

Erfassung statistischer Parameter beim
Stand sicherheitsnachweis für den
Erdbau bei tonigen Böden

T 1921

T 1921

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

Die in dieser Forschungsarbeit enthaltenen Darstellungen und Empfehlungen geben die fachlichen Auffassungen der Verfasser wieder. Diese werden hier unverändert wiedergegeben, sie geben nicht unbedingt die Meinung des Zuwendungsgebers oder des Herausgebers wieder.

Die Originalmanuskripte wurden reprotechnisch, jedoch nicht inhaltlich überarbeitet. Die Druckqualität hängt von der reprotechnischen Eignung des Originalmanuskriptes ab, das uns vom Autor bzw. von der Forschungsstelle zur Verfügung gestellt wurde.

© by Fraunhofer IRB Verlag

Vervielfältigung, auch auszugsweise,
nur mit ausdrücklicher Zustimmung des Verlages.

Fraunhofer IRB Verlag

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69
70504 Stuttgart

Nobelstraße 12
70569 Stuttgart

Telefon (07 11) 9 70 - 25 00
Telefax (07 11) 9 70 - 25 08

E-Mail irb@irb.fraunhofer.de

www.baufachinformation.de

S C H L U S S B E R I C H T

ZUM FORSCHUNGSVORHABEN

"Erfassung statistischer Parameter
beim Standsicherheitsnachweis
für den Erdbau bei tonigen Böden"

Bearbeiter: Erwin Schwing

Förderer des Forschungsvorhabens:

Institut für Bautechnik, Berlin
Geschäftszeichen: IV/1-5-357/82

Karlsruhe, Dezember 1986

1. VORBEMERKUNGEN

Mit der Bearbeitung des Forschungsvorhabens wurde im November 1982 begonnen. Im 1.Zwischenbericht vom November 1983 wurden die Ergebnisse der Laborversuche und Geländemessungen für das Projekt A "Damm auf weicher Unterlage" und das Projekt B "Einschnittböschung in überkonsolidiertem bindigem Boden" dargestellt. Der 2.Zwischenbericht vom November 1984 beinhaltet für das Projekt A die Ermittlung der Grenzzustandsgleichung, für das Projekt B im wesentlichen die statistische Auswertung der Ergebnisse der Laborversuche und die deterministische Standsicherheitsberechnung. Dieser Schlußbericht stellt die Ergebnisse der statistischen Standsicherheitsberechnung für das Projekt A und die Ermittlung der Autokorrelationslänge des Wassergehaltes für das Projekt B dar.

Der Schlußbericht konnte nicht zum vorgesehenen Zeitpunkt fertiggestellt werden. Die Ursachen für die Verzögerung waren sowohl deterministischer als auch stochastischer Art. Zum einen hatten sich die Bodenuntersuchungen schwieriger als erwartet erwiesen, neue Verfahrenstechniken, die ohne Vorbild waren, mußten entwickelt werden. Zum anderen zeigte die Auswertung der Versuchsdaten, daß sich die Verteilungen der bodenmechanischen Ausgangsgrößen nicht wie erwartet ergaben. Mit den sehr großen Streuungen war die probabilistische Berechnung schwieriger. Bisher liegt eben noch keine statistische Datenbank vor. Vergleiche mit anderen Untersuchungen waren nicht möglich.

Vor ähnlichen Problemen steht auch der AK 13 der DGEG und der FNAV1. Gudehus (1986) stellt in seinem Aufsatz, zu dem auch die Ergebnisse dieses Forschungsvorhabens beigetragen haben, einen Beitrag zur Normung vor. Er ist als Anlage diesem Schlußbericht beigefügt.

2. PROBLEMSTELLUNG

Der Arbeitsausschuss "Sicherheit von Bauwerken" des NABau hat in den Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen ein neues Sicherheitskonzept auf wahrscheinlichkeitstheoretischer Grundlage vorgelegt. Dieses unterscheidet nach probabilistischen und semiprobabilistischen Verfahren zum Nachweis der Sicherheit eines Systems gegen das Erreichen eines Grenzzustandes, der durch ein deterministisches Versagensmodell zutreffend beschrieben werden muss; der Grenzzustand kann sowohl als Grenze der Gebrauchsfähigkeit als auch als Grenze der Tragfähigkeit festgelegt sein. Voraussetzung für die Anwendung des statistischen Sicherheitskonzeptes ist die Kenntnis der statistischen Daten (Mittelwert, Streuung und Verteilungstyp) der für den Grenzzustand maßgeblichen Ausgangsgrößen. Das semiprobabilistische Verfahren – dem sogenannten Verfahren der STUFE I – verwendet Teilsicherheitsbeiwerte, die mit Untersuchungen nach dem probabilistischen Verfahren – Verfahren der STUFE II genannt – ermittelt werden.

Als erstes Beispiel im Bereich von Bodenmechanik und Grundbau wurde von Pottarst (1981) eine statistische Sicherheitsanalyse für den Grundbruch durchgeführt. Eine weitere Anwendung des statistischen Sicherheitskonzeptes liegt mit dem Nachweis der Standsicherheit vernagelter und verankerter Wände vor (Gäßler/Gudehus 1983). In beiden Arbeiten mußten für die statistischen Bodenparameter auf Annahmen zurückgegriffen werden.

Das Ziel dieses Forschungsvorhabens ist es, die Datenbasis (Mittelwert, Streuung und Verteilungstyp) hinsichtlich der maßgebenden Bodenkennwerte für die Probleme "Grundbruch unter einem Damm auf weicher Unterlage" und "Einschnittböschung in überkonsolidiertem bindigem Boden" zu ermitteln. Die Ergebnisse aus Laborversuchen werden statistisch ausgewertet. Mit den erhaltenen Daten wird eine statistische Standsicherheitsberechnung durchgeführt. Nach den in den GruSiBau (1980) festgelegten Empfehlungen sollen dann probabilistisch abgesicherte Teilsicherheitsbeiwerte für die charakteristischen bodenmechanischen Kenngrößen erarbeitet werden.

3. PROJEKT A: DAMM AUF WEICHER UNTERLAGE

3.1 Grenzzustandsgleichung

Das Problem der Standsicherheit einer Dammschüttung auf einer weichen bindigen Schicht wurde anhand eines Großversuches in einem Braunkohletagebau untersucht. Der weiche bindige Boden wurde dazu auf etwa 20m Höhe innerhalb eines Ringdammes auf gewachsenen Boden verfüllt (sogen. Polder), und mit einer ca. 7m starken Deckschicht aus nicht kohäsivem Boden belegt. Auf diese Aufstandsfläche wurde eine Dammschüttung planmäßig so aufgebracht, daß grundbruchartiges Versagen auftrat. Die Höhe der Dammschüttung betrug dabei 36m.

