

Zur Diskussion von dränenierten oder undränenierten Randbedingungen bei Baugruben in weichen Böden

Im Rahmen der Bearbeitung der Entwürfe EB 90 bis 101 der Empfehlungen über Baugruben in weichen bindigen Böden [6] durch den Arbeitskreis „Baugruben“ der Deutsche Gesellschaft für Geotechnik wurde offenkundig, daß für die Thematik von großer Bedeutung ist, ob bei der Berechnung dränenierte oder undränenierte Bedingungen für den weichen Boden zugrunde gelegt werden. Dabei ergeben sich während der Ausgrabphasen vor und hinter der Wand Spannungspfade im Boden, die sehr unterschiedlich verlaufen und eine eindeutige Zuordnung zu den Spannungs- und Porenwasserdruckbedingungen nicht immer zweifelsfrei zulassen.

Es hat sich aber auch gezeigt, daß Berechnungen unter Verwendung der Scherfestigkeit des undränenierten Bodens c_u zu unsinnigen Ergebnissen führen können bzw. nicht immer auf der sicheren Seite liegen.

Die neuen Empfehlungen der EAB geben deswegen einen pragmatischen Weg auf der Grundlage effektiver Spannungen mit dem Winkel der Gesamtscherfestigkeit φ'_s für unterschiedliche Zustände vor.

In dem Beitrag werden diese Ansätze bodenmechanisch begründet und die noch offenen Fragen erläutert. Durch Parameterstudien konnte belegt werden, daß die Empfehlungen der EAB in der Regel auf der sicheren Seite liegen. Die Ausführungen sollen aber auch dazu beitragen, für Baugrubensituationen in weichen Böden, den Beteiligten Hilfestellungen für eine Einschätzung zu geben, ob im konkreten Anwendungsfall eher dränenierte oder undränenierte Bedingungen vorliegen.

Discussion on drained and undrained conditions in excavations in soft soils. *In the course of the preparation of the draft recommendations for excavations in soft cohesive soils EB 90 to 101 [6] by the working group „Excavation“ of the German Geotechnical Society it became obvious, that the question whether to apply the drained or undrained condition is of great importance in the design and analyses of excavations. During the execution of the excavation, different stress paths develop in front of and behind the wall, in which it is not always doubtless to match them with the state of stress and pore water pressure condition.*

Experience also shows that the analysis and design of retaining structures using the undrained strength c_u may leads to unrealistic results, and it does not necessarily lie on the safe side. That is why the new draft recommendation of the EAB provides a pragmatic approach based on the effective stress concept using the angle of the total shear resistance φ'_s for different cases.

The paper verifies the recommended approaches and clarifies the yet open questions in the draft work based on theoretical soil mechanics. Parameter studies show that the recommendations of the EAB normally lies on the safe side. The paper also provides a way of evaluation whether drained or undrained condition prevails for a concrete practical application cases of excavations in normally consolidated soft soils.

1 Grundlagen

Die Scherfestigkeit von Böden mit effektiven Scherparametern kann bekanntlich geschrieben werden als

$$\tau = c' + \sigma' \cdot \tan \varphi' \quad (1)$$

mit

$$\sigma' = \sigma - u \quad (2)$$

$$u = u_0 + \Delta u, \quad (3)$$

wobei u_0 den hydrostatischen Porenwasserdruck und Δu den Porenwasserüberdruck darstellen. In totalen Spannungen ist

$$\tau = c_u. \quad (4)$$

Desweiteren ist es gängige Praxis, z. B. für normalkonsolidierte Böden die Gl. (1) in der Form

$$\tau = \sigma'_e \cdot \tan \varphi'_s \quad (5)$$

zu schreiben, mit φ'_s als Winkel der Gesamtscherfestigkeit und σ'_e als äquivalente Spannung nach [9] und DIN 18137 [5]. Diese Form der Darstellung wird nachfolgend gewählt.

Für ebenes Gelände und glatte Wände gelten unterhalb des Grundwasserspiegels i. allg. die klassischen Erddruckgleichungen nach Rankine mit

$$e_a = \gamma' \cdot z \cdot K_a \quad (6)$$

$$e_p = \gamma' \cdot z \cdot K_p \quad (7)$$

Bei undränenierten Bedingungen wird häufig die folgende Beziehung verwendet:

$$e = \gamma' \cdot (H + z) \mp 2 \cdot c_u / \xi \\ = \gamma' \cdot (H + z) \cdot [1 \mp 2 \cdot \lambda_{cu} / \xi] \quad (8)$$

mit (-) für den aktiven und (+) für den passiven Erddruck, sowie ξ als Anisotropiefaktor, der häufig näherungsweise zu 1 für den aktiven und zu 2 für den passiven Fall gesetzt wird. $\lambda_{cu} = c_u / \sigma'_{v0}$ ist die auf den effektiven Überlagerungsdruck $\sigma'_{v0} = \gamma' \cdot z$ bezogene Scherfestigkeit des undränenierten Bodens und liegt bei normalkonsolidierten weichen Böden i. d. R. zwischen 0,2 und 0,33, siehe [2], und H ist die Baugrubentiefe. In den Gln. (6) bis (8) ist wie bei der Vorgehensweise nach EAB [6] der hydrostatische Wasserdruck nicht enthalten und muß zusätzlich gesondert berechnet werden. Bei Böden oberhalb des Grundwasserspiegels wird in den Gln. (6) bis (8) γ' zu γ bzw. γ_r .

Die grundsätzlich mögliche Vorgehensweise bei der Berechnung von Baugruben in weichen Böden zeigt Bild 1.

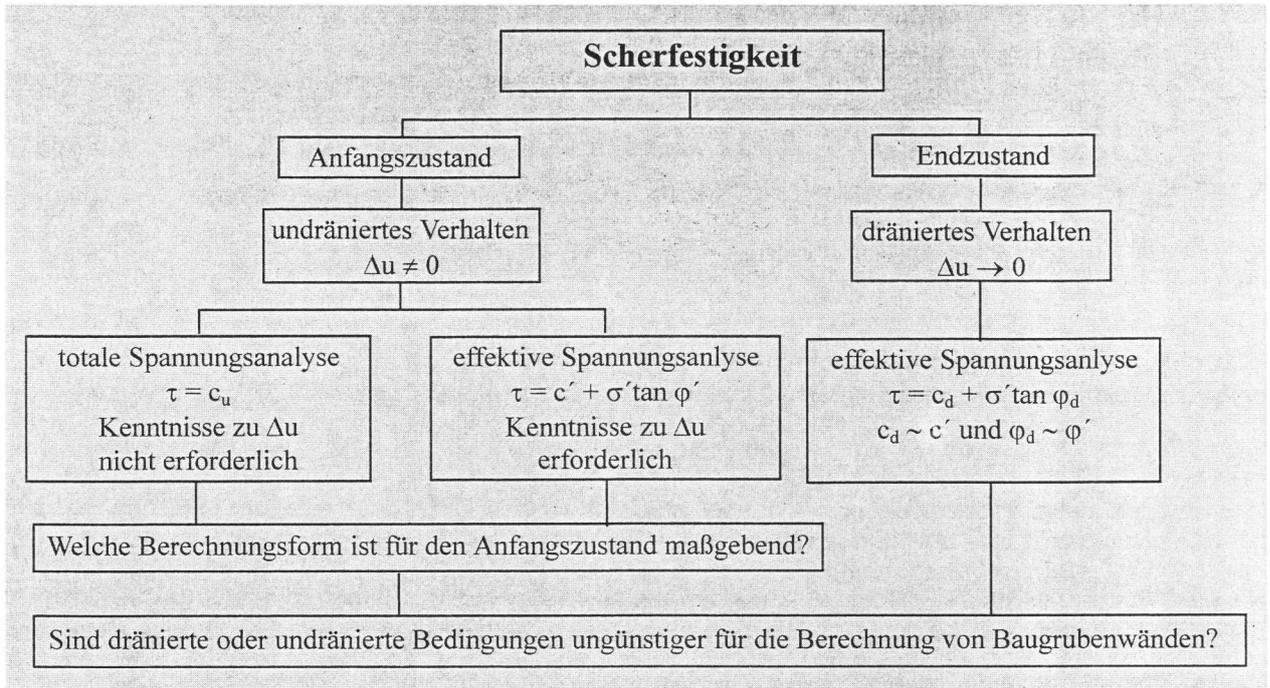


Bild 1. Schematische Vorgehensweise bei der Berechnung von Baugruben in weichen Böden
 Fig. 1. Schematic presentation of the selection of the type of analysis for excavations in soft soils

