dann ist rund

$$E_w = \lambda_w \cdot \gamma' \cdot \frac{h^2}{2} = \lambda_w \cdot \frac{2p}{h} \cdot \frac{h^2}{2} = \lambda_w \cdot p \cdot h$$

und bei Annahme von $h = b$ $E_w = \lambda_w \cdot p \cdot b$

Bei dem hier behandelten Beispiel stehen die Bockdruckpfähle auf einer Grundfläche von rd. 2 m Breite. $p = \Sigma \gamma \cdot h$ ist mit

15,2 t/m, λ_w mit 5,8 anzusetzen. Dann ist $E_w = 5,8 \cdot 15,2 \cdot 2 = 177$ t/m. Demgegenüber ist E_a nach den obengenannten Zahlen $E_a = (25 + 7,5) + \lambda_a \cdot 87 = 32,5 + 0,28 \cdot 87 = 57$ t/m und $n = \frac{177}{57} = 3$. Natürlich beansprucht eine derartige Rechnung keine Genauigkeit. Die Pfahllasten werden zweifellos größer werden als angesetzt, da sich oberhalb der Hauptgleitfläche Boden durch die Reibung an die Pfähle hängen wird. Ebenso wird aber unterhalb der Hauptgleitfläche ein Kraftanteil aus den Pfählen an den Boden abgegeben und vergrößert auch p und damit E_w . Bei praktischen Berechnungen werden gleichartige Überlegungen auch für die Vorderpfähle und gegebenenfalls weitere kritische Punkte durchzuführen sein.

u) Die Widerstandskraft der Zugpfähle beruht hauptsächlich auf der Mantelreibung, daneben auf Eigengewicht und gegebenenfalls auch Saugwirkung; sie ist noch weniger als die der Druckpfähle erforscht. Der einzelne Zugpfahl mag ähnlich wie ein Anker einen Bodenkeil erfassen, was jedoch bei Ausziehversuchen nicht bemerkt werden kann, wenn der Pfahlzieher auf der Oberfläche des Bodenkeils abgestützt ist.

Es gilt hier entsprechend das unter s) über die Überschneidung der Pfahlkräfte Gesagte. Von einem gewissen Pfahlabstand an kann die Haltekraft einer Pfahlreihe durch Engerstellen der Pfähle nicht vermehrt werden.

Da zuverlässige Verfahren für die Berechnung der Haltekraft fehlen, schätzt man sie üblicherweise nach Maßgabe der Umfangsreibung ein. Es wird angenommen, daß der Auszieh Widerstand einfach verhältnismäßig Länge \times Umfang \times Reibungszahl \times Erdpressung sei. Die Größe der Pressung zwischen Pfahlmantel und Boden wird je nach Boden- und Einbringungsart sehr verschieden sein. Sie wird einem dem Erdwiderstand entsprechende Größe annehmen. Mit genügender Vorsicht wird man bei eingerammten Pfählen den Wert des natürlichen Erdrucks ($\Sigma \gamma \cdot h$) ansetzen dürfen. Als tragende Länge darf natürlich nur die des Pfahlteiles außerhalb der Hauptgleitfläche in Rechnung gestellt werden. Für den Fall des behandelten Beispiels ist die Berechnung in einer Zahlentafel der Abb. 43c durchgeführt und die Mantelreibung eines Pfahles zu 116 t ermittelt. Die sich danach ergebende Sicherheit von $\frac{116}{3,30} = 1,3$ erscheint bei der Unsicherheit der Annahmen reichlich gering, selbst wenn man berücksichtigt, daß die Ermittlung der Horizontalkraft und damit der Zugkraft einen Ausgleichsfaktor enthält. Solange das Problem des Auszieh widerstandes der Zugpfähle nicht näher erforscht ist, empfiehlt es sich $n > 2$ zu wählen.

Das absichtlich an die Grenze der Standsicherheit gerückte Beispiel erweist die Biegefestigkeit der Pfähle und die Haltekraft der Zugpfähle im Boden als besonders kritische Punkte.