Während der Herstellung des Dammes wurden an vorher festgelegten Rasterpunkten in verschiedenen Höhen gestörte und ungestörte Proben in der Weichschicht entnommen, die im Labor untersucht wurden. Die Geometrie des Böschungsbruches wurde durch zusätzliche Messungen und Neigungs Sondierungen ermittelt. Dabei konnten keine ausgeprägten Scherfugen festgestellt werden; die beobachtete Bruchkinematik entsprach einem Zonenbruch. Aus vergleichenden Berechnungen in der Plastomechanik ist jedoch bekannt, daß mit der Annahme zusammengesetzter Bruchmechanismen sehr gute Näherungslösungen erhalten werden. Die Grenzzustandsfläche wurde mit der Methode der Starrkörpermechanismen ermittelt (s.2.Zwischenbericht). Die Ergebnisse der Berechnungen sind im Bild (3.1) dargestellt.

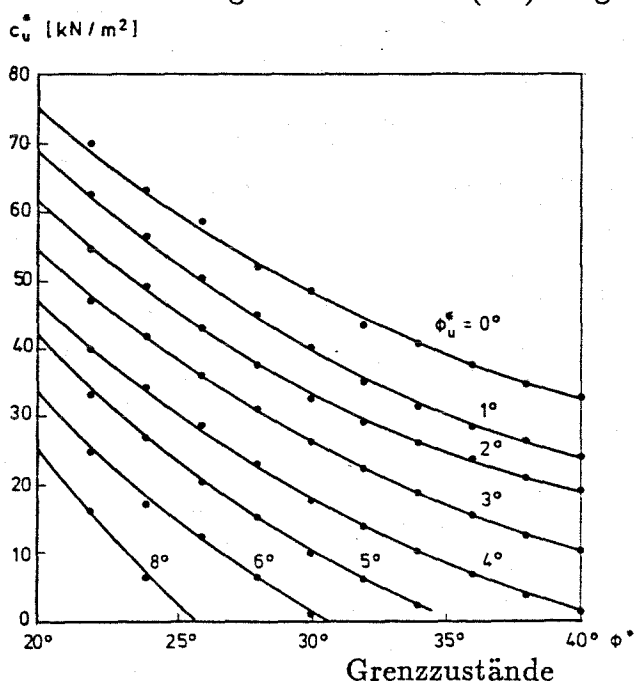


Bild 3.1

Die Grenzzustände lassen sich durch eine Kurvenschar mit φ_u , dem Reibungswinkel des undrainierten Erdstoffs, als Scharparameter beschreiben. φ' ist der Reibungswinkel des Dammschüttstoffes. Sie zeigen einen parabelähnlichen Verlauf, die Grenzzustandsgleichung wurde daher durch eine Parabelfunktion approximiert :

$$c_u = Ax^2 + Bx + C \quad (1)$$

Darin ist $x = \tan(\varphi' - 20)$, und die Koeffizienten lassen sich gemäß

$$A = a_1 \tan^2 \varphi_u + a_2 \tan \varphi_u + a_3 \quad (2)$$

$$B = b_1 \tan^2 \varphi_u + b_2 \tan \varphi_u + b_3 \quad (3)$$

$$C = c_1 \tan^2 \varphi_u + c_2 \tan \varphi_u + c_3 \quad (4)$$

als Funktion des Scharparameters φ_u darstellen.

Mit den aus der Optimierung der Mechanismen gefundenen Zahlenwerten kann die Gleichung für die Kohäsion nun wie folgt geschrieben werden:

$$\begin{aligned} c_u &= f(\tan(\varphi' - 20), \tan \varphi_u) \\ &= (37876.35 \tan^2 \varphi_u - 1931.77 \tan \varphi_u + 220.24) \tan^2(\varphi' - 20) \\ &\quad - (916.82 \tan^2 \varphi_u + 436.54 \tan \varphi_u + 188.48) \tan(\varphi' - 20) \\ &\quad + 552.69 \tan^2 \varphi_u - 445.78 \tan \varphi_u + 76.28 \end{aligned} \quad (5)$$

Diese Grenzzustandsgleichung läßt sich abkürzen in der Form :

$$\begin{aligned} Z &= F(c_u, \varphi_u, \varphi') \\ &= c_u - f(\tan(\varphi' - 20), \tan \varphi_u) \end{aligned} \quad (6)$$

Diese Gleichung wurde den Berechnungen zugrundegelegt hat aber nur für die im 2.Zwischenbericht angegebene Geometrie und Bodenwichten Gültigkeit .

3.2 Verteilungsfunktionen

Die Ergebnisse der Klassifizierungsversuche zeigten, daß die Bodeneigenschaften des Dammuntergrundes nicht systematisch räumlich variieren. Der Untergrund konnte demnach als statistisch homogen betrachtet werden. Es wurden die Histogramme der Wassergehalte w , der Fließgrenzen w_L , der Ausrollgrenze w_P , der Plastizitätszahlen I_P und der Konsistenzzahlen I_C aufgetragen (Anlage 1). Sie zeigen einen annähernd symmetrischen und glockenförmigen Verlauf. Es wurde daher als Verteilungsdichte der Grundgesamtheit eine Normalverteilung angenommen (Gemäß dem zentralen Grenzwertsatz konvergiert eine streuende Variable gegen eine Normalverteilung, wenn sie eine Summe vieler unabhängiger Vektoren ist, von denen jeder nur einen geringen Beitrag leistet).

Aus den Klassifizierungsversuchen folgt also, daß bei einer statistisch homogenen Schicht die Kennwerte w , w_L , w_P und damit auch I_P und I_C normalverteilt angenommen werden können.

Die statistische Auswertung der Dreiaxialversuche an den Probekörpern wurde durchgeführt. Das Histogramm der Wassergehalte entsprach einer Normalverteilung (Mittelwert $w = 20.5\%$, Standardabweichung 3.06%). Demnach war die Stichprobe der 39 Proben für den Polder genauso repräsentativ wie die des größeren Stichprobenumfangs der Klassifizierungsversuche.

Der Mittelwert von c_u ergab sich zu $m_{c_u} = 62.64 \text{ kN/m}^2$ bei einem Variationskoeffizienten von 82% . Im Bild 3.2 ist das Histogramm der c_u -Werte dargestellt; die Dichte der Normalverteilung ist ebenfalls eingezeichnet. Es ist zu erkennen, daß durch die Normalverteilung die empirische Verteilungsdichte schlecht approximiert wird.