2 Anfangszustand mit undrännerten Bedingungen

Mit Bezug auf [9], [12], [4] und [13], wird in [11] darauf hingewiesen, daß im Anfangszustand bevorzugt die effektiven Spannungen maßgebend sind. Wenn nun der Porenwasserüberdruck Δu bekannt ist oder wirklichkeitsnah abgeschätzt werden kann, so ist der Anfangszustand bekanntlich auch mit effektiven Scherparametern ϕ' und c' gemäß Gl. (1) zu beschreiben. Δu kann abgeschätzt werden nach [14] zu:

$$\Delta u = B \cdot [\Delta\sigma_3 + A \cdot (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)] \quad (9)$$

In wassergesättigten, normalkonsolidierten Böden ist $B \approx 1$, daraus folgt:

$$\Delta u = [\Delta\sigma_3 + A \cdot (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)] \quad (10)$$

Dabei ist aber nach wie vor die Schwierigkeit der Bestimmung von Δu gegeben, siehe z. B. [7]. Der

Parameter A ist nicht nur von der Bodenart, sondern auch von der Hauptspannungsrichtung und vom Primärspannungszustand abhängig.

3 Sind dränierte oder undrännerte Bedingungen ungünstiger für die Berechnung von Baugrubenwänden?

Der effektive Spannungspfad $A' \rightarrow B'$ in Bild 2 beschreibt eine Entlastung eines Bodenelements vor der Wand im Anfangszustand und $B' \rightarrow C'$ den weiteren effektiven Spannungspfad infolge Hebung der Baugrubensohle und Abbau der mittleren effektiven Normalspannungen. Dabei ändert sich der Porenwasserdruck u_i , der infolge Porenwasserunterdruck geringer ist als der Porenwasserdruck im Endzustand u_c . Der totale Spannungspfad bleibt unverändert.

Es kommt zu einem Bruchzustand im Boden vor der Wand, wenn unmittelbar nach Baugruben-

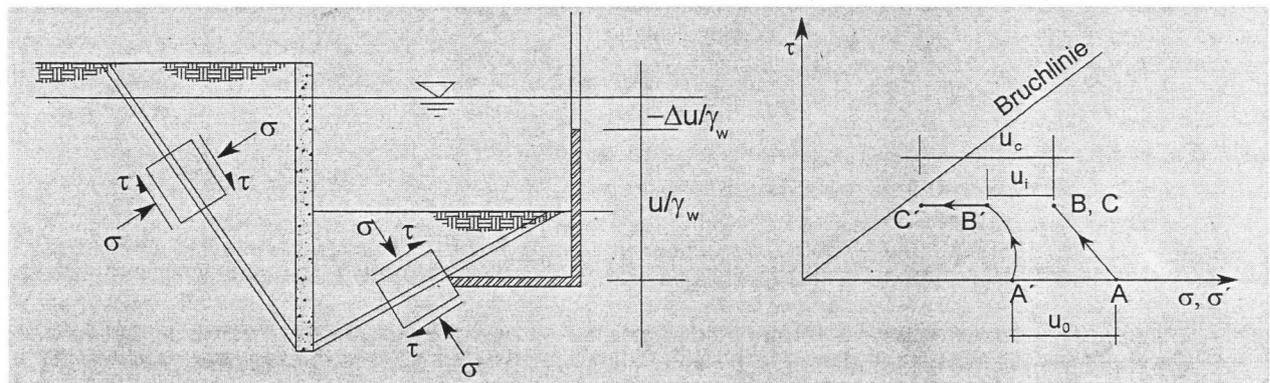


Bild 2. Änderung der Spannungen und Porenwasserdrücke vor einer Baugrubenwand, nach [1]
 Fig. 2. Change of stress and pore pressure for a wall retaining excavation (from [1])

aushub (Anfangszustand) B' die Bruchlinie erreicht, oder es tritt der Bruch zu einem späteren Zustand ein, wenn dieses durch C' erfolgt. Bild 2 zeigt auch, daß im Gegensatz zur Belastung eines Damms auf weichem Untergrund bei einer Baugrube der Sicherheitsfaktor im Wandfußbereich mit der Zeit abnimmt.

Nach den Beobachtungen stellt sich der Endzustand bei einer Baugrube in weichen Böden i. d. R. nach wenigen Wochen oder Monaten und damit während der normalen Standzeit einer Baugrube ein. Dazu zeigt Bild 3 ein Meßergebnis von einer 6,3 m tiefen Baugrube im Salzburger Seeton, wobei die Porenwasserunterdrücke infolge Aushubs sehr schnell ausgeglichen werden.

Auf der Grundlage von sechs analysierten geböschten Baugruben von 5 bis 11 m Tiefe in Ton wird in [11] ausgeführt, daß eine rechnerische Untersuchung mit dränenen Bedingungen am zutreffendsten ist und bestätigt die kurzen Abbauzeiten von Porenwasserunterdrücken. Weiterhin wird festgestellt, daß Berechnungen mit totalen Spannungen bei Baugruben im Ton häufig unzutreffende Ergebnisse liefern und die Lage möglicher Gleitfugen falsch abbilden.

In [10] wird über einen 8 m tiefen meßtechnisch überwachten Einschnitt in weichen Champlain-Ton berichtet. Aus den Meßergebnissen ist zu schließen, daß eine rechnerische Analyse mit effektiven Spannungen die vorhandene Situation im Hinblick auf das Sicherheitsniveau realistisch beschreibt und aus Berechnungen mit undränenen Randbedingungen die Sicherheit überschätzt wird.

Aus diesen Ausführungen kann zunächst geschlossen werden, daß bei Baugruben in weichen Böden in den überwiegenden Fällen Berechnungen mit dränenen Randbedingungen (Endzustand) den ungünstigsten Zustand beschreiben.

4 Abschätzung von ϕ'_s aus c_u

Bei der praktischen Baugrunderkundung für Baugruben in weichen Böden sollte möglichst mit Flügelsondierungen die Scherfestigkeit des undränenen Bodens c_u bestimmt werden, siehe auch EAB [6]. Wie aber bereits ausgeführt, ist c_u bei normalkonsolidierten Böden i. d. R. von den effektiven Ausgangs-

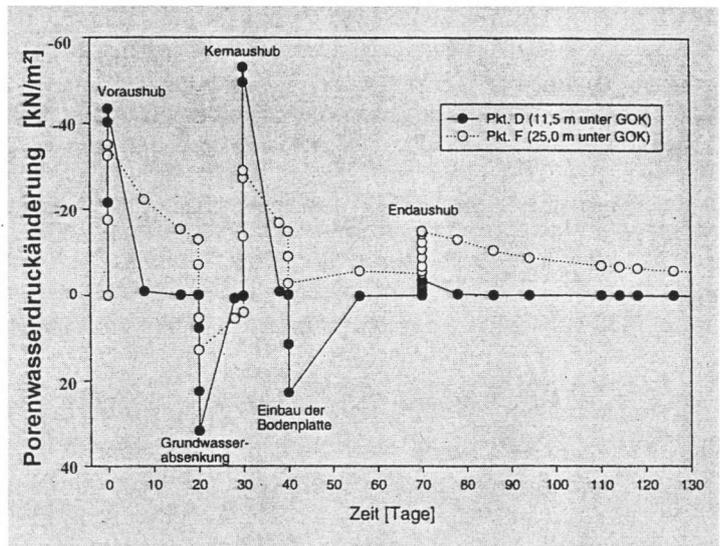


Bild 3. Gemessene Porenwasserüber- (+) und -unterdrücke (-) im weichen Boden unter einer Baugrube, aus [8]

Fig. 3. The development and dissipation of pore water pressure under excavation (from [8])

spannungen abhängig. Daraus kann gefolgert werden, daß eine Beziehung zwischen den effektiven und den totalen Scherparametern vorhanden sein muß. Die Frage lautet, wenn bei der Berechnung von Baugruben in weichen Böden vorwiegend dränenen Bedingungen (effektive Scherparameter) zu verwenden sind, wie können diese aus den in-situ festgestellten c_u -Werten (undränenen Parameter) abgeleitet werden. Bild 4 zeigt dazu typische isotrope und anisotrope Triaxialergebnisse in der p-q-Darstellung.