22. Beispiel 3. — Pfahlwandbock aus Eisenbeton.

a) Das in Abb. 46 dargestellte Bauwerk soll nur als Böschungsstütze dienen. Schiffe machen nicht daran fest. Abspülungen des Hafensbodens sind nicht zu erwarten. Bei der Baggerung bleibt

²⁶ Das Problem der Haltekraft von Ankern und insbesondere, „kurzen Ankern“ ist in dem während der Drucklegung dieses Aufsatzes erschienenen Buch von E. K r a n z: Über die Verankerung von Spundwänden, Berlin 1940, ausführlich behandelt. Es wird gezeigt, daß wie bei der von H o m b e r g untersuchten Doppelwand der Erdwiderstand vor dem Anker von dem Erdruck gegen die gehaltene Wand beeinflusst wird. Die maßgebende Gleitlinie ist die Verbindung zwischen Ankerfußpunkt und Spundwandfußpunkt, wenn a) der Anker „kurz“ ist, oder b) die Raumgewichte und (oder) Reibungswinkel des Bodens unter dem Anker geringer sind als über dem Anker. Dies macht auch für die meisten „langen“ Anker eine Vergleichsberechnung nach K r a n z erforderlich.

über der planmäßigen Hafensohle im allgemeinen noch eine kleine Böschung vor der Pfahlwand stehen. Die planmäßige Hafensohle wird daher auch in der Berechnung angesetzt.

b) Die Eisenbetonpfahlwand ist nicht wasserdicht. Durch eine Kiesschüttung hinter ihr muß der feine Hinterfüllungs sand gehindert werden, durch die Fugen zu rutschen. Mit Wasserüberdruck braucht daher nicht gerechnet zu werden.

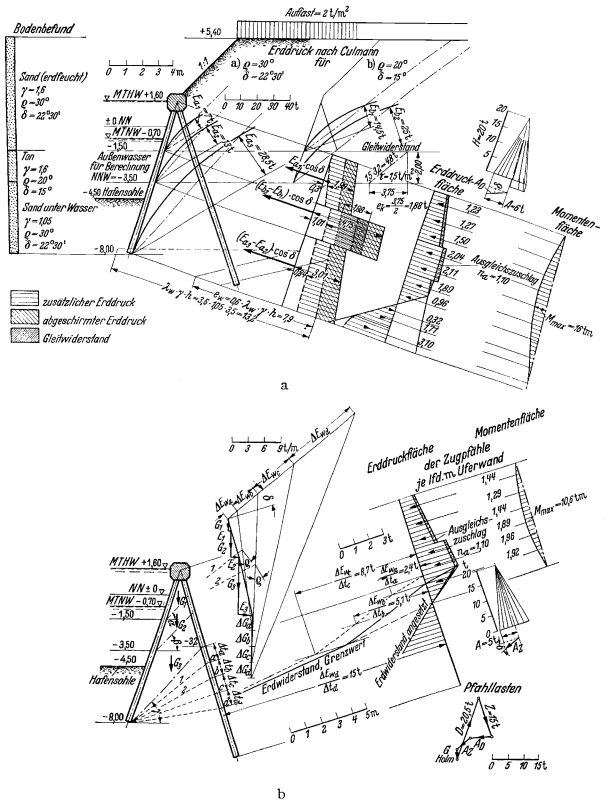


Abb. 46. Erdruckberechnung für einen Pfahlwandbock.

c) Der Bodenbefund ist in Abb. 46a eingezeichnet. Bei der Gleitwiderstandsberechnung wurde wegen der Mehrlast durch plan-

²⁸ Die in der Einleitung erwähnten Untersuchungen zur weiteren Abstimmung von Erfahrung und Rechnung haben noch während der Drucklegung dieses Aufsatzes zu folgenden ersten Ergebnissen geführt:

