Zur Frage der Sicherheitsüberlegungen im Grundbau

Autor(en): **Huder, Jachen / Lang, Hans-Jürgen**

Objekttyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizer Ingenieur und Architekt**

Band (Jahr): **98 (1980)**

Heft 43

PDF erstellt am: **28.03.2024**

Persistenter Link: https://doi.org/10.5169/seals-74236

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.
Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.
Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Ein Dienst der *ETH-Bibliothek*
ETH Zürich, Rämistrasse 101, 8092 Zürich, Schweiz, www.library.ethz.ch

http://www.e-periodica.ch

Zur Frage der Sicherheitsüberlegungen im Grundbau

Von Jachen Huder und Hans-Jürgen Lang, Zürich

Die Praxis des Grundbaues ist durch eine gewisse Unübersichtlichkeit bei den Sicherheitsüberlegungen gekennzeichnet, die einige Unsicherheiten mit sich bringt. Es sei hier nur an unterschiedliche Sicherheitsdefinitionen bei Stabilitätsproblemen (z.B. Bestimmung der Ankerlänge nach der Methode Kranz) und an die verwirrende Vielfalt von zu erreichenden Sicherheitsgraden beim Problem des hydraulischen Grundbruches erinnert, ferner an ihre unterschiedliche Handhabung bei den Stabilitätsproblemen Böschungsstabilität, Tragfähigkeit und Erddruck. Eine Klärung scheint hier kein Luxus zu sein, auch wenn es aus naheliegenden Gründen nicht möglich ist, bei allen Sicherheitsproblemen im Grundbau mit einer einzigen Sicherheitsdefinition auszukommen. Die nachfolgenden Überlegungen entsprechen dem, was in der Lehre in Grundbau/Bodenmechanik an den Abt. II und VIII der ETHZ vermittelt wird.

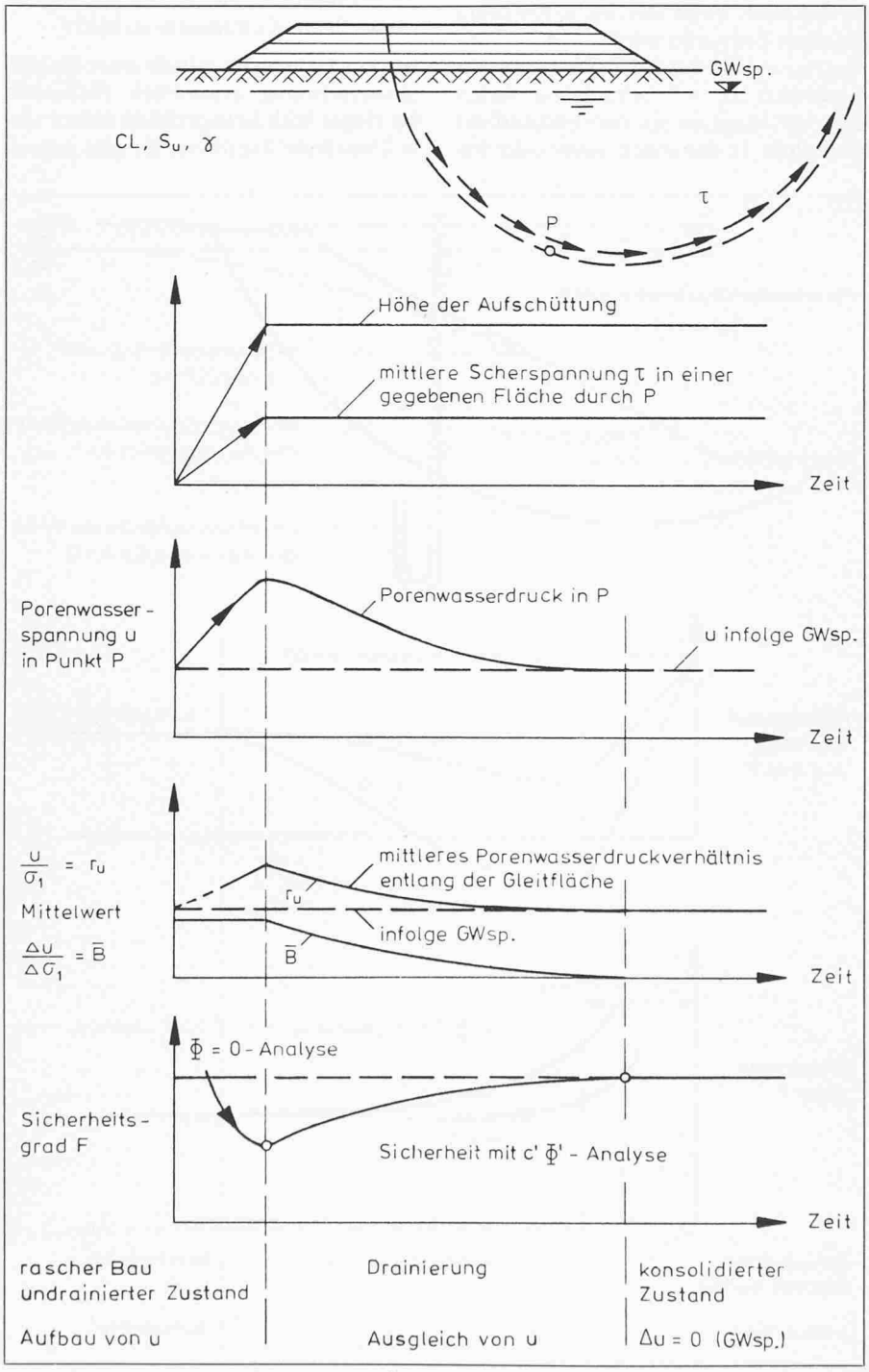


Bild 1. Zeitlich variable Sicherheit gegenüber Überschreiten der Tragfähigkeit des Bodens bei schneller Belastung eines gesättigten Tones (nach Bjerrum)

Einführung

Auch im Grundbau sind Sicherheitsüberlegungen notwendig und üblich. Gewisse Risiken werden durch Bemessung berücksichtigt, d.h., es wird gefordert, dass eine tatsächlich auftretende Grösse um einen Faktor $1/F$ kleiner sei als die zugehörige Bemessungsgrösse (Beispiel: Die wirklich auftretende Schubspannung τ entlang einer Bruchfläche im Boden soll kleiner oder höchstens gleich sein als $1/F \cdot \tau_f$, wo τ_f die Scherfestigkeit des Bodens ist). Die Grösse F wird üblicherweise als *Sicherheitsgrad* bezeichnet. Wichtig ist weiterhin die Erkenntnis, dass es im Grundbau üblich ist, andere Risiken durch Überwachung und Kontrollen zu berücksichtigen.