Aus Bild 4a ergibt sich:

$$\tan \alpha = \frac{c_u}{p'_f} = \sin \phi'_s \quad (11)$$

$$p'_f = p_f - (u_0 + \Delta u_f) = p_0 + \Delta p - u_0 - \Delta u_f = p'_0 + \Delta p - \Delta u_f \quad (12)$$

Mit $\Delta p = p_f - p_0 = c_u$ folgt aus Bild 4a:

$$p'_f = p'_0 + c_u - \Delta u_f \quad (13)$$

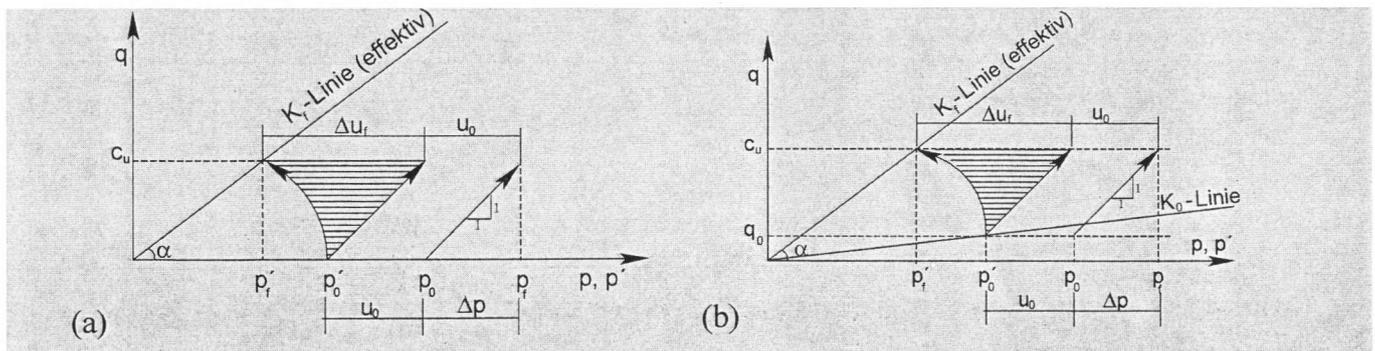


Bild 4. Effektive und totale Spannungspfade für a) isotrop und b) anisotrop konsolidierte undränenen triaxiale Kompressionsversuche

Fig. 4. Effective and total stress paths for standard a) isotropically and b) anisotropically consolidated undrained triaxial compression

Für wassergesättigte, normalkonsolidierte bindige Böden kann der Porenwasserüberdruck Δu_f im Bruchzustand nach Gl. (10) bestimmt werden. Mit $\Delta\sigma_3 = 0$ für triaxiale Kompressionsversuche wird Gl. (10) zu

$$\Delta u_f = A_f \cdot \Delta\sigma_1, \tag{14a}$$

wobei $\Delta\sigma_1 = 2 \cdot \Delta p = 2 \cdot c_u$, so daß sich ergibt:

$$\Delta u_f = 2 \cdot A_f \cdot c_u \tag{14b}$$

Gln. (14b) und (13) eingesetzt in (11) ergibt:

$$\begin{aligned} \sin \varphi'_s &= \frac{c_u}{p'_0 + c_u - 2 \cdot A_f \cdot c_u} \\ &= \frac{\frac{c_u}{p'_0}}{1 + \frac{c_u}{p'_0} \cdot (1 - 2 \cdot A_f)} \end{aligned} \tag{15}$$

Unter Verwendung der normalisierten undrännerten Scherfestigkeit

$$\lambda_{cu} = \frac{c_u}{p'_0}$$

ergibt sich:

$$\sin \varphi'_s = \frac{\lambda_{cu}}{1 + \lambda_{cu} \cdot (1 - 2 \cdot A_f)} \tag{16a}$$

bzw.

$$\sin \varphi'_s = \frac{1}{\frac{1}{\lambda_{cu}} - 2 \cdot A_f + 1} \tag{16b}$$

Aus den Gln. (15) und (16) kann somit bei Kenntnis der Porenwasserdruckbeiwerte A_f im Bruchzustand sowie λ_{cu} der effektive Winkel der Gesamtscherfestigkeit φ'_s abgeschätzt werden.

In gleicher Weise ergibt sich bei unter K_0 -Bedingungen anisotrop konsolidierten Triaxialversuchen gemäß Bild 4b:

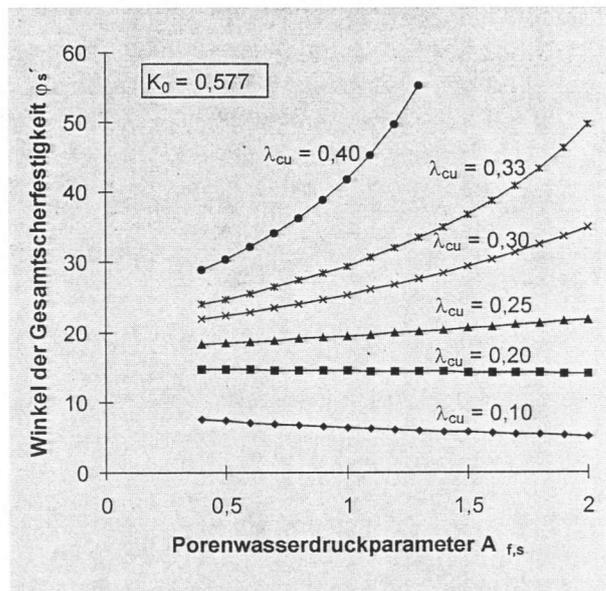


Bild 5. Beispiel möglicher Spannungspfade im Baugrund

Fig. 5. Common stress paths

$$\sin \varphi'_s = \frac{1}{\frac{1}{\lambda_{cu}} (K_0 + (1 - K_0) \cdot A_f) - 2 \cdot A_f + 1} \tag{17}$$

Die Gl. (17) ist beispielhaft in Bild 5 für $K_0 = 0,577$ abhängig von A_f ausgewertet.