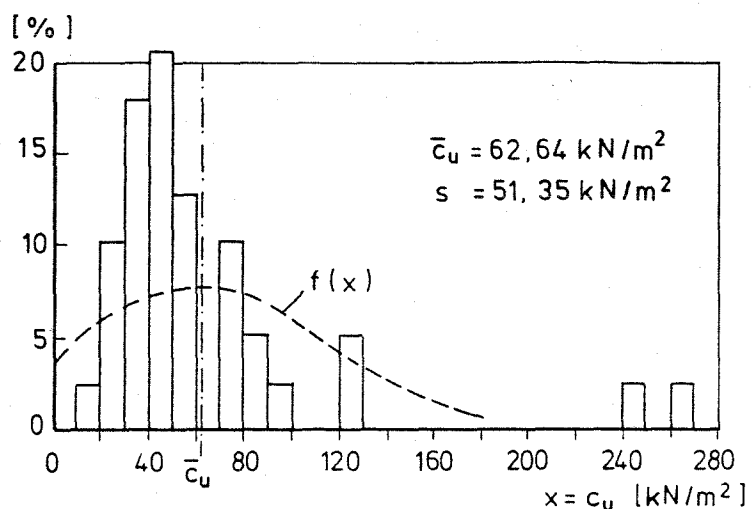


Bild 3.2 : Verteilung der c_u -Werte

Die undrainierte Kohäsion hängt vom Wassergehalt ab und kann mit einem exponentiellen Ansatz (Hvorslev 1960) wiedergegeben werden :

$$\frac{c_u}{c_{u_0}} = \exp\left(\frac{w_0 - w}{C_c \gamma_w / \gamma_s}\right) \quad (7)$$

Hierbei ist C_c der Kompressionsbeiwert, und c_{u_0} und w_0 sind zusammengehörige Bezugsgrößen. Geringe Änderungen des Wassergehaltes können somit beträchtliche Änderungen von c_u bewirken. Gemäß der Vorschrift $f(c_u) = f(w) \partial w / \partial c_u$ kann aus der bekannten Verteilungsfunktion des Wassergehaltes und Gleichung (7) die Verteilungsdichte von c_u hergeleitet werden. Es ergibt sich :

$$f(c_u) = \frac{C_c}{c_u \sigma(w) \sqrt{2\pi}} \exp\left[-1/2 \left(\frac{w_0 - C_c \ln(c_u/c_{u_0}) - w}{\sigma(w)}\right)^2\right] \quad (8)$$

Bei den vorliegenden Versuchsdaten konnten die Konstanten c_{u_0} , w_0 und C_c aufgrund der sehr großen Streuungen nicht ermittelt werden. Besonders deutlich kann dies Bild 3.3 entnommen werden, bei dem die Wassergehalte über den c_u -Werten der Proben aufgetragen sind.

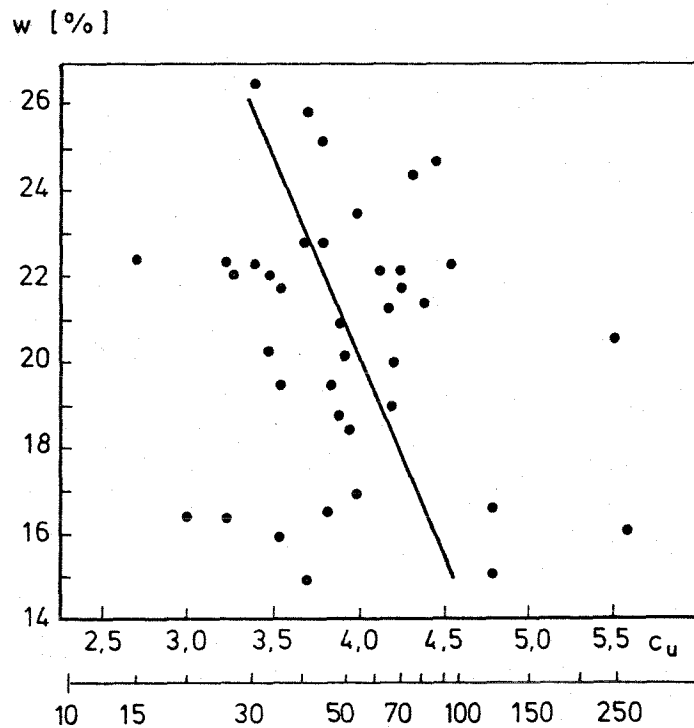


Bild 3.3: Wertepaare w und $\ln c_u$ (39 Proben) c_u [kN/m^2]

Eine deutliche Korrelation von w und c_u ist nicht zu erkennen, während die o.a. Auswertung den Zusammenhang zwischen den Variablen Wassergehalt und undrainierter Kohäsion widerspiegelt.