Die *Problematik* derartiger Sicherheitsüberlegungen im Grundbau besteht einmal darin, die *tatsächlich auftretende Grösse zu prognostizieren*, und zum anderen in der *Festlegung der Bemessungsgrösse*. Das erstgenannte Problem enthält zum Beispiel die Voraussage einer *Schubspannung*, die in einem bestimmten Punkt auftritt. Dazu ist zunächst die Kenntnis der äusseren Belastungen (Bauwerk...) notwendig. Dieser Faktor bereitet im Grundbau im allgemeinen am wenigsten Sorgen, weil Bauwerkabmessungen und -belastungen meistens bekannt sind. Weiterhin ist dafür in vielen Fällen die Kenntnis des *ursprünglichen* Spannungszustandes in einem Punkt im Boden notwendig.

Die hier auftretenden Schwierigkeiten sind bedeutend grösser. Sie lassen sich, wo überhaupt erforderlich, im allgemeinen nur durch *Annahmen* überbrükken.

Eine derartige Annahme ist häufig die Voraussetzung eines Bruchzustandes im Boden, d.h. die Annahme, dass entlang einer kinematisch möglichen Bruchfläche im Boden die Scherfestigkeit des Bodens voll mobilisiert ist.

Das schwierigste Problem bildet jedoch im allgemeinen die *Quantifizierung* der Bemessungsgrösse, d.h. einer Bodeneigenschaft. Der Boden ist nun einmal kein «Normmaterial». Die Quantifizierung der Bemessungsgrössen ist die *anspruchsvollste* Aufgabe des Ingenieurs im Grundbau. Sie gehört zur Bildung des «Baugrund-Modelles» für jeden Einzelfall. Das Baugrundmodell umfasst normalerweise idealisierte Vorstellungen über den Aufbau des Baugrundes (Schichten...), die hydrologischen Verhältnisse und die Quantifizierung der Bemessungsgrössen, d.h. der Bodeneigenschaften wie z.B. Scherfestigkeitsparameter, Spannungs-Verformungs-Verhalten, Durchlässigkeit u.a.m., und stellt die Grundlage der geotechnischen Synthese dar.

Solche Sicherheitsüberlegungen sind im Grundbau normalerweise u.a. notwendig bei folgenden Problemen:

- Stabilitätsprobleme (Gleitsicherheit einer Böschung, Überschreiten der Tragfähigkeit des Bodens, Erddruck, statischer Grundbruch);
- Deformationsprobleme (Setzungen...);
- hydraulische Stabilität einer Baugrubensohle;
- Auftrieb von Bauwerken.

Diese Probleme lassen sich *nicht mit Hilfe einer einheitlichen Sicherheitsdefinition* behandeln.

Weiter oben wurde schon gesagt, dass es im Grundbau nicht ungewöhnlich ist, gewisse Risiken eher durch *Kontrolle* usw. zu berücksichtigen als durch Bemessung. Diese Aussage gilt auch insoweit, als manchmal niedrige Sicherheitsgrade akzeptabel sind, sofern darüber hinausgehende Risiken durch Kontrollen und Überwachung abgedeckt sind. Solche Massnahmen können direkt zum Baugrundmodell gehören (Beispiel: Garantie eines max. Porenwasserdruckes durch Messung und gegebenenfalls Entspannung des Porenwassers). Ein Grund dafür, dass Kontrollen usw. zum gewohnheitsmässigen Arsenal des Grundbaues zählen, ist darin zu suchen, dass eine wirtschaftlich vertretbare Erkundung der geotechnischen Verhältnisse nicht immer vor Überraschungen schützen kann. Freilich haben Kontrollen allein noch keine Wirkung. Für jeden Kontrollpunkt muss eine «Alarm»-Grenze festgelegt sein, bei deren Überschreiten vorbereitete Abhilfemassnahmen unverzüglich in die Tat umgesetzt werden können.

Stabilitätsprobleme

Die am häufigsten im Grundbau vorkommenden Stabilitätsprobleme sind:

- Böschungsstabilität,
- Tragfähigkeit,
- Erddrücke und
- Abgleiten von Fundamenten.

Sie können grundsätzlich alle mit der Sicherheitsdefinition

$$F = \frac{\tau_f}{\tau} = \frac{\text{Scherfestigkeit des Bodens}}{\text{vorhandene Schubspannung}}$$

ausgestattet werden. In der Praxis des Grundbaus wird dies heute indessen nicht so gehandhabt. Davon wird noch später die Rede sein.

Die *Besonderheit* der Behandlung von Stabilitätsproblemen im Grundbau und in der Bodenmechanik gegenüber anderen Gebieten des Bauingenieurwesens liegt darin, dass durch *äussere* Belastungen die Festigkeit des Bodens verändert wird und dass die Festigkeit des Bodens eine zeitabhängige Grösse sein kann (gesättigte Tone). Auf diese Umstände weist für den Fall der Belastung des Bodens durch ein Bauwerk Bild 1 hin. Das Bauwerk (eine Dammschüttung) induziert in einem Punkt P einer Bruchfläche im Boden (gesättigter Ton) eine Spannungsänderung $\Delta\sigma$, die aber ganz oder teilweise, je nach Belastungsgeschwindigkeit, in einen Porenwasserüberdruck Δu übergeht. Die Sicherheit nimmt folglich während des Belastungsvorganges ab und steigt erst nach dem Ende der Schüttung mit zunehmender Konsolidation (Abbau von Δu) an, um (nach theoretisch unendlich langer Zeit) einen Endwert zu erreichen. Sind die jeweiligen Porenwasserüberdrücke Δu aus Messungen oder rechnerisch mit Hilfe der Konsolidationstheorie bekannt, kann der Sicherheitsgrad in jedem Zeitpunkt mit Hilfe der c'-Φ'-Analyse ermittelt werden. Ist Δu nur als Grenzwert $\Delta u = 0$ bekannt, so liefert die c'-Φ'-Analyse nur den Endwert der Sicherheit. In der ersten, mehr oder weniger undrainierten Phase kann die Grösse von F auch mit Hilfe der $\Phi = 0$-Analyse ermittelt werden, die dem in der Statik meist angenommenen Fall der konstanten Festigkeit entspricht. Soll mit deren Hilfe auch auf teilweise drainierte Zustände geschlossen werden, ist zu bedenken, dass das Verhältnis von Zuwachs der undrainierten Scherfestigkeit zur Änderung der effektiven Normalspannung nur bei Böden hoher Plastizität die Grösse von $\tan \Phi'$ erreicht. Die $\Phi = 0$-Analyse kann also zu einer Unterschätzung von F führen.