Beziehungen für andere Spannungspfade nach Bild 6 sind in Tabelle 1 zusammengestellt. Im Erdwiderstandsbereich vor einer Baugrubenwand läßt sich der vorhandene Spannungspfad weder genau dem Pfad C noch D nach Bild 6 zuordnen, da das Verhältnis zwischen der horizontalen und vertikalen Spannungsänderung im Boden während der Bauzeit nicht genau bekannt ist. Sie ist abhängig von der Bodenart, der Aushubtiefe und der Wandart. Unabhängig davon kann $\Delta\sigma_1 = -n \cdot \Delta\sigma_3$ und

$$\beta = \frac{n - 1}{n + 1} \tag{18}$$

Tabelle 1. Beziehungen zur Bestimmung von φ'_s aus c_u bei verschiedenen Beanspruchungsformen

Table 1. Equations to approximate the effective shear strength parameter φ'_s from undrained strength c_u

Spannungspfad	isotrope Konsolidation	K_0 -Konsolidation
$\Delta\sigma_3$ abnehmend und $\Delta\sigma_1 = 0$ (B)	$\sin \varphi'_s = \frac{1}{\frac{1}{\lambda_{cu}} - 2 \cdot A_f - 1}$	$\sin \varphi'_s = \frac{1}{\frac{1}{\lambda_{cu}} (1 + A_f \cdot (1 - K_0)) - 2 \cdot A_f - 1}$
$\Delta\sigma_3$ zunehmend und $\Delta\sigma_1 = 0$ (C)	$\sin \varphi'_s = \frac{1}{\frac{1}{\lambda_{cu}} + 2 \cdot A_f + 1}$	$\sin \varphi'_s = \frac{1}{\frac{1}{\lambda_{cu}} (1 + A_f \cdot (1 - K_0)) + 2 \cdot A_f + 1}$
$\Delta\sigma_3 = 0$ und $\Delta\sigma_1$ abnehmend (D)	$\sin \varphi'_s = \frac{1}{\frac{1}{\lambda_{cu}} + 2 \cdot A_f - 1}$	$\sin \varphi'_s = \frac{1}{\frac{1}{\lambda_{cu}} (K_0 + A_f \cdot (1 - K_0)) + 2 \cdot A_f - 1}$
$\Delta\sigma_3 =$ zunehmend u. $\Delta\sigma_1$ abnehmend mit $\Delta\sigma_1 = -n \cdot \Delta\sigma_3$ $\beta = (n - 1)/(n + 1)$	$\sin \varphi'_s = \frac{1}{\frac{1}{\lambda_{cu}} + 2 \cdot A_f - \beta}$	$\sin \varphi'_s = \frac{1}{\frac{1}{2 \cdot \lambda_{cu}} (1 + K_0 + \beta \cdot (K_0 - 1) - A_f \cdot (1 - K_0)) + 2 \cdot A_f - \beta}$

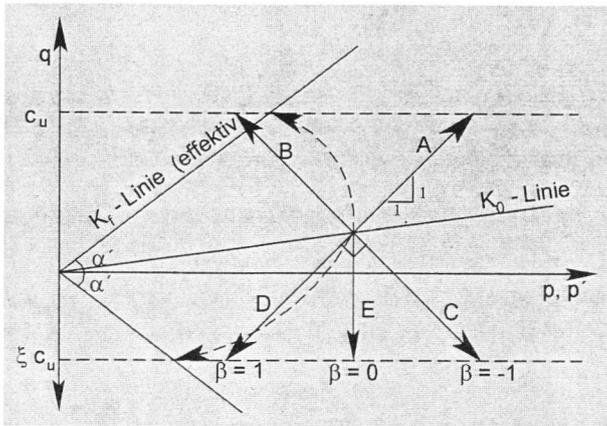


Bild 6. Zahlenbeispiel für die Abschätzung von φ'_s aus c_u nach Gl. (17) mit der Annahme $K_0 = 0,577$
 Fig. 6. Example of approximating φ'_s from the undrained strength c_u according to Eq (17) with the assumption $K_0 = 0,577$

angenommen werden, wobei β den Reziprokwert der Steigung des jeweiligen Spannungspfades unterhalb der K_0 -Linie darstellt, z. B. $\beta = 1$ für den Pfad D und $\beta = -1$ für C nach Bild 6.

Dabei ist zu beachten, daß die effektiven Scherparameter unabhängig von der Richtung der totalen Spannungspfade sind und folglich die in Tabelle 1 genannten Gleichungen jeweils die gleiche Größe von $\sin \varphi'_s$ ergeben sollten. Der einzige veränderliche Parameter ist A_f , der von den Hauptspannungen und von K_0 abhängig ist.

5 Erddruckberechnung bei undränierten Bedingungen unter Verwendung von effektiven Scherparametern

Sofern die effektiven Scherparameter z. B. entsprechend den vorstehenden Ausführungen indirekt oder direkt aus Laborversuchen bekannt sind und für die Erddruckberechnungen undränierte Bedingungen vorliegen, können die Berechnungen mit nachfolgenden Gleichungen vorgenommen werden, da eine unmittelbare Erddruckermittlung mit c_u -Werten oftmals nicht sinnvoll ist, siehe auch EAB [6]. Im effektiven Zustand

$$\frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} = K_a \text{ oder } \sigma'_h = \sigma'_v \cdot K_a \quad (19)$$

mit $\sigma'_h = \sigma_h - (u_0 + \Delta u_f)$ und $\sigma'_v = \sigma_v - (u_0 + \Delta u_f)$ ergibt sich:

$$\begin{aligned} \sigma_h - (u_0 + \Delta u_f) &= [\sigma_v - (u_0 + \Delta u_f)] \cdot K_a \\ \sigma_h &= [\sigma_v - (u_0 + \Delta u_f)] \cdot K_a + (u_0 + \Delta u_f) \\ &= \sigma_v \cdot K_a + u_0 \cdot (1 - K_a) + \Delta u_f \cdot (1 - K_a) \end{aligned} \quad (20)$$

Eingesetzt $\Delta u_f = A_f \cdot (\Delta \sigma_v - \Delta \sigma_h) = -A_f \cdot \Delta \sigma_h = -A_f \cdot (\sigma_h - \sigma'_{v0} \cdot K_0)$ in Gl. (20) ergibt sich die gesamte aktive Belastung (totaler aktiver Erddruck) zu:

$$e_a = \sigma_h = \frac{\sigma'_{v0} \cdot [K_a + A_f \cdot K_0 \cdot (1 + K_a)] + u_0}{[1 + A_f \cdot (1 + K_a)]} \quad (21)$$

In ähnlicher Weise ist der totale passive Erd-
druck

$$e_p = \sigma_h = \frac{\sigma'_{v0} \cdot [K_p + A_f \cdot K_0 \cdot (1 - K_p)] + u_0}{[1 + A_f \cdot (1 - K_p)]} \quad (22)$$

wobei die Gl. (22) nur für den Spannungspfad gilt, bei dem die Horizontalspannung anwächst und die Vertikalspannung konstant bleibt, was den häufig angenommenen normalen Erdwiderstandsfall widerspiegelt. Damit beschreibt Gl. (22) den passiven Erd-
druck unabhängig von der Baugrubentiefe, da σ'_{v0} die effektive vertikale Überlagerungsspannung und u_0 den hydrostatischen Porenwasserdruck bei Voll-
aushub darstellt. In Wirklichkeit werden während des Aushubs verschiedene Spannungspfade durchlaufen, wobei das Verhältnis zwischen der vertikalen und horizontalen Spannungsänderung in den einzelnen Zuständen nicht genau bekannt ist. Es liegt etwa zwischen den beiden Grenzfällen: „passiver Zustand“ ($\Delta \sigma_3$ zunehmend und $\Delta \sigma_1 = 0$) und „Entlastungsfall“ ($\Delta \sigma_3 = 0$ und $\Delta \sigma_1$ abnehmend). Dabei wird der Porenwasserüberdruck zu:

$$\begin{aligned} \Delta u_f &= A_f \cdot (\Delta \sigma_v - \Delta \sigma_h) = A_f \cdot [(\sigma_v - \sigma'_{v0}) - (\sigma_h - \sigma'_{h0})] \\ &= A_f \cdot [(\sigma_v - \sigma_h) + \sigma'_{v0} \cdot (K_0 - 1)] \end{aligned} \quad (23)$$

Wird nun Gl. (23) in die zu Gl. (20) vergleichbare Beziehung beim passiven Erddruck eingesetzt, so ergibt sich:

$$\begin{aligned} e_p = \sigma_h &= \frac{1}{[1 + A_f \cdot (1 - K_p)]} \times \\ &\times \{ \sigma_v \cdot [K_p + A_f \cdot (1 - K_p)] + (1 - K_p) \times \\ &\times [A_f \cdot \sigma'_{v0} \cdot (K_0 - 1) + u_0] \} \end{aligned} \quad (24)$$

Darin ist σ_v die totale Vertikalspannung des Bodens nach dem Aushub, σ'_{v0} die effektive Spannung vor und u_0 der hydrostatische Porenwasserdruck nach dem Aushub. Es ist zu beachten, daß A_f in den Gln. (21), (22) und (24) jeweils unterschiedliche Werte annimmt, siehe weiter unten.