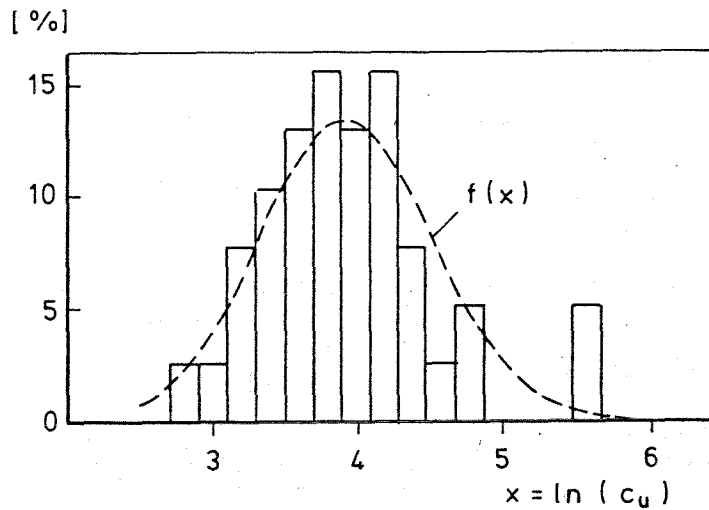
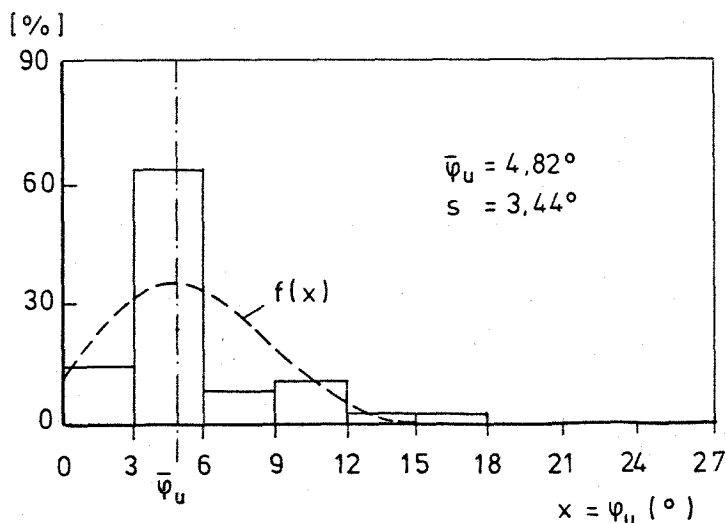
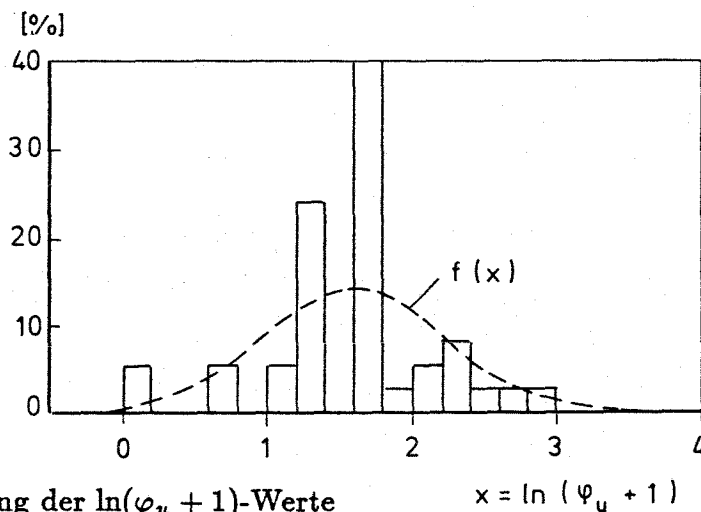


Bild 3.4 : Verteilung der $\ln c_u$ -Werte

In Bild 3.4 ist das Histogramm der Versuchswerte $x = \ln c_u$ aufgetragen. Es zeigt einen nahezu glockenförmigen und symmetrischen Verlauf zum Mittelwert $x = \frac{\sum \ln x}{n} = 3.93$. Die Standardabweichung $\sigma(\ln x)$ ergibt sich dabei zu 0.599, der Variationskoeffizient beträgt 15.2% und hat die gleiche Größenordnung wie bei den Klassifizierungsversuchen. Gleichzeitig ist die Kurve der Normalverteilungsdichte $f(\ln c_u)$ eingezeichnet, die im Vergleich zu Bild 3.3 überraschend gut die empirische Verteilungsdichte approximiert. Für die weiteren Berechnungen wurde daher für die undrainierte Kohäsion eine logarithmische Normalverteilung angenommen; damit werden mechanisch nicht mögliche, negative c_u -Werte mathematisch ausgeschlossen.

Der Mittelwert des Scharparameters φ_u ergab sich zu $m_{\varphi_u} = 4.82^\circ$ bei einem Variationskoeffizienten von 71.4%. Das in Bild 3.5 dargestellte Histogramm und die Dichtefunktion der Normalverteilung zeigen wie bei der undrainierten Kohäsion keine gute Approximation. Es wurden deshalb für den Scharparameter φ_u die Versuchswerte $y = \ln(\varphi_u + 1)$ in ein Histogramm (Bild 3.6) mit logarithmischer Abszisse eingetragen. Für φ_u wird auch eine logarithmische Normalverteilung vorgeschlagen. Damit sind negative φ_u -Werte ausgeschlossen. Die Anpassung einer Normalverteilung für $f(\ln \varphi_u + 1)$ stimmt mit der empirischen Verteilungsdichte besser überein.

Bild 3.5: Verteilung der φ_u -WerteBild 3.6: Verteilung der $\ln(\varphi_u + 1)$ -Werte

3.3 Deterministische Standsicherheitsberechnung

Als maßgebend für den globalen Standsicherheitsnachweis werden die über das gesamte Poldervolumen gemittelten Scherparameter φ_u und c_u betrachtet. Es wird angenommen, daß die Mittelwerte der Stichprobe mit den Mittelwerten der Grundgesamtheit übereinstimmen.

Aus dem Grenzzustandsdiagramm (Bild 3.1) bzw. der Grenzzustandsgleichung (6) ergibt sich für den Grenzzustand bei den Mittelwerten von $m_{\varphi'} = 29^\circ$ und $m_{\varphi_u} = 4.8^\circ$ eine erforderliche mittlere Kohäsion von $m_{c_u} \cong 15 \text{ kN/m}^2$ für Gleichgewicht beim ungünstigsten Bruchmechanismus. Der geschüttete Damm war somit rechnerisch

standsicher. Bezogen auf den Scherparameter c_u ergibt sich damit ein Sicherheitsbeiwert η_c von $62/15 \approx 4.0$.

Wird der Reibungswinkel der Dammschüttung als feste Größe vorgegeben, kann der globale Sicherheitsbeiwert auf die Scherparameter c_u und φ_u angewandt werden. Mit $\gamma_{c_u} = \gamma_{\varphi_u} = 1.9$ ergibt sich dann Grenzgleichgewicht für $\varphi' = 29^\circ$ $c_u = 33 \text{ kN/m}^2$ und $\varphi_u = 2.5^\circ$.

Die deterministische Sicherheit nach Fellenius wird als der Faktor η_F definiert, mit dem die Scherfestigkeiten in allen Gleitfugen rechnerisch abzumindern sind, damit Grenzgleichgewicht erreicht wird. Im vorliegenden Fall ergibt sich der globale Sicherheitsbeiwert η_F zu 1.35 im Grenzzustand. (Die Böschung mit der rechnerischen Sicherheit von 1.35 wäre nach DIN 4084 als ausreichend standsicher zu beurteilen.)

Wenn unter Dammauflast der Grenzzustand der Tragfähigkeit erreicht worden wäre, würden die Ergebnisse der deterministischen Standsicherheitsberechnung auf eine Überschätzung der Scherfestigkeiten des Poldermaterials von 90% oder der Sicherheit nach Fellenius um 35% hinweisen. Eine derart große Sicherheitsüberschätzung ist aber weder durch systematische Fehler bei der statischen Berechnung noch bei den durchgeführten Laborversuchen noch durch die großen Streuungen der Scherparameter des Poldermaterials zu erklären. Trotz der beobachteten großen Verformungen im Polder wurde nicht der Grenzzustand der Tragfähigkeit erreicht.