Bild 2 behandelt das Problem der Belastungsänderungen gesättigter Tone für den Fall der Entlastung (Aushub). Je nach Grösse des A-Wertes des gesättigten Tones können auch negative Porenwasserdrücke entstehen. Es gilt Analoges wie beim Kommentar zu Bild 1.

Auf die Grösse der mittels einer Stabilitätsberechnung ermittelten Sicherheit bei einem Stabilitätsproblem haben viele Umstände Einflüsse. Es gibt jedoch

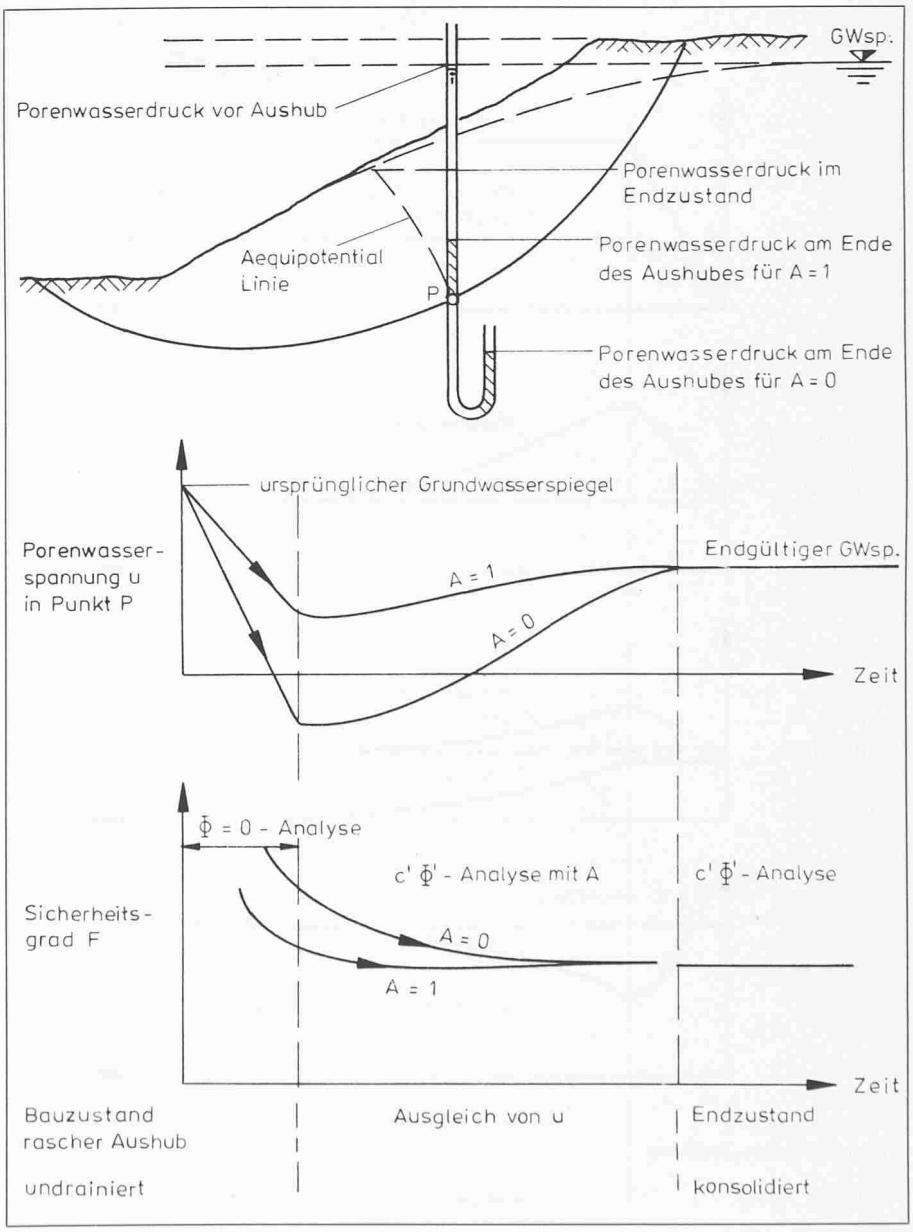


Bild 2. Zeitlich variable Sicherheit gegenüber Böschungsinstabilität bei Entlastung (Aushub) eines gesättigten Tones (nach Bjerrum)

Faktoren von grösserer und kleinerer Wichtigkeit. Zu den letzteren gehört unter vielen auch die *Wahl des Berechnungsverfahrens*. Bei den Faktoren mit grösserer Wichtigkeit ist es so, dass eine diesbezügliche Falscheinschätzung die Aussagekraft der Berechnung in bezug auf die Verhältnisse in der Natur grundsätzlich in Frage stellt. Es handelt sich dabei in der Regel um folgende Gegebenheiten:

- Beschreibung der Verhältnisse in der Natur (Aufbau des Baugrundes, Schichtung, hydrologische Verhältnisse) durch das Baugrundmodell derart, dass das Modell grundsätzlich zutreffende Annahmen über den Bruchmechanismus (Verlauf und Form der Bruchfläche oder -zone) und Porenwasserdrücke herbeiführt, und
- grundsätzlich zutreffende Beschreibung des Scherverhaltens des Bodens (z.B. dilatantes oder kontraktantes Volumenverhalten beim Abscheren, drainiertes oder undrainiertes Verhalten) sowie eine annähernd richtige Quantifizierung der Scherparameter.

Es ist nun noch ein Punkt zu erwähnen, der ebenfalls eine wichtige Rolle bei der Festlegung der Grösse des im jeweiligen Einzelfall zu fordernden Sicherheitsgrades F spielt. Es handelt sich um das *Verhalten des Bodens in bezug auf die Volumenveränderungen beim Schervorgang*. Es ist wesentlich, ob sich der Boden dilatant (Volumenvergrösserung) oder kontraktant (Volumenverminderung) verhält. Das dilatante Verhalten ist durch einen Scherfestigkeitsabfall nach Erreichen der maximalen Festigkeit bei relativ kleinen Deformationen gekennzeichnet. Es kann zum plötzlichen Bruch führen, der ohne Warnung auftritt, und sich durch plötzliche grosse Verformungen manifestiert. Im kontraktanten Material wird der bevorstehende Bruch dagegen durch vorangehende Deformationen angekündigt. Solche Rutschungen werden dann oft als *Kriechdeformationen* bezeichnet.