6 Umwandlung von c_u in einen gleichwertigen Ersatzreibungswinkel φ_{cu}

Dies wird nach EAB EB 94 [6] für Baugrubenberechnungen bei undränierten Bedingungen empfohlen. Bild 7 zeigt totale und effektive Spannungspfade für isotrope und anisotrope triaxiale Kompression.

Aus Bild 7 ergibt sich:

$$\tan \alpha_{cu} = \frac{c_u}{p_f} = \sin \varphi_{cu} \quad (25)$$

Mit $p_f = p_0 + u_0 + c_u$ wird aus Gl. (25):

$$\begin{aligned} \sin \varphi_{cu} &= \frac{c_u}{p'_0 + u_0 + c_u} = \frac{c_u}{p'_0 \cdot \left(1 + \frac{u_0}{p'_0} + \frac{c_u}{p'_0} \right)} \\ &= \frac{\lambda_{cu}}{1 + \lambda_{u0} + \lambda_{cu}} = \frac{1}{\frac{1}{\lambda_{cu}} + \frac{\lambda_{u0}}{\lambda_{cu}} + 1} \end{aligned} \quad (26)$$

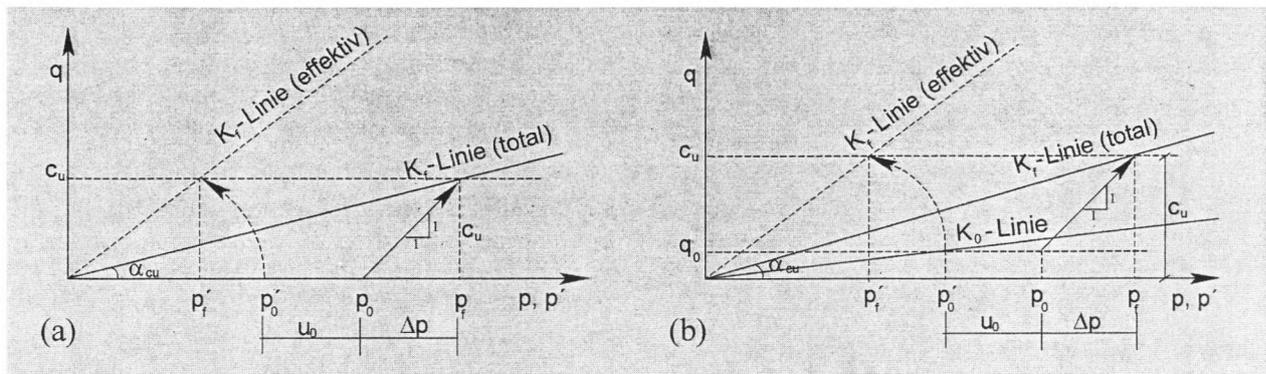


Bild 7. Ermittlung eines gleichwertigen Ersatzwinkels φ_{cu} für undrännierte Bedingungen aus a) isotrop und b) anisotrop konsolidierten triaxialen Kompressionsversuchen
 Fig. 7. Estimation of the equivalent undrained angle of internal friction from the standard a) isotropically and b) anisotropically consolidated triaxial compression test

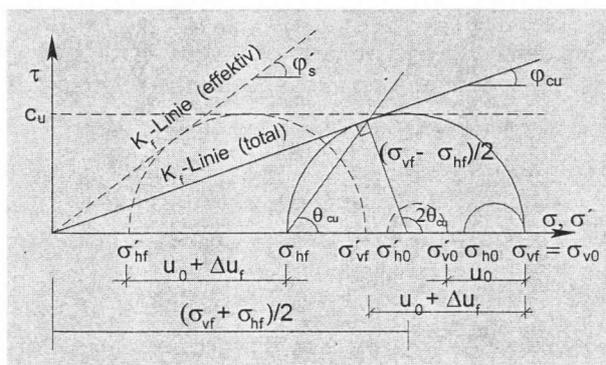


Bild 8. Spannungskreise im aktiven Grenz Zustand
 Fig. 8. The Mohr-Coulomb stress circle in active state

wobei λ_{u0} den normalisierten Anfangsporenwasserdruck beschreibt. Für den Fall (b) in Bild 7 ergibt sich:

$$\sin \varphi_{cu} = \frac{1}{\frac{K_0}{\lambda_{cu}} + \frac{\lambda_{u0}}{\lambda_{cu}} + 1} \quad (27)$$

und für andere Spannungspfade die Zusammenhänge in Tabelle 2.

Aus Bild 8 ergibt sich:

$$\sin \varphi_{cu} = \frac{(\sigma_{vf} - \sigma_{hf})/2}{(\sigma_{vf} + \sigma_{hf})/2} \quad (28)$$

Tabelle 2. Beziehungen zur Ableitung von Ersatzreibungswinkeln φ_{cu} bei undrännierten Bedingungen
 Table 2. Equations to approximate the undrained angle of internal friction φ_{cu} from undrained strength c_u

Spannungspfad	isotrope Konsolidation	K_0 -Konsolidation
$\Delta\sigma_3$ abnehmend und $\Delta\sigma_1 = 0$ (B)	$\sin \varphi_{cu} = \frac{1}{\frac{1}{\lambda_{cu}} + \frac{\lambda_{u0}}{\lambda_{cu}} - 1}$	$\sin \varphi_{cu} = \frac{1}{\frac{1}{\lambda_{cu}} + \frac{\lambda_{u0}}{\lambda_{cu}} - 1}$
$\Delta\sigma_3$ zunehmend und $\Delta\sigma_1 = 0$ (C)	$\sin \varphi_{cu} = \frac{1}{\frac{1}{\lambda_{cu}} + \frac{\lambda_{u0}}{\lambda_{cu}} + 1}$	$\sin \varphi_{cu} = \frac{1}{\frac{1}{\lambda_{cu}} + \frac{\lambda_{u0}}{\lambda_{cu}} + 1}$
$\Delta\sigma_3 = 0$ und $\Delta\sigma_1$ abnehmend (D)	$\sin \varphi_{cu} = \frac{1}{\frac{1}{\lambda_{cu}} + \frac{\lambda_{u0}}{\lambda_{cu}} - 1}$	$\sin \varphi_{cu} = \frac{1}{\frac{K_0}{\lambda_{cu}} + \frac{\lambda_{u0}}{\lambda_{cu}} - 1}$

und damit der totale aktive Erddruckbeiwert

$$K_a^T = \frac{\sigma_{hf}}{\sigma_{vf}} = \frac{1 - \sin \varphi_{cu}}{1 + \sin \varphi_{cu}} = \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi_{cu}}{2} \right), \quad (29)$$

analog ist der totale passive Erddruckbeiwert

$$K_p^T = \frac{\sigma_{hf}}{\sigma_{vf}} = \frac{1 + \sin \varphi_{cu}}{1 - \sin \varphi_{cu}} = \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi_{cu}}{2} \right). \quad (30)$$

Weitere Näherungsangaben für φ_{cu} siehe EAB EB 94 [6].