Die Gestaltsänderung ε_g im Polder betrug in etwa 4%, während bei den Dreiaxialversuchen zum Erreichen des Grenzzustandes Verformungen von über 20% erforderlich waren. Die mobilisierten Schubspannungen τ_m bei einer Gestaltsänderung $\varepsilon_g = 4\%$ bei den Dreiaxialversuchen sind wie die c_u -Werte logarithmisch normalverteilt. Ihr Mittelwert ergibt sich zu $m_{\tau_m} \cong 50 \text{ kN/m}^2$. Mit τ_m statt c_u und $\varphi_u = 0$ ergibt sich aus der Grenzzustandsgleichung für die Dammschüttung ein erforderlicher Reibungswinkel von $\varphi' = 29^\circ$. Mit den Ergebnissen aus den Dreiaxialversuchen ergibt sich also Gleichgewicht für den maßgebenden Bruchmechanismus, wenn nur die Schubspannungen berücksichtigt werden, die bei der aufgetretenen Verformung im Polder beobachtet werden. Somit wurde der Grenzzustand der Gebrauchsfähigkeit und nicht der Tragfähigkeit erreicht.

3.4 Probabilistisches Nachweisverfahren der Stufe II

Die Grenzzustandsgleichung (6) ist von drei streuenden Größen (Basisvariablen) φ' , c_u und φ_u abhängig. Zur Durchführung der probabilistischen Berechnungen werden die räumlichen Mittelwerte, Streuungen und Verteilungsfunktionen der Basisvariablen benötigt.

Zunächst wurde der Einfluß der Verteilungsfunktionen auf den Sicherheitsindex β untersucht. Der Mittelwert des Reibungswinkels der Dammschüttung wurde zu $m_{\varphi'} = 29^\circ$ bei einem Variationskoeffizienten von 5% gewählt. Für die Scherparameter des Polders wurden (a) die Ergebnisse aus den Laborversuchen und (b) zum Vergleich als Beispiel $m_{c_u} = 60 \text{ kN/m}^2$ und $m_{\varphi_u} = 4.8^\circ$ bei einem Variationskoeffizienten von jeweils 20% der Berechnung zugrunde gelegt.

BASISVAR. angen. Verteilungen

φ'	LN	N	LN	LN
c_u	LN	N	N	LN
φ_u	LN	N	LN	N
β_a	0.93	0.87	0.89	0.88
β_b	3.40	2.82	3.16	2.85

LN : Log-Normalverteilung

N : Normalverteilung

Bei den sehr großen Streuungen des Bodenwiderstandes im Fall (a) ist der Einfluß der Verteilungsfunktion auf den Sicherheitsindex wesentlich geringer als im gewählten Beispiel. Die größte Versagenswahrscheinlichkeit ergibt sich bei Annahme einer Normalverteilung, die geringste bei Annahme einer Log-Normalverteilung für alle Basisvariablen.

Für den Reibungswinkel φ' der Schüttung – sie steht für die Einwirkung – wurde entsprechend dem Vorschlag von Pottharst (1981) eine logarithmische, bei 20° begrenzte

Normalverteilung angenommen. Die Mittelwerte m_φ wurden von 25° bis 40° variiert, der Variationskoeffizient betrug 5% und 10%.

Für den Widerstand waren die Scherparameter c_u und φ_u des Polders maßgebend. Ihre Verteilungsfunktionen (logarithmische Normalverteilungen) waren durch die statistische Auswertung im Abschnitt 3.2 gefunden worden.

Die ersten Berechnungen zeigten sehr schnell, daß aufgrund der großen Streuungen der widerstehenden Größen die Anwendung des statistischen Konzeptes nicht möglich war; ein Sicherheitsindex von $\beta = 4.7$ für den Grenzzustand der Tragfähigkeit war nicht zu erreichen. Die erforderlichen – vom geforderten Sicherheitsniveau abhängigen – Teilsicherheitsbeiwerte wurden daher wie folgt abgeschätzt :

- Die in GruSiBau (1980) angegebenen globalen Wichtungsfaktoren – α_R und α_S – wurden wegen der wesentlich geringeren Streuung der Einwirkung ($\sigma_S/\sigma_R \sim 0$) nicht berücksichtigt.
- Den Basisvariablen des Widerstandes wurden in erster Näherung die gleichen Wichtungsfaktoren $\alpha_{c_u} = \alpha_{\varphi_u} = 1/\sqrt{2}$ zugeordnet.

Die dann konstanten Teilsicherheitsfaktoren – bezogen auf die Mittelwerte – für lognormalverteilte Basisvariablen berechnen sich nach ANG+TANG (1975) aus

$$\gamma_i = \frac{\sqrt{1 + V_i^2}}{\exp(-\beta/\sqrt{2}\sqrt{\ln(1 + V_i^2)})}$$

mit $V_{c_u} = 82\%$ und $V_{\varphi_u} = 71\%$ zu :

$$\begin{array}{lll} \gamma_{c_u} = 5.9 & \text{mit } \beta = 3.0 & \\ \gamma_{c_u} = 14.0 & \text{mit } \beta = 4.7 & \text{für } c_u \end{array}$$

und

$$\begin{array}{lll} \gamma_{\varphi_u} = 4.8 & \text{mit } \beta = 3.0 & \\ \gamma_{\varphi_u} = 10.25 & \text{mit } \beta = 4.7 & \text{für } c_u \end{array}$$

Dem Grenzzustandsdiagramm (Bild 3.1) ist leicht zu entnehmen, daß mit den um diese Teilsicherheitsbeiwerte abgeminderten Scherparameter kein Gleichgewicht im Grenzzustand zu erreichen war. Der erforderliche Reibungswinkel der Dammschüttung müßte wesentlich größer als 40° sein.

Ermittlung der Variationskoeffizienten der räumlichen Mittel der Scherparameter

Die räumliche Zuordnung der Entnahmestellen der Proben war vorgegeben. Zur Ermittlung der Streulänge nach Vanmarke(1977) war der Rasterabstand zu groß. Vorinformationen über die Wellenlänge der räumlichen Fluktuationen der Scherparameter φ_u und c_u liegen z.Zt. noch nicht vor. Gudehus (1986) schlägt vor, Vorinformationen durch sogenannte Varianzlängen für festzulegende Bodenklassen wiederzugeben. Je größer ein Gleitkörper im Vergleich zu dieser Varianzlänge ist, umso geringer streuen die widerstehenden Kräfte und desto genauer sind sie normalverteilt.