Böschungsstabilität

Die bekannten Verfahren der Stabilitätsberechnung nach *Fellenius, Bishop* und *Janbu* können, trotz z.T. ursprünglich andersartiger Definition des Sicherheitsgrades F, ohne weiteres auf die Definition

$$F = \frac{\tau_f}{\tau}$$

zurückgeführt werden. Die Dimensionierungsgrösse ist die Schubspannung τ_D in der Bruchfläche, die nach der Formel

$$\tau_D \leqq = \frac{\tau_f}{F} = \frac{c' + \sigma' \tan \Phi'}{F}$$

ermittelt werden kann. Die Dimensionierungsspannung τ_D ist dabei als Mittel über die ganze Länge der Gleitfläche zu verstehen. Trotzdem ist die Vorstellung von rückhaltenden und treibenden Momenten oder Kräften, wie sie der ursprünglichen Sicherheitsdefinition zugrunde liegen, nützlich, wenn es darum geht, den Einfluss äusserer Kräfte, wie z.B. einer Ankerkraft, auf die Stabilitätsberechnung abzuschätzen. Aus der Sicherheitsdefinition $F = \tau_f/\tau$ geht hervor, dass im Zähler des Bruches nur die Scherfestigkeit des Bodens steht. In bezug auf die Auswirkungen der Ankerkraft auf die Grösse von F bedeutet dies folgendes:

- Die äussere Kraft (Ankerkraft) bzw. ihr Moment in bezug auf das Bewegungszentrum stellt, sofern ihre Wirkung eine Vergrösserung von F bewirkt, eine negative treibende Kraft (Moment) dar. Ihre Auswirkungen erscheinen also im Nenner des Bruches.
- Eine evtl. Vergrösserung der effektiven Normalspannungen in der Gleitfläche, die durch die äussere Kraft (Ankerkraft) entstehen, bewirkt eine Vergrösserung der Festigkeit des Bodens. Dieser Einfluss erscheint definitionsgemäss im Zähler des Bruches.

Es ist zu beachten, dass die verschiedenen gebräuchlichen Berechnungsmethoden nicht dieselben Gleichgewichtsbedingungen für die eingeführten Kräfte berücksichtigen. Es ist deshalb klar, dass die verschiedenen Methoden voneinander abweichende Ergebnisse liefern, auch bei identischer Sicherheitsdefinition. So weichen die Resultate zwischen *Fellenius, Bishop* und *Janbu* mit zunehmendem Zentriwinkel der Bruchfläche bzw. Verhältnis von Dicke zur Länge des Gleitkörpers zunehmend voneinander ab. Es handelt sich dabei jedoch nicht um einen Faktor grösserer Wichtigkeit (vgl. vorangegangenen Abschnitt über «Stabilitätsprobleme»).

Die Reduktion der Bruchspannung τ_f zur Dimensionierungsspannung τ_D durch die Division durch den Sicherheitsgrad F bewirkt, was sehr erwünscht ist, eine Reduktion der Deformationen (Bild 3). Die Bruchdeformationen von natürlichen ungestörten Böden liegen häufig bei 2 bis 5%. Solche Deformationen sind oft weder erwünscht noch zulässig. Bild 3 zeigt, dass ein Wert von $F = 1{,}2$ bis 1,5, wie er häufig gefordert wird, die Deformationen auf etwa 1,5 bis 1% reduziert.

Die Frage nach der *zahlenmässigen Grösse* des im konkreten Einzelfall zu fordernden Sicherheitsgrades F kann nicht allgemein beantwortet werden. Die Aussagekraft der Berechnungsmethoden und der Methoden zur Bestimmung der Scherfestigkeit von Böden konnte mittels *Rückrechnung* wirklich eingetretener Instabilitäten geprüft werden. Daneben gibt es indessen eine

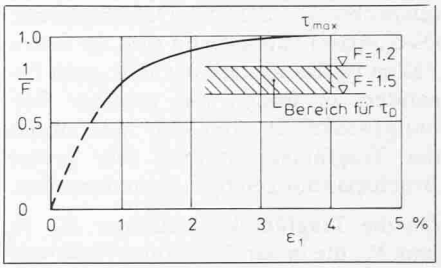


Bild 3. Einfluss der Grösse des Sicherheitsgrades gegenüber Instabilität auf die Deformationen (nach Janbu)

Reihe von anderen Begleitumständen, die von Fall zu Fall einzuschätzen sind:

- Höhe der Risiken bei Instabilität,
- permanente oder zeitlich begrenzte Böschung und
- Ausführlichkeit und Zuverlässigkeit der Kenntnisse über die geotechnischen Verhältnisse (d.h. Aufbau des Bodens, mögliche Bruchmechanismen, Eigenschaften des Bodens, hydrologische Verhältnisse).

In sehr vielen Fällen wird in der Praxis der zu fordernde Sicherheitsgrad zwischen 1,2 und 1,5 liegen. Besondere Probleme stellen sich, wenn *Eingriffe in einer Böschung* (Hang) in der Natur vorzunehmen sind, deren wirkliche Sicherheit nur wenig über 1,0 liegt, auf alle Fälle jedoch unter dem zu fordernden Sicherheitsgrad. In den meisten derartigen Fällen wird es unmöglich sein, die globale Sicherheit dieser Böschung mit vertretbaren Mitteln auf die an sich verlangte Grösse anzuheben. Unter solchen Umständen sind folgende *Forderungen* zu erfüllen:

- Die Sicherheit der Böschung gegenüber Instabilität soll durch den Eingriff in keinem Bauzustand verringert, sondern eher vermehrt werden, und
- die lokalen Stabilitätsverhältnisse beim Eingriff (Bauwerk) selbst sollen die üblichen Grössen erreichen.

Tragfähigkeit von Fundamenten

Die Tragfähigkeit von Fundamenten wird im allgemeinen mit Hilfe der *Tragfähigkeitsformel* abgeschätzt. Eine weitere Anwendung der Tragfähigkeitsformel bezieht sich auf den «statischen Grundbruch» (Hebung der Baugrubensohle) in weichen Tonen. Die Tragfähigkeitsformel liefert eine Bruchspannung σ_f oder eine Bruchlast P_f des Fundamentes, und die Sicherheit wird definiert als

$$\eta = \frac{\sigma_f}{\sigma \text{ vorhanden}} = \frac{P_f}{P \text{ vorhanden}}$$

Allgemein wird gefordert, dass $\eta \geqslant 2$ sein solle. Es ist klar, dass damit keine Aussage über die Deformationen verbunden ist. In allen Fällen ist deshalb mit Hilfe einer *Setzungsabschätzung* abzuklären, ob die Tragfähigkeit (Stabili-

tätsproblem) oder die Deformationen (Setzungen) massgebend sind. In vielen Fällen ist das letztere der Fall; ganz besonders in Böden mit grossem Reibungswinkel Φ, weil sich hier mittels der Tragfähigkeitsformel sehr grosse Bruchspannungen bzw. -lasten ergeben.