7 Porenwasserdruck

7.1 Porenwasserdruckbeiwert A_f

Der Porenwasserdruckbeiwert im Bruchzustand A_f ist keine Bodenkenngroße, sondern spannungs- und spannungspfadabhängig, siehe Bild 9, während die Scherparameter davon weitgehend unabhängig sind. Andererseits sind die Größenordnungen A_f für Beanspruchungen beim triaxialen Kompressionsversuch als bodenartabhängig bekannt, siehe Tabelle 3. Insofern ist es hilfreich, Beziehungen für A_f zwischen dem Standardtriaxialversuch und anderen Spannungspfadbeanspruchungen zu kennen. In Analogie zur Vorgehensweise nach den Gln. (15), (16) und Tabelle 1 lassen sich die Beziehungen für A_f spannungspfadunabhängig gemäß Tabelle 4 ableiten.

7.2 Porenwasserdruckabbau bei Baugruben nach der Konsolidationstheorie

In [15] wird vorgeschlagen, bei Baugruben die Unterscheidung von dränierten und undrännierten Bedin-

Tabelle 3. Porenwasserdruckbeiwerte A_{fs} im Bruchzustand aus [3] bei triaxialer Kompression
 Table 3. Values of the pore pressure parameter at failure A_{fs} from standard triaxial compression test (from [3])

Bodenart	$A_{fs} [-]$
Feinsand, locker	2-3
Ton, sensitiv	1,5-2,5
normalkonsolidierter Ton	0,7-1,3
mäßig überkonsolidierter Ton	0,3-0,7
stark überkonsolidierter Ton	-0,5-0,0
verdichteter sandiger Ton	0,25-0,75

Tabelle 4. Beziehungen für A_f abhängig von verschiedenen Spannungspfaden
 Table 4. Relationship between the value of pore pressure parameter A_f for different stress path directions

Spannungspfad	$A_f [-]$
$\Delta\sigma_3 = 0$ und $\Delta\sigma_1$ zunehmend (A)	$A_f = A_{fs}$
$\Delta\sigma_3$ abnehmend und $\Delta\sigma_1 = 0$ (B)	$A_f = A_{fs} - 1$
$\Delta\sigma_3$ zunehmend und $\Delta\sigma_1 = 0$ (C)	$A_f = \frac{K_0 - \xi + A_{fs} \cdot (1 - K_0 - 2 \cdot \lambda_{cu,s})}{(\xi \cdot (1 - K_0) + 2 \cdot \lambda_{cu,s})}$
$\Delta\sigma_3 = 0$ und $\Delta\sigma_1$ abnehmend (D)	$A_f = \frac{K_0 \cdot (1 - \xi) + 2 \cdot \lambda_{cu,s} + A_{fs} \cdot (1 - K_0 - 2 \cdot \lambda_{cu,s})}{(\xi \cdot (1 - K_0) + 2 \cdot \lambda_{cu,s})}$
$\Delta\sigma_3 =$ zunehmend und $\Delta\sigma_1$ abnehmend mit $\Delta\sigma_1 = -n \cdot \Delta\sigma_3$	$A_f = \frac{\beta}{2} + \frac{\lambda_{cu,s} - \xi/2 + A_{fs} \cdot (1 - K_0 - 2 \cdot \lambda_{cu,s}) + K_0(1 - \xi/2)}{(2 \cdot \lambda_{cu,s} - \xi \cdot (K_0 - 1))}$

$A_{f,s}$ und $\lambda_{cu,s}$ bezeichnen den Porenwasserdruckbeiwert im Bruch sowie die normalisierte Scherfestigkeit des undränierten Bodens aus triaxialen Kompressionsversuchen und $\beta = (n - 1)/(n + 1)$

gungen nach der klassischen Konsolidationstheorie über den normierten Zeitfaktor T_v abzuschätzen mit:

$$T_v = \frac{c_v}{D^2} \cdot t = \frac{k \cdot E_s}{\gamma_w \cdot D^2} \cdot t \quad (31)$$

Darin ist c_v der Konsolidierungsbeiwert, t die Konsolidationszeit, k der Durchlässigkeitsbeiwert, E_s der Steifemodul, γ_w die Wichte von Wasser und D der Entwässerungsweg. Nach [15] kann D oftmals der Einbindetiefe der Wand unterhalb der Aushubsohle gleichgesetzt werden. Weiterhin wird angenommen, daß für $T_v < 0,1$ der dränierte Zustand erreicht ist.

Dieser Ansatz führt bei Berücksichtigung üblicher c_v -Werte weicher Böden zu rechnerisch unrealistischen Zeiten bei dränierten Bedingungen, siehe Bild 10, diese stimmen nicht mit Meßergebnissen an ausgeführten Baugruben in weichen Böden überein, siehe Bild 3.

8 Vergleich der verschiedenen Ansätze

Zum zahlenmäßigen Vergleich der in diesem Beitrag diskutierten Ansätze und Annahmen sind Parameterstudien an Baugruben in weichen Böden mit idea-

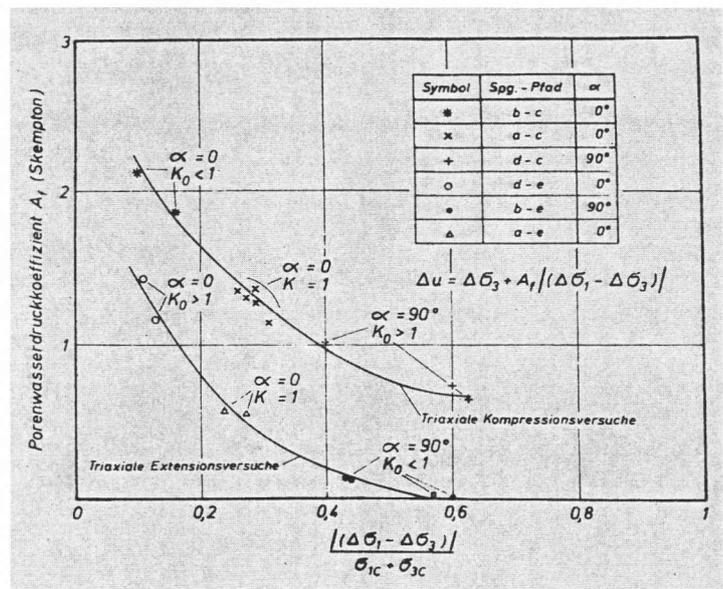


Bild 9. Abhängigkeit der Porenwasserdruckbeiwerte A_f im Bruchzustand von der Hauptspannungsrichtung und vom Spannungszustand, aus [7]
 Fig. 9. The dependency of the pore pressure parameter at failure on the direction of the principal stress directions and the initial state of stress (from [7])

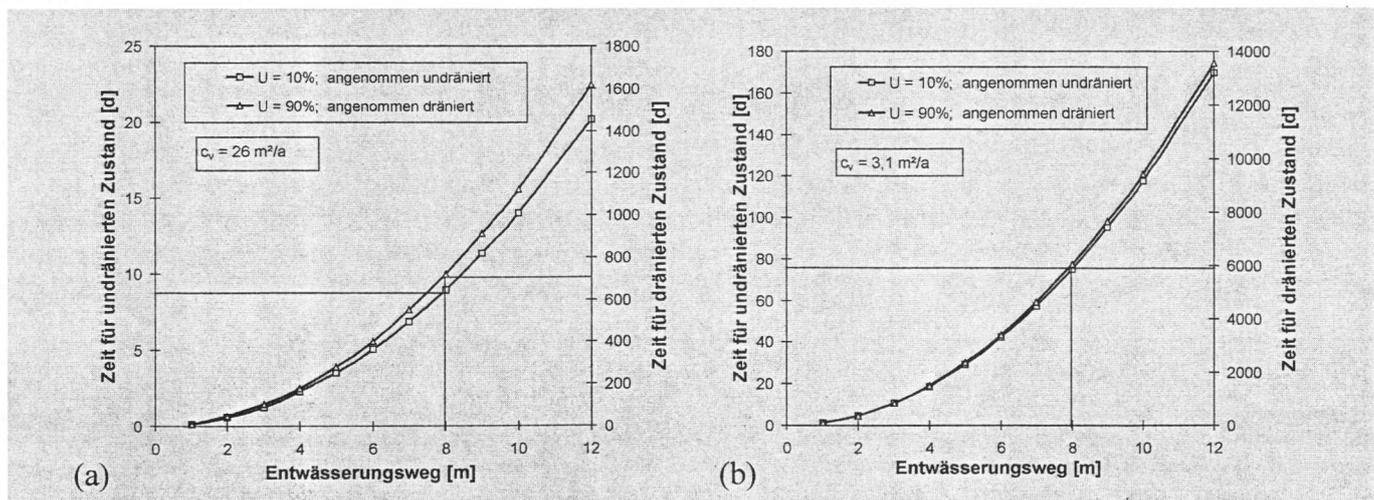


Bild 10. Zeitbedarf für dränierte und undränierte Bedingungen: a) $c_v = 26 \text{ m}^2/\text{a}$, b) $c_v = 3,1 \text{ m}^2/\text{a}$
 Fig. 10. Assumed time required for drained and undrained condition: a) $c_v = 26 \text{ m}^2/\text{year}$, b) $c_v = 3,1 \text{ m}^2/\text{year}$