Die Scherfugenlänge im Polder betrug beim maßgebenden Bruchmechanismus ca. 70m. Bei einer geschätzten Streulänge von $l_{c_u} \sim l_{\varphi_u} \sim 2.0 m$ ergibt sich damit nach Gudehus (1986) der Variationskoeffizient für die Scherparameter zu nur 3%.

Die Teilsicherheitsbeiwerte berechnen sich für die dann normalverteilten Basisvariablen – bei Annahme gleicher Wichtung – aus $\gamma_{c_u} = \gamma_{\varphi_u} = 1/(1 - 1/\sqrt{2} \cdot 0.03\beta)$ zu etwa 1.1.

Vergleichsrechnungen zur Ermittlung von Teilsicherheitsbeiwerten

Um für kleinere Bauwerke, deren Abmessungen nicht wie der bei der hier betrachteten Schüttung wesentlich größer sind als die Streulänge, eine statistische Standsicherheitsberechnung durchführen zu können, wurden in Vergleichsrechnungen die Wichtungsfaktoren und damit die Teilsicherheitsbeiwerte für die maßgebenden Bodenparameter ermittelt. Als erforderlicher Sicherheitsindex wurde $\beta = 3.0$ vorgegeben, da – wie in Absch. 3.3 gezeigt wurde – lediglich der Grenzzustand der Gebrauchsfähigkeit erreicht worden war. Die Ergebnisse dieser Berechnungen sind in Anlage 2 zusammengestellt.

Der Teilsicherheitsbeiwert für den Reibungswinkel φ' ergibt sich in etwa zu 1.0. Die Teilsicherheitsbeiwerte für den Bodenwiderstand schwanken zwischen 1.4 und 2.2. Ein weitgehend homogenes Sicherheitsniveau kann mit konstanten Teilsicherheitsbeiwerten erzielt werden.

3.5 Schlußfolgerungen

Die Untersuchungen einer hohen Dammschüttung auf weichem bindigem Boden lieferten folgende grundlegende Ergebnisse :

In einer statistisch homogenen Schicht aus bindigem Boden sind der Wassergehalt w und die Konsistenzgrenzen w_L und w_P normalverteilt. Die Scherparameter c_u und φ_u , sowie Zwischenwerte für $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ für gleiche axiale Stauchung, sind lognormalverteilt.

Zur Ermittlung der totalen Scherparameter c_u und φ_u sind UU-Dreiaxialversuche in Mehrstufentechnik geeignet. Die Standsicherheitsberechnung kann mit zusammengesetzten Bruchmechanismen als Ersatz für den beobachteten Zonenbruch geführt werden. Durch Variation der Scherparameter c_u und φ_u des Polders und des Reibungswinkels φ' der Dammschüttung konnte die Grundzustandsfläche im Raum dieser drei Scherparameter punktweise berechnet und daraus die Grenzzustandsgleichung als approximierte Funktion angegeben werden.

Es wurde gezeigt, daß durch die Dammauflast kein Grenzzustand der Tragfähigkeit, sondern lediglich ein Grenzzustand der Gebrauchsfähigkeit erreicht wurde. Aufgrund der kleinen Gestaltsänderungen waren die Scherparameter c_u und φ_u nur zu etwa 60% mobilisiert. Um bei einem Damm auf weichem Untergrund eine ausreichende Sicherheit für den Grenzzustand der Gebrauchsfähigkeit zu erreichen, sind die Scherfestigkeiten des undrainierten Bodens nach den zulässigen Gestaltsänderungen festzulegen. Die Laborwerte für c_u und φ_u sind je nach Vorgabe der Beschränkung der Verformungen abzumindern. Diese Abminderung ist nicht durch die Streuungseigenschaften der bodenmechanischen Ausgangsgrößen bedingt.

4. PROJEKT B: EINSCHNITTBÖSCHUNG IM ÜBERKONSOLIDIERTEM BINDIGEN BODEN

Im 2.Zwischenbericht vom November 1983 war gezeigt worden, daß eine braune Tonschicht auf einer festen grauen Tonschicht abgleitet. Zur Ermittlung der Autokorrelationslänge des Wassergehaltes w wurden auf einer Strecke von 20m Länge in äquidistanten Abständen von 0.33m ungestörte Proben entnommen und die Wassergehalte bestimmt. In Bild 4.1 ist der Verlauf der ermittelten Wassergehalte w über die Meßstrecke aufgetragen.

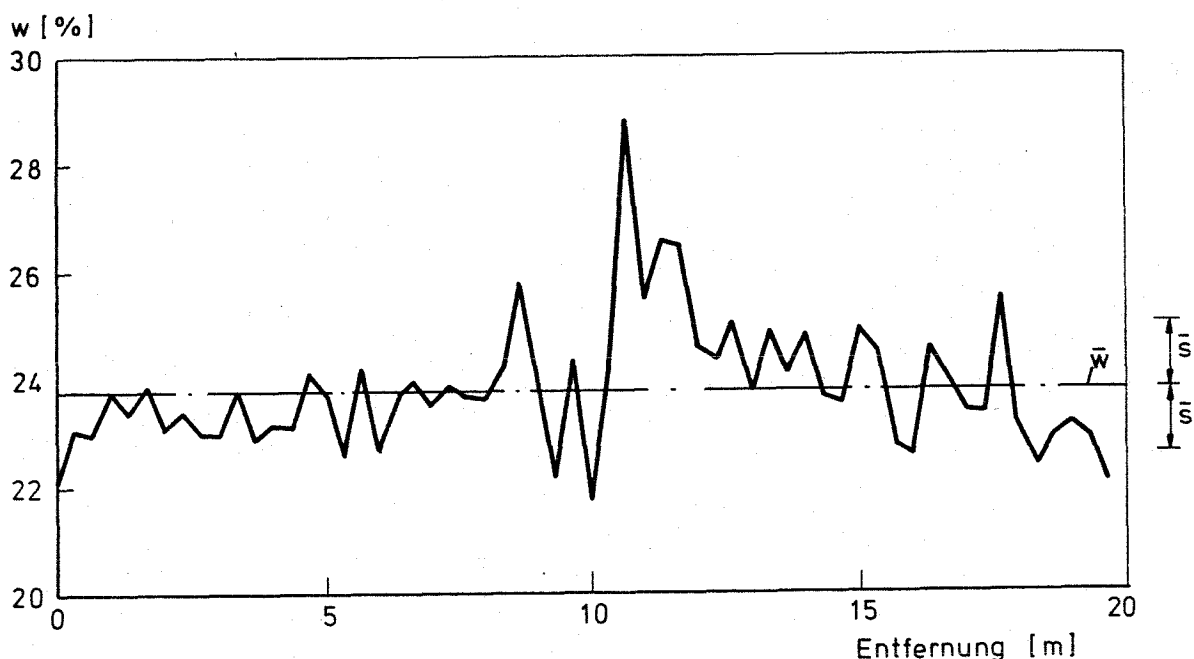


Bild 4.1: Verteilung des Wassergehaltes w ($\Delta x = 0.33m$)

Man erkennt eine starke räumliche Schwankung. Der Bereich von 10 bis ca. 12m zeigt eine deutliche Störstelle.