Da die Tragfähigkeitsfaktoren N_c, N_q und N_γ, die in der Tragfähigkeitsformel den Einfluss der Reibung des Bodens repräsentieren, mit dem Reibungswinkel Φ exponentiell ansteigen, ist die obige Sicherheitsdefinition nicht identisch mit der Bedingung $F = \tau_f/\tau$.

Mit zunehmender Grösse von Φ nimmt der Unterschied zwischen den beiden Sicherheitsdefinitionen stark zu. In einem Boden ohne Kohäsion bedeutet die Definition $F = \tau_f/\tau$, dass F proportional zu tan Φ ist. Wird z.B. eine Sicherheit von 1,3 gefordert, so würde die Dimensionierungsgrösse Φ_D wie folgt zu ermitteln sein:

$$\tan \Phi_D = \frac{1}{F} \tan \Phi$$

$$\Phi_D = \arctan \left(\frac{1}{F} \tan \Phi\right)$$

$$= \arctan \left(\frac{\tan \Phi}{1{,}3}\right)$$

Bei $\Phi = 30°$ ergibt sich so $\Phi_D = 23{,}95°$. Vergleicht man die zugehörigen Tragfähigkeitsfaktoren ($\Phi \rightarrow N_q$ und N_γ, $\Phi_D \rightarrow N_{qD}$ und $N_{\gamma D}$), so ergeben sich folgende Quotienten:

	$\Phi = 20°$	$\Phi = 30°$	$\Phi = 40°$
$\frac{N_q}{N_{qD}} \simeq$	1,6	1,9	2,5
$\frac{N_\gamma}{N_{\gamma D}} \simeq$	2,2	2,6	3,4

Aus der Tabelle lässt sich ableiten, dass in einem kohäsionslosen Boden schon bei $\Phi = 30°$ die Sicherheitsanforderung

$$\eta = \frac{\sigma_f}{\sigma \text{ vorhanden}} \geqslant 2$$

in Wirklichkeit bedeutet, dass $\tau_f/\tau < 1{,}3$ ist. Bei Reibungswinkeln grösser 30° ist das noch in verstärktem Masse der Fall. Um $\tau_f/\tau \geqslant 1{,}3$ einzuhalten, was bei einem Stabilitätsproblem die einleuchtendste Sicherheitsdefinition ist, müssten also je nach Grösse von Φ Sicherheitsgrade

$$\eta = \frac{\sigma_f}{\sigma \text{ vorhanden}}$$

verschiedener Grösse (abhängig von Φ, steigend mit Φ!), und bei grosser Reibung auch bedeutend über 2 liegend, gefordert werden. Praktisch kommt dem jedoch deshalb keine grosse Bedeutung zu, weil die mit Hilfe der Tragfähigkeitsformel ermittelten Bruchspannungen bzw. -lasten bei grosser Reibung des Bodens so hoch ausfallen, dass sie praktisch gar nicht ausgenutzt werden können, u.a. auch, weil die Deformationen vorher massgebend werden.

Bild 4 veranschaulicht die Problematik der exponentiell mit Φ anwachsenden Tragfähigkeitsfaktoren und der verschiedenartigen Sicherheitsdefinitionen η und F. Am Beispiel eines Streifenfundamentes der Breite B = 2 m, der Funddationstiefe t = 1 m auf einen Boden mit $\gamma = 20$ kN/m³ und $\Phi' = 43°$ bei $c' = 0$ kann dem Bild entnommen werden, dass sich für $\Phi' = 43°$ ($\rightarrow N_q = 105$, $N_\gamma = 185$) eine Bruchspannung von 5630 kN/m² ergibt, während für $F = 1{,}3 \rightarrow \Phi_D = 35{,}6°$ ($\rightarrow N_q = 36$ und $N_\gamma = 50$) eine Dimensionierungsspannung von nur 1730 kN/m² resultiert, woraus sich ein Wert η von über 3 ergibt. Würde man $F = 1{,}5$ einsetzen, so beträgt die Dimensionierungsspannung nur noch 990 kN/m²; das Verhältnis zur Bruchspannung ist also auf 5,6 angestiegen. Bei kleineren Werten von Φ werden diese Unterschiede kleiner.

Auf Grund des Gesagten ergibt sich theoretisch, dass die (an sich bei Stabilitätsproblemen logische) Anwendung der Sicherheitsdefinition $F = \tau_f/\tau$ und die Einhaltung der im vorangegangenen Kapitel genannten üblichen Sicherheitsgrade (1,2 bis 1,5) eine Mehrbemessung von Fundamenten gegenüber der heutigen Praxis zur Folge hätten, jedenfalls bei genügend grossem Φ. Praktisch ist allerdings einzuwenden, dass, wie oben gesagt, bei grösseren Werten von Φ die Tragfähigkeit in der Regel nicht massgebend wird bzw. ausgenutzt werden kann. Damit stünde an sich der Anwendung der an sich logischen Sicherheitsdefinition τ_f/τ auch für Tragfähigkeitsprobleme nichts im Wege.

Erddruckprobleme

Aktive bzw. passive Erddrücke sind Grenzwerte der Grösse $K \cdot \sigma_v$ (σ_v = vertikale Druckspannung), wobei für den aktiven Erddruck das Minimum von K, nämlich K_a, gilt und beim passiven Erddruck K_p, das Maximum von K. Damit diese Grenzwerte auch wirklich auftreten, sind Deformationen notwendig; im Falle des aktiven Erddruckes beträgt diese etwa 0,1% der Wandhöhe, während dieser Wert im Falle des passiven Erddruckes rund 1% beträgt.