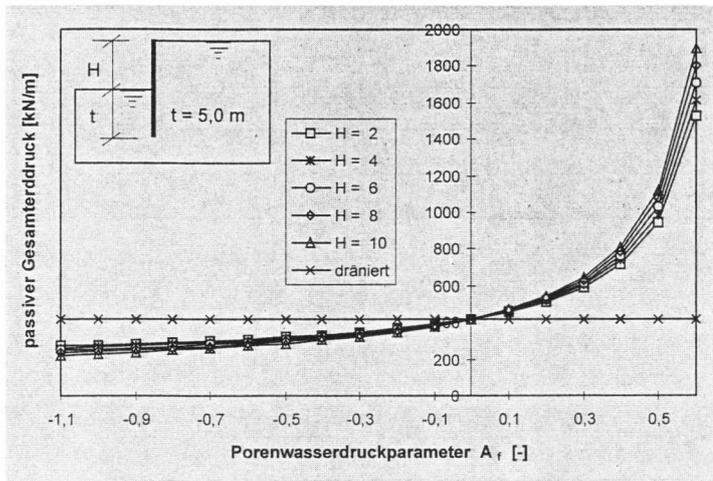


Bild 11. Totale Erdwiderstandskraft bei Verwendung von φ'_s und A_f
 Fig. 11. The total passive force calculated using the effective strength parameter and the pore pressure parameter A_f

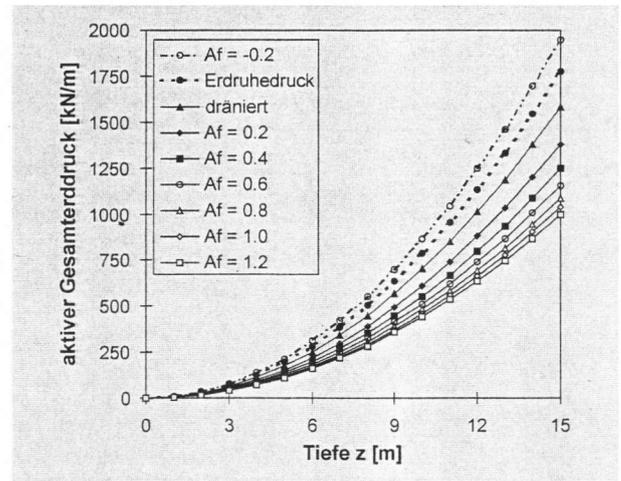


Bild 15. Totale aktive Erddruckkraft bei Verwendung von φ'_s und A_f
 Fig. 13. The total active force calculated using the effective strength parameter and the pore pressure parameter A_f

lisierten Randbedingungen ausgeführt worden. Der weiche Boden wurde mit $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$, $\lambda_{cu} = 0,30$ und $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ und $K_0 = 1 - \sin \varphi_s$ (K_0 -Konsolidation) angenommen.

Bild 11 zeigt die Entwicklung der totalen Erdwiderstandskraft unter Verwendung von Gl. (22) im Wandfußbereich (widerstehende Größe) bei einer Berechnung mit dem effektiven Winkel der Gesamtscherfestigkeit φ'_s . Danach ist die Erdwiderstandskraft für $A_f > 0$ bei undränen Bedingungen größer als bei dränen Bedingungen und umgekehrt für $A_f < 0$, und ist insgesamt abhängig von der Porenwasserdruckentwicklung und von der Baugrubentiefe. Von Bedeutung ist somit der Wert A_f .

In Bild 12a wurde eine Parametervariation für A_f abhängig von der Richtung des Spannungspfades unterhalb der K_0 -Linie (Wandfußbereich) und dem Anisotropiefaktor ξ bezogen auf $A_{f,s}$ -Werte aus dem konventionellen Kompressionsversuch vorgenommen. Verwendet man nun $\xi = 2,0$, wie häufig in der Literatur empfohlen, so sind die A_f -Werte alle negativ. Nun kann davon ausgegangen werden, daß sich für den

Spannungspfad D ($\beta = 1$) entsprechend Bild 6 in der Regel ein Porenwasserunterdruck ausbildet, der zu positiven A_f -Werten führt. Damit werden die getroffenen Regelungen in den EAB-Empfehlungen [6] mit $\xi = 1,0$ und damit ohne Abminderung von c_u für die Anisotropie bestätigt und liegen die A_f -Werte für normalkonsolidierte Böden weitergehend nach Bild 12b im positiven Bereich.

In ähnlicher Weise sind in Bild 13 die Ergebnisse für die totale aktive Erddruckkraft auf der Grundlage von Gl. (21) mit effektivem Parameter für undränen Bedingungen dargestellt. Danach ist die Gesamterddruckkraft für $A_f > 0$ bei undränen kleiner als bei dränen Bedingungen. Für $A_f < 0$ gilt dies umgekehrt, der Wert ist aber größer als der Erdruehdruck, was theoretisch nicht sein kann, siehe Bild 13.

Mit den $A_{f,s}$ -Werten nach Tabelle 3 sowie Verwendung der Gleichungen in Tabelle 4 für Pfad B liegen die A_f -Werte für sensitive Tone zwischen 0,5 und 1,5 und für normal konsolidierte bindige Böden zwischen -0,3 und 0,3. Dies bedeutet, daß auch hier die dränen Bedingungen ungünstiger sind.

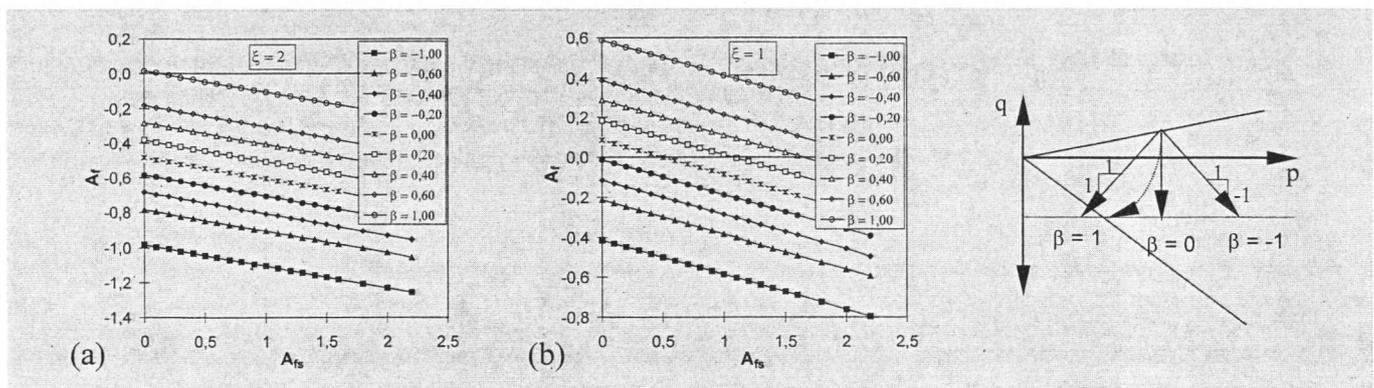


Bild 12. Variationen von A_f abhängig von unterschiedlichen Spannungspfaden unterhalb der K_0 -Linie (Erdwiderstandsbereich) bezogen auf $A_{f,s}$ für a) $\xi = 2,0$ und b) $\xi = 1,0$
 Fig. 12. The variation of the pore pressure parameter for different direction of the stress paths below the K_0 -line: a) $\xi = 2,0$ and b) $\xi = 1,0$