1. Der Einfluß der Bodennachgiebigkeit auf die Größe der ausgelösten Erdwiderstände im unteren Spundwandteil ist sehr viel größer als in den Schätzungen dieses Aufsatzes angenommen wurde.
2. Statt voller Einspannung im Boden wird praktisch bestenfalls halbe Einspannung eintreten, und ein Wert von $\nu = 0,25$ wird nur unter unwahrscheinlichen Verhältnissen überschritten werden.
3. Bei mit $\nu = 1,5$ berechneten verankerten Spundwänden kann die mangelnde Einspannung im Baugrund durch Druckverlagerung und Erdwiderstand gegen den Teil der Spundwand oberhalb des Ankers im allgemeinen hinsichtlich des Biegemomentes ausgeglichen werden; man darf dann auch die hohen Spannungen des Beispiels 1 zulassen. Doch muß mit einer Erhöhung der Ankerkraft um etwa das 1,5 fache gerechnet werden.
4. Bei K a i s p u n d w ä n d e n wird anders als in Beispiel 2 besser ohne Einspannung im Boden gerechnet, da die Ausgleichsmöglichkeiten hier gering sind. Bei Rechnung mit Einspannung sind die zulässigen Spannungen etwa 20 % niedriger, die Ankerkraft etwa 20% über der des Rechnungsergebnisses anzusetzen.

mäßige Geländeaufhöhung ein auf 50% verringerter τ -Wert eingesetzt (vgl. Ziff. 10)

d) Beim anfänglichen Nachgeben der Wand ist eine leichte Kippbewegung um den Wandfußpunkt zu erwarten. Der Erd-Druck ist daher für Fall a, Abb. 8 anzusetzen. Es soll ohne Einspannung im Boden gerechnet werden. Die Gestalt der Hinterfüllung ermöglicht nicht die Rechnung mit nachschlagbaren λ -Werten. Der Erd-Druck muß für verschiedene Wandabschnitte mit Culmannlinien bestimmt werden. Der Schwierigkeit der Gleitlinienführung in den verschiedenen Bodenschichten wird dabei begegnet, indem eine Schar Culmannlinien so gezeichnet wird, als ob der Boden überall $\varrho = 30^\circ$ hätte (E_{a1} , E_{a2} , E_{a3}), eine andere Schar so, als ob er überall $\varrho = 20^\circ$ hätte (E_{b1} , E_{b2}). Die Raumgewichte werden dagegen richtig eingesetzt. Die Erd-Drucke auf die Wandabschnitte werden durch Differenzbildung gefunden wie in Abb. 46a eingetragen.

e) Zur Berücksichtigung der Schirmwirkung der Zugpfähle und zur Einschätzung ihrer Biegemomente wird wie bei dem vorigen Beispiel verfahren (Abb. 46b). Der Druck des Erdkörpers zwischen den Pfählen ist in Abb. 46a als gestrichelte Linie dargestellt, der zusätzliche, der abgeschirmte und der als Gleitwiderstand abziehbare Erd-Druck sind gekennzeichnet.

f) Ein Ausgleichsfaktor ist hier weniger mit Rücksicht auf bodenverdichtende Wirkungen als zum Ausgleich der Ungenauigkeit der Annahme ebener Gleitflächen anzusetzen, der bei nach hinten geneigter Wand besonders groß ist. Insgesamt wurde $n_a = 1,1$ gesetzt.

g) Der Grenzwert des Erdwiderstandes wird vermehrt durch die Reibungskomponente der Bockdruckkraft. Bei vollkommen starrer Wand würde der Widerstand sich am Pfahlfuß häufen. Es empfiehlt sich daher, um eine möglichst ideale Stützweite zu erhalten, eine steife Wand nicht tiefer zu rammen als es für ihre achsiale Tragfähigkeit erforderlich ist (vgl. Abschn. 21 t). Die Eisenbetonpfahlwand aber ist als so steif einzuschätzen, daß ihre Durchbiegung nur einen sehr kleinen Grenzwertteil der Erdwiderstandsfläche erwarten läßt (Abb. 36,6). Um auch die Reibungskomponente am Wandfuß zu berücksichtigen, wurde die Widerstandsverteilung gemäß Abb. 36,7, also ohne Grenzwertteil angesetzt. Eine geringe Abrundung der Widerstandsfläche diene nur der Anpassung an die zur Aufnahme der angreifenden Kräfte notwendige Auflagerkraft.

h) Die Zugpfähle sind wie in Abschn. 22 u zu berechnen.