Die so ermittelten Erddrücke sind Belastungen von Stützkonstruktionen, wie Stützmauern, Spundwände usw., wobei passive Erddrücke, wo sie überhaupt auftreten, stabilisierend wirken. Diese Belastungen werden in der Praxis des Grundbaues auf der aktiven Seite in der Regel ohne einen Sicherheitszuschlag in die Berechnung eingeführt, d.h., die

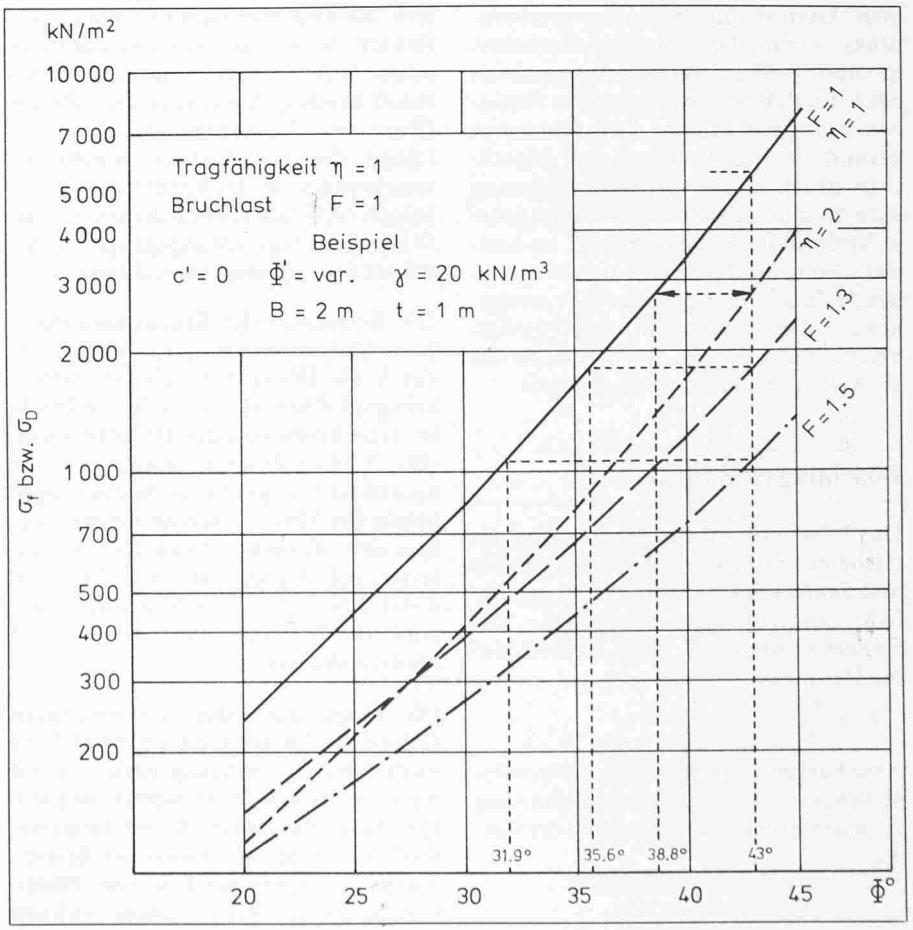


Bild 4. Beispiel zur Tragfähigkeit eines Streifenfundamentes: Auswirkung der unterschiedlichen Definition von η und F in Abhängigkeit vom Reibungswinkel Φ

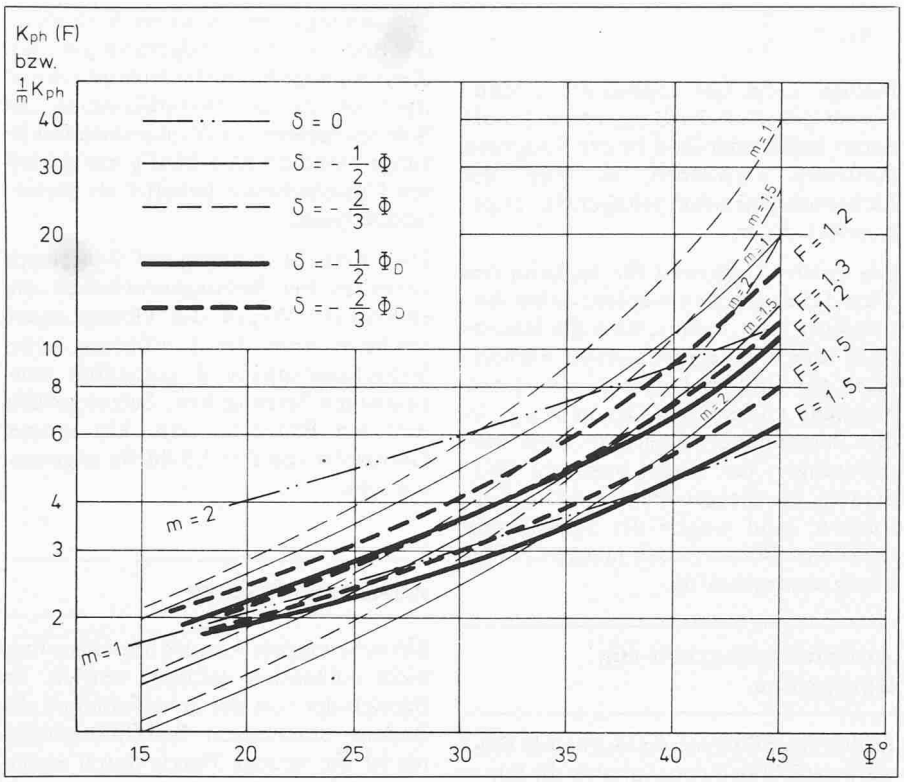


Bild 5. Passiver Erddruck: Auswirkung der unterschiedlichen Definition der Sicherheit (m bzw. F) auf $1/m \cdot K_{ph}$ bzw. K_{ph} bei Verwendung von F

Bemessungsgrösse ist $\tau_D = \tau$ bzw. $\Phi_D = \Phi$. Eine Ausnahme bilden abgestützte Wände, bei denen der aktive Erddruck in ein Rechteck umgelagert wird, unter gleichzeitiger Vergrösserung um einen Faktor 1,3. Die Umlagerung wird wegen der gegenüber einer unabgestützen Wand, die sich um einen Fusspunkt drehen kann, veränderten Deformation notwendig. Umlegung und Vergrösserung sollen im weiteren sicherstellen, dass Abstützungen (im Falle mehrerer Abstützungen vor allem der oberen Abstützung(en)) ausreichend bemessen sind, und sie sollen vor allem auch die auftretenden Deformationen begrenzen. Trotzdem wird im Prinzip bei aktivem Erddruck mit $\Phi_D = \Phi$ gerechnet, und die Sicherheiten liegen in der Bemessung der Wand und allfälliger Abstützungen. Die Wandreibung wird im Falle des *aktiven* Erddruckes meist mit $\delta = 2/3 \cdot \Phi$ eingesetzt.