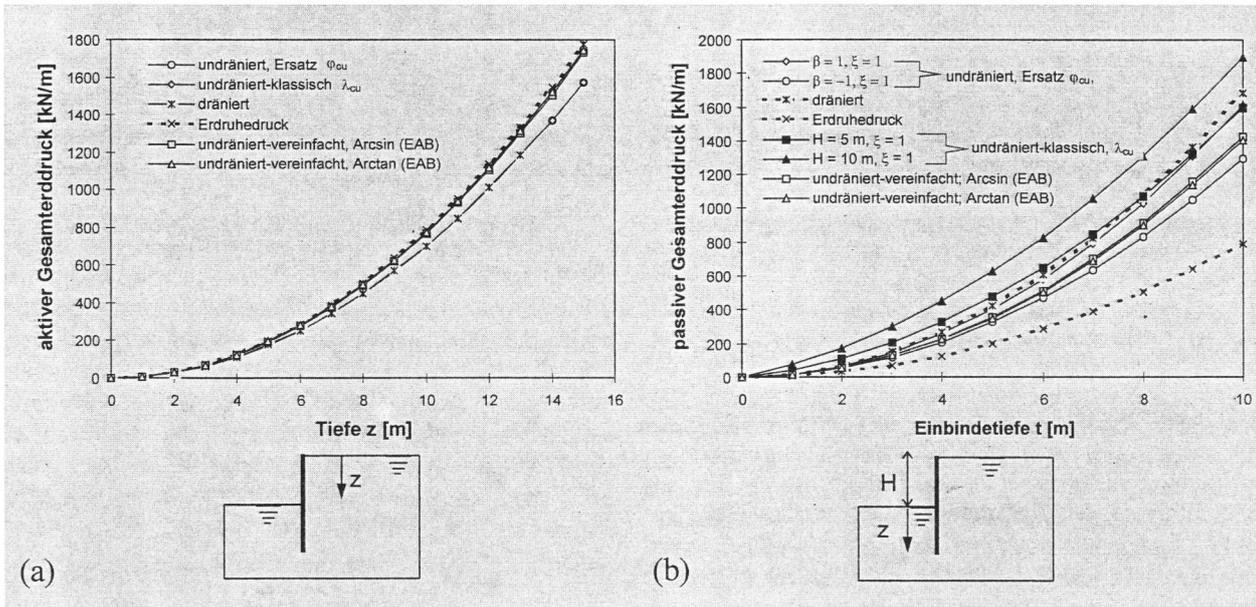


Bild 14. Totale Erddruckkraft bei Verwendung von gleichwertigen Ersatzreibungswinkeln φ_{cu} und vereinfachter Formel nach EAB [6] für undrained Bedingungen: a) aktiver Erddruck, b) passiver Erddruck
 Fig. 14. The total force calculated by using the equivalent total angle of internal friction φ_{cu} and the simplified equations according to EAB [6] for undrained condition: a) active force, b) passive force

Die vorstehenden Ausführungen beziehen sich auf die Empfehlung der EAB [6], wo davon ausgegangen werden kann, daß keine wesentlichen Porenwasserüberdrücke im Baugrubenbereich auftreten und die effektiven Scherparameter aus den undrained Parametern abzuleiten sind.

Können nun für eine bestimmte Baugrubensituation Porenwasserüberdrücke auftreten, so empfiehlt die EAB [6], mit einem Ersatzreibungswinkel φ_{cu} zu rechnen, der ebenfalls aus c_u -Werten abzuleiten ist, um die Erddruckberechnungen in sich konsistent zu behalten, da die Berechnungen unter unmittelbarer Verwendung von c_u -Werten oftmals wenig sinnvolle Ergebnisse liefern. In Bild 14 sind dazu die Ergebnisse von Vergleichberechnungen mit den Ansätzen nach Gl. (26) und Gl. (27), sowie die vereinfachte Vorgehensweise nach der EAB wiedergegeben. Für den aktiven Erddruck liegen die EAB-Ansätze auf der sicheren Seite und für den passiven Erddruck zwischen den Grenzfällen $\beta = 1$ (Pfad D) und $\beta = -1$ (Pfad C) nach Bild 6, was eine sinnvolle Näherung darstellt.

Literatur

[1] Atkinson, J.: An introduction to the mechanics of soils and foundations. McGraw-Hill, London (1993).
 [2] Gebreselassie, B.: Experimentelle und numerische Untersuchungen von Baugruben in weichen bindigen Böden. Schriftenreihe Geotechnik, Universität Kassel, Heft 14 (2002) (in Vorbereitung).
 [3] Bowles, J. E.: Physical and geotechnical properties of soils. McGraw-Hill (1984).
 [4] Brinch Hansen, J., Gibson, R. E.: Undrained shear strength of anisotropically consolidated clays. Geotechnique, Vol. 1, (1949), S. 189–204.

[5] DIN 18137 Teil-1: Bestimmung der Scherfestigkeit (1998).
 [6] EAB: Empfehlung des Arbeitskreises „Baugruben“, DGGT, Entwürfe der Empfehlungen „Baugruben in weichen bindigen Böden“: EB 90 bis EB 101 (2002). Bautechnik 79 (2002), H. 9. S. 569–588.
 [7] Franke, E.: Anwendbarkeit der undrained Scherfestigkeit im Vergleich zur Anwendbarkeit der effektiven Scherparameter. Baugrundtagung (1980), S. 297–319.
 [8] Freiseder, M.: Ein Beitrag zur numerischen Berechnung von tiefem Baugrund in weichen Böden. Institut für Bodenmechanik und Grundbau, Technische Universität Graz, Heft 3 (1998).
 [9] Hvorslev, M. J.: Über die Festigkeitseigenschaften gestörter bindiger Böden. Ingenieurvidenskabeliga, Skriftter No. A.45, Copenhagen (1973), 159 p.
 [10] Lafleur, J., Silvestri, V., Asselin, R., Soulié, M.: Behaviour of a test excavation in soft Champlain Sea clay. Can. Geotech. J. 25 (1988), S. 705–715.
 [11] Morgenstern, M., Blight, G. E., Janbu, N., Resendiz, D.: Slopes and excavations. Proceeding of the 9th ICSMFE, Tokyo, Vol. 2, (1977) S. 549–566.
 [12] Rendulic, D., Zonana, J.: Ein Grundgesetz der Tonmechanik und sein experimenteller Beweis. Der Bauingenieur, Heft 18 (1937), S. 459–469.
 [13] Schmertmann, J. H.: Measurement of in-situ shear strength. Proc. ASCE Speciality Conference on in-situ measurement of soil properties, Vol. II (1975), S. 57–138.
 [14] Skempton, A. W.: The pore pressure coefficients A and B. Geotechnique 4, No. 4 (1954), pp. 143–147.
 [15] Vermeer, P. A., Meier, C.-P.: Standsicherheit und Verformungen bei tiefen Baugruben in bindigen Böden. Baugrundtagung, Stuttgart (1998), S. 133–148.

Autoren dieses Beitrages:

Prof. Dr.-Ing. Hans-Georg Kempfert, Berhane Gebreselassie, M.Sc. Universität Kassel, Fachgebiet Geotechnik, Mönchebergstraße 7, 34125 Kassel