Es wurde eine statistische Auswertung der Wassergehalte der Proben durchgeführt. Im Bild 4.2 ist das Histogramm dargestellt, die Dichte der Normalverteilung, die die empirische Verteilungsdichte gut approximiert, ist ebenfalls eingezeichnet. Das gleiche Ergebnis war bei den Klassifizierungsversuchen des Projektes A erhalten worden.

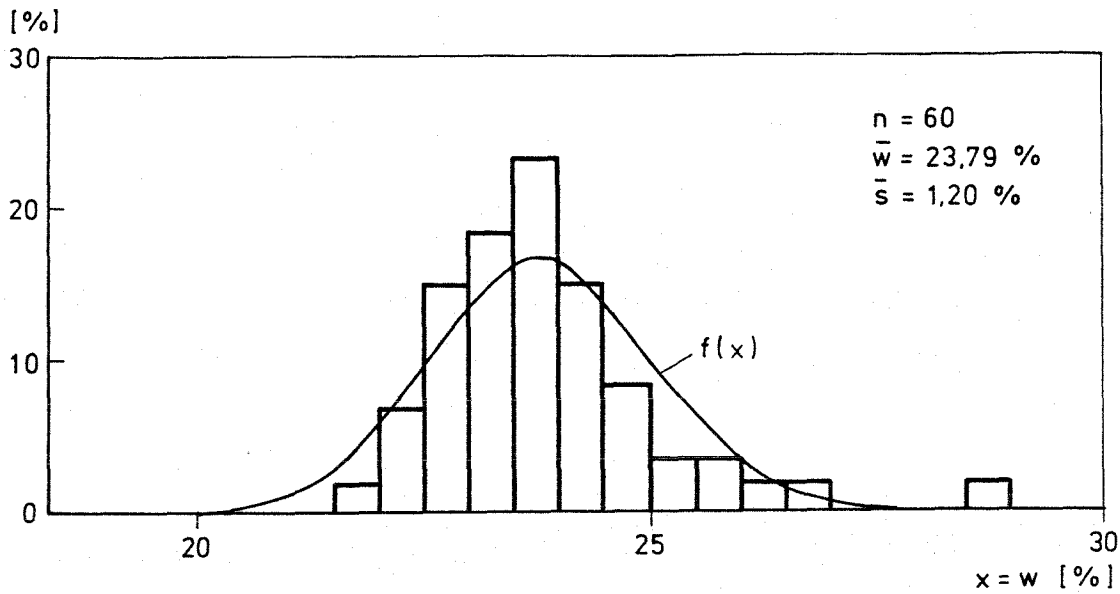


Bild 4.2: Histogramm der Wassergehalte w

Die Auswertung zur Bestimmung der Autokorrelationslänge erfolgte nach Vanmarcke (1977). Mit den aus den Versuchen erhaltenen Werten für den Wassergehalt wurden die Schätzwerte für die Autokorrelation ermittelt. Sie sind in Bild 4.3 dargestellt (durchgezogene Linie).

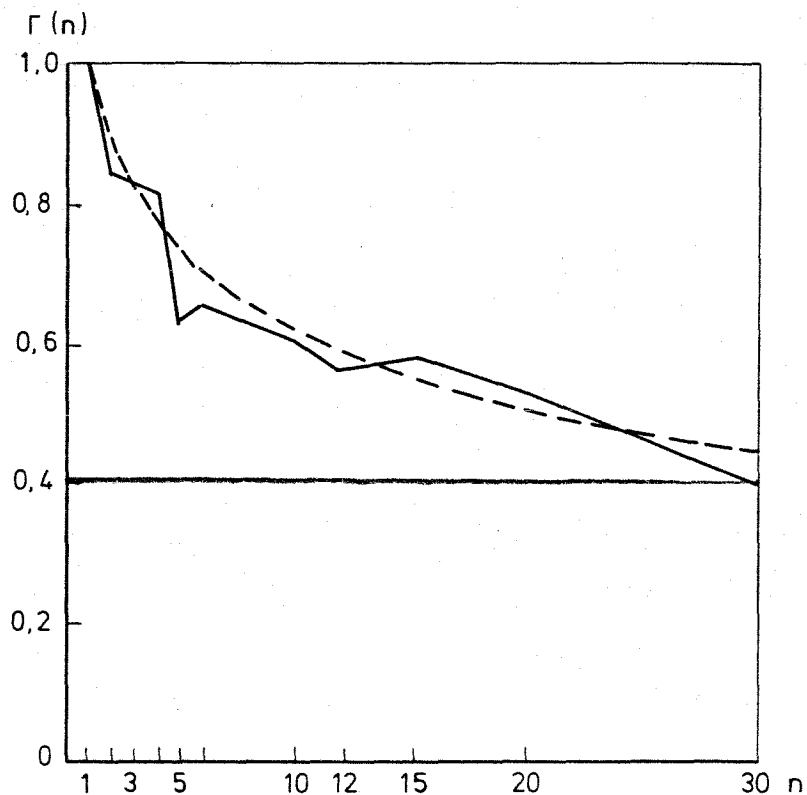


Bild 4.3: Autokorrelationsfunktion des Wassergehaltes w

Die Abhängigkeit der Wassergehalte an verschiedenen Orten wird im wesentlichen nur vom gegenseitigen Abstand Δx beeinflusst. Für die Autokorrelationsfunktion wurde daher eine Funktion gewählt, die ebenfalls nur vom gegenseitigen Abstand Δx abhängt (gestrichelte Linie). Sie stimmt mit den beobachteten Autokorrelationswerten sehr gut überein. Die Autokorrelationslänge ℓ_w des Wassergehaltes w ergibt sich nach Vanmarcke

aus	$\Gamma_w^2(30) = 0.40^2 = 0.16$
und	$n^* = 30 \cdot 0.16 = 4.8$
zu	$\ell_w = 4.8 \cdot 0.333 \approx 1.6m$

Damit ist immerhin gezeigt, daß in einem konkreten Fall die Autokorrelationslänge bestimmbar ist. Die Größenordnung dient als Anhalt für bessere Schätzungen von Variationskoeffizienten. Die Methode sollte in Hinblick auf die Normung auch auf andere Fälle angewendet werden.