Beim *passiven* Erddruck ist eine Sicherheitsvorgabe erforderlich, und zwar weil er (zusammen mit allfälligen Abstützungen) die Stützkonstruktion *Wand* erst stabil macht und weil der ausnutzbare passive Erddruck durch die zulässigen oder möglichen Deformationen begrenzt wird. Diese Sicherheitsvorgabe geschieht in der Regel durch die Eingabe von $1/m \cdot K_p$, wobei m häufig bei 1,5 gewählt wird; im Falle kleiner möglicher passiver Deformationen auch höher (m = 2). Die Wandreibung wird häufig zu $\delta = -1/2 \cdot \Phi$ angenommen, wobei aber die Vorschläge von $\delta = 0$ bis $\delta = -\Phi$ reichen, mit entsprechenden Variationen bei der Wahl/Berechnung von Φ bzw. K_p. Im Bild 5 ist dargestellt, welch weiten Bereich die so gewonnenen Grössen von $1/m \cdot K_{ph}$ überdecken. Eine Klärung erschiene also auch hier wertvoll. Als objektives Kriterium für die Wahl von δ dient die Bilanz der vertikalen Kräfte, wobei eine nach oben gerichtete Resultierende ausgeschlossen werden muss. Damit dürften Werte von $\delta < -1/2 \cdot \Phi$ häufig auszuschliessen sein.

Auch hier kann man sich fragen, ob die für Stabilitätsprobleme logische Sicherheitsdefinition $F = \tau_f/\tau$ anstelle der heutigen Praxis eingeführt werden kann. Dies müsste z.B bei rolligen Böden durch einen Dimensionierungswert

$$\Phi_D = \arctan \left(\frac{\tan \Phi}{F} \right)$$

geschehen.

Betrachtet man zunächst die aktive Seite, so kann auf die Umlagerung bei abgestützten Wänden auch dann nicht verzichtet werden, denn die Deformationsbedingungen sind unverändert. Berechnet man die Grösse der horizontalen Komponenten des aktiven Erddruckes für vertikale Wand und horizontales Gelände ($\Phi \rightarrow K_{ah}$, $\Phi_D \rightarrow K_{ahD}$), nach *Coulomb*, so ergibt sich für das Beispiel $F = 1{,}3$ ($\delta = 2/3 \cdot \Phi$ bzw. $2/3 \cdot \Phi_D$):

Φ =	20°	30°	40°
Φ_D =	15,64°	23,95°	32,84°
K_{ahD}/K_{ah} =	1,20	1,29	1,38

Die Aufstellung zeigt, dass im Falle von unabgestützten Wänden (aktiver Erddruck dreieckförmig in die Berechnung eingeführt) die Sicherheitsvorgabe F, wie erwartet, in allen Fällen zu einer Mehrbemessung gegenüber der heutigen Praxis führt. Auf Grund der Schadenfrequenzen der heutigen Praxis erscheint das wenig sinnvoll.

Die Aufstellung zeigt weiter, dass im Falle von abgestützten Wänden (aktiver Erddruck umgelagert in Berechnung eingeführt) die Sicherheitsvorgabe F, wie erwartet, ebenfalls zu einer generellen Mehrbemessung führt, wenn sie zusätzlich zur Vergrösserung um einen Faktor 1,3 angewendet wird. Diese Folge erscheint auch hier wenig sinnvoll. Wird die Sicherheitsvorgabe F indessen anstatt der Vergrösserung eingeführt, werden die Dinge unübersichtlich: Bei kleinem Reibungswinkel ergibt sich eine Minderbemessung gegenüber heutiger Praxis, während es sich bei grossen Reibungswinkeln umgekehrt verhält. Beides erscheint aus der Sicht der Schadenfrequenz der heutigen Praxis wenig begründet. Es ist zu beachten, dass die Aufstellung nur für das Beispiel $F = 1{,}3$ gilt; andere Werte von F verschieben das Bild entsprechend, ändern aber an der prinzipiellen Aussage nichts.

Geht man zur passiven Seite über und berechnet die horizontalen Komponenten des passiven Erddruckes unter den gleichen Voraussetzungen wie oben beim aktiven Erddruck, so ergibt sich, wiederum für das Beispiel $F = 1{,}3$ ($\delta = -1/2 \cdot \Phi$ bzw. $-1/2 \cdot \Phi_D$), folgendes:

Φ =	20°	30°	40°
K_{ph}/K_{phD} =	1,26	1,48	1,87

Mit diesen *Abminderungsfaktoren* für den passiven Erddruck kann man den *Partialfaktor m* ausgleichen. Nimmt man $m = 1{,}5$ an, so ergibt die Aufstellung eine Minderbemessung bei kleinen Reibungswinkeln und eine Mehrbemessung (immer gegenüber der heutigen Praxis) bei grossen Reibungswinkeln. Auch das kann vom Erfolg der heutigen Praxis aus gesehen kaum folgerichtig erscheinen. Die oben angegebenen Zahlen gelten nur für $F = 1{,}3$ und $\delta = -1/2 \cdot \Phi$ bzw. $-1/2 \cdot \Phi_D$. Weitere Aufschlüsse ergeben sich aus Bild 5.

Zusammenfassend kann gesagt werden, dass auch bei Erddruckproblemen der Übergang von der heutigen Praxis zu einer einheitlichen Sicherheitsdefinition $F = \tau_f/\tau$ für alle Stabilitätsprobleme an sich möglich ist. Es sind jedoch gegenüber der heutigen Praxis Unterschiede in Kauf zu nehmen, die sich je nach Grösse des Reibungswinkels des Bodens unterschiedlich auswirken, wobei bei kleinen Werten von Φ eine Minderbemessung und bei grossen Werten von Φ eine Mehrbemessung resultiert. Das erscheint insgesamt von den Erfah-

rungen mit der heutigen Praxis her gesehen wenig befriedigend. Allerdings muss auch gesagt sein, dass die heutige Praxis auf der passiven Seite unübersichtlich ist, weil zu viele Variationen von δ, m und Berechnungsmethoden für K_p existieren. Diese Diskrepanzen zwischen beiden Anschauungen lassen sich relativ leicht durch die Wahl des Sicherheitsgrades F überbrücken. Dabei wären bei Tonen und Silten, d.h. Böden mit kleinen Reibungswinkeln, grössere Werte von F zu wählen, um die Deformationen zu begrenzen. Umgekehrt wären bei Sanden und Kiesen kleinere Werte von F möglich.

Abgleiten und Kippen von Fundamenten

Die Sicherheit gegenüber Abgleiten eines Bauwerkes oder eines Bauwerkteiles auf dem Baugrund unter dem Einfluss der horizontalen Beanspruchung kann ohne weiteres mit Hilfe der Sicherheitsdefinition $F = \tau_f/\tau$ angegeben werden. Dabei sollen eine effektive Kohäsion und passive Erddrücke in der Regel unberücksichtigt bleiben. Bei glatten Fundamenten ist ausserdem zu beachten, dass die Reibung zwischen Fundament und Boden auf etwa $2/3\,\Phi$ absinken kann. Unter diesen Annahmen kann der in Abschnitt «Böschungsstabilität» genannte Rahmen von Sicherheiten angewendet werden. Ruht das Fundament (z.B. einer Stützmauer) auf einem *Lockergestein*, so ist der Nachweis der Tragfähigkeit zu führen. Ist für dieses Stabilitätsproblem eine genügende Sicherheit nachgewiesen, so kann das Problem des Kippens als irrelevant betrachtet werden.

Anders verhält es sich bei der Fundation auf einem *Fels*, wo wegen der grossen Festigkeit des Gesteines das Stabilitätsproblem Tragfähigkeit von vornherein als nicht massgebend angesehen wird. Die Sicherheit gegen Kippen ist dann in Form einer Momentenbedingung in bezug auf die Kante zu formulieren. Eine Sicherheit von $F \geqslant 1{,}5$ ausgedrückt als das Verhältnis der stabilisierenden Momente zu den treibenden Momenten, kann als angemessen gelten.

Hydraulischer Grundbruch

Dieses hydraulische Stabilitätsproblem ist nicht von der Scherfestigkeit des Bodens abhängig, sondern vom Gradienten i der Sickerströmung. Die Sicherheit F_H ist definiert als

$$F_H = \frac{i_{krit}}{i_{vorh}}$$

wobei der kritische Gradient i_{krit} (Bruchzustand, Analogie zu Scherfestigkeit bei den Stabilitätsproblemen!)

$$i_{krit} = \frac{\gamma'}{\gamma_w}$$

beträgt. Liegt der abgesenkte Grundwasserspiegel in der Baugrube tiefer als deren Sohle oder sind in der Baugrube Auflasten vorhanden, so muss die Sicherheitsdefinition sinngemäss angewendet werden.

Als *unterer Grenzwert* für F_H kann der Wert 1,5 angesehen werden. Seine Anwendung setzt voraus, dass die Kenntnisse über die geotechnischen Verhältnisse gut sind und dass der maximal mögliche vorhandene Gradient i_{vorh} in die Berechnung eingeführt wird. Berechnungen mit einem mittleren Gradienten, die Sicherheiten von 4 bis 5 erfordern, sind wegen der Anisotropie wirklicher Böden in den meisten Fällen wenig aussagekräftig.

Auftriebssicherheit von Bauwerken

In das Grundwasser eintauchende Bauwerke erfahren einen Auftrieb. Er muss, unter Berücksichtigung einer angemessenen Sicherheit, kleiner als das Bauwerksgewicht sein. Der Sicherheitsgrad F_A kann als das Verhältnis des minimalen Bauwerksgewichtes zum maximalen Auftrieb definiert werden:

$$F_A = \frac{G_{min}}{A_{max}}$$

Bei Anwendung dieser Definition und ohne Berücksichtigung von Reibungskräften zwischen Boden und Bauwerk (Deformationen!) darf $F_A \geqq 1{,}1$ gewählt werden.

Deformationen (Setzungen)

Neben den Stabilitätsproblemen können auch die Deformationen (Setzungen) eines Bauwerkes massgebend werden. Die rechnerische Abschätzung von Setzungen setzt eine Aussage über das Spannungs-Deformations-Verhalten des Bodens voraus. Allgemein gilt, dass diese Aussage häufig bedeutend schwieriger ist als die Quantifizierung der Scherparameter. Deformationsabschätzungen sind deshalb häufig mit grösseren Unsicherheiten behaftet als Stabilitätsanalysen.

Die Praxis ist in bezug auf Sicherheitsvorgaben bei Setzungsproblemen uneinheitlich. Wegen des Obengesagten erscheint aber die Einführung einer Sicherheitsvorgabe F gegenüber einer zulässigen Setzung bzw. Setzungsdifferenz am Platze zu sein. Ein unterer Grenzwert von $F = 1{,}5$ dürfte angemessen sein.

Zusammenfassung

Sicherheitsgrade können im Grundbau nicht einheitlich definiert werden. Im Bereich der von der Scherfestigkeit des Bodens abhängigen Stabilitätsprobleme ist die heutige Praxis durch widersprüchliche Sicherheitsdefinitionen gekennzeichnet. Dem könnte grundsätzlich durch die Einführung der einheitlichen Definiton $F = \tau_f/\tau$ abgeholfen werden. Die dabei gegenüber der heutigen Praxis entstehenden Diskrepanzen in der Bemessung können im Falle der Tragfähigkeit und des statischen Grundbruchs als bedeutungslos angesehen werden, während bei den Erddruck-Problemen nicht zu vernachlässigende Unterschiede in Kauf genommen werden müssten, die je nach Grösse des Reibungswinkels einer Mehr- oder Minderbemessung gleichkommen, oder es müssen je nach Materialart unterschiedlich hohe Sicherheiten F verwendet werden.

Adresse der Verfasser: Prof. Dr. *J. Huder* und Prof. *H. J. Lang*, Institut für Grundbau und Bodenmechanik, ETH-Hönggerberg, 8093 Zürich.

ETH Zürich

Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie

Tag der offenen Tür am 8. November 1980

Im Rahmen verschiedener Veranstaltungen anlässlich des *50jährigen Bestehens* der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) findet ein Tag der offenen Tür im Gebäude der VAW statt (Gloriastrasse 37–39, 9 bis 15 Uhr).
Es soll allen interessierten Besuchern ein Einblick in das praxisnahe Tätigkeitsfeld und in die mannigfaltigen Forschungsprojekte der vier Abteilungen der VAW gegeben werden. Demonstrationen an den hydraulischen Modellen in den Versuchshallen der VAW sowie Führungen durch die Ausstellungen aus dem Bereich der Hydrologie, der Glaziologie und der physikalischen Limnologie sollen für den Besucher Reisen in unentdeckte Gebiete bedeuten. Filmvorführungen und eine Tonbildschau als farbiger Reisebericht werden weitere spezielle Aspekte der Arbeiten an der VAW beleuchten.

Wettbewerbe

Garderobengebäude für eine Sportanlage in Küttigen

Der Gemeinderat von Küttigen veranstaltet einen Projektwettbewerb für die Hochbauten der Gemeindesportanlagen in Küttigen. *Teilnahmeberechtigt* sind Architekten, die ihren Wohn- oder Geschäftssitz seit dem 1. Januar 1980 in der Gemeinde Küttigen haben. *Fachpreisrichter* sind Hans Rudolf Burgherr, Lenzburg; Franz Jäck, Rombach; Jaques Aeschimann, Olten. Die *Preissumme* beträgt 12000 Franken). *Termine:* Fragestellung bis zum 17. November 1980, Abgabe der Entwürfe bis zum 9. Januar 1981.