LITERATUR :

- Ang,A und Tang,W (1975) : Probability Concepts in Engineering Planning And Design ,Vol.1 und Vol.2, Verlag John Wiley & Sons, New York
- GruSiBau (1980) : Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen, (Herausg. DIN Deutsches Institut für Normung e. V.) Beuth Verlag, Köln
- Gudehus, G (1986) : Sicherheitsnachweise für Grundbauwerke, Geotechnik 1987 (in Vorbereitung)
- Gudehus, G und Gäßler G (1983) : Forschungsvorhaben "Das neue statistische Sicherheitskonzept am Beispiel der Standsicherheit verankerter und vernagelter Wände", Gesch. Z. des Institut für Bautechnik, Berlin (IV/1-5-280/80)
- Pottharst, P, (1981) : Forschungsvorhaben "Versagenswahrscheinlichkeit und Sicherheit von Flachgründungen als Grundlage für Bauvorschriften", (Gesch.Z. d. Inst.f.Bautechnik, Berlin : IV/1-5-190/78)
- Vanmarcke E.H. (1977) : Probabilistic Modelling of Soil Profiles, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.103, No.GT 11, Nov., S.1227

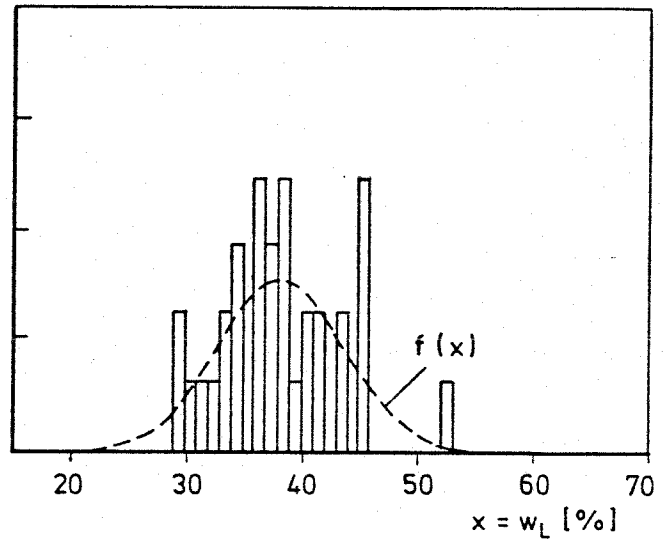
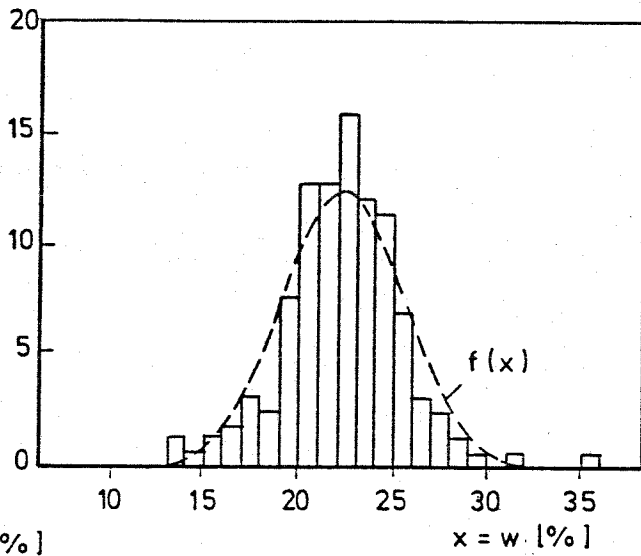
HISTOGRAMME

w

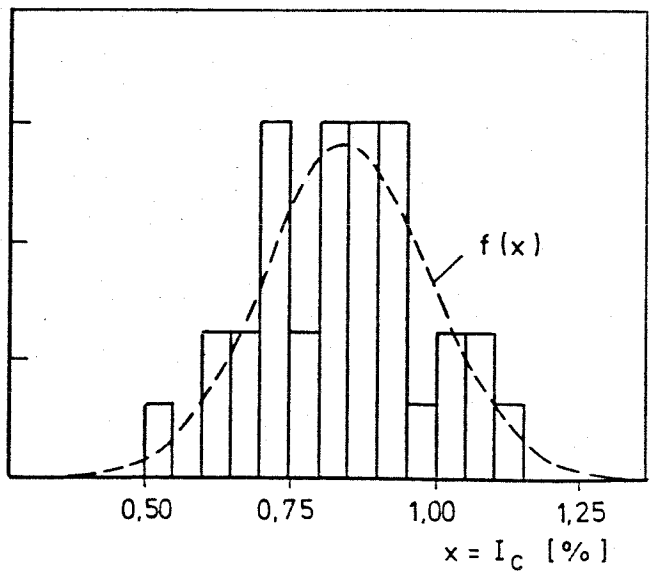
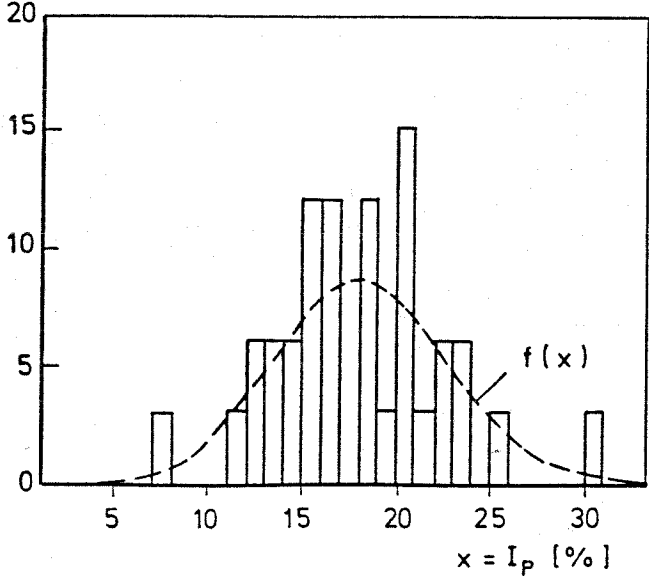
w_L

I_p I_c

[%]



[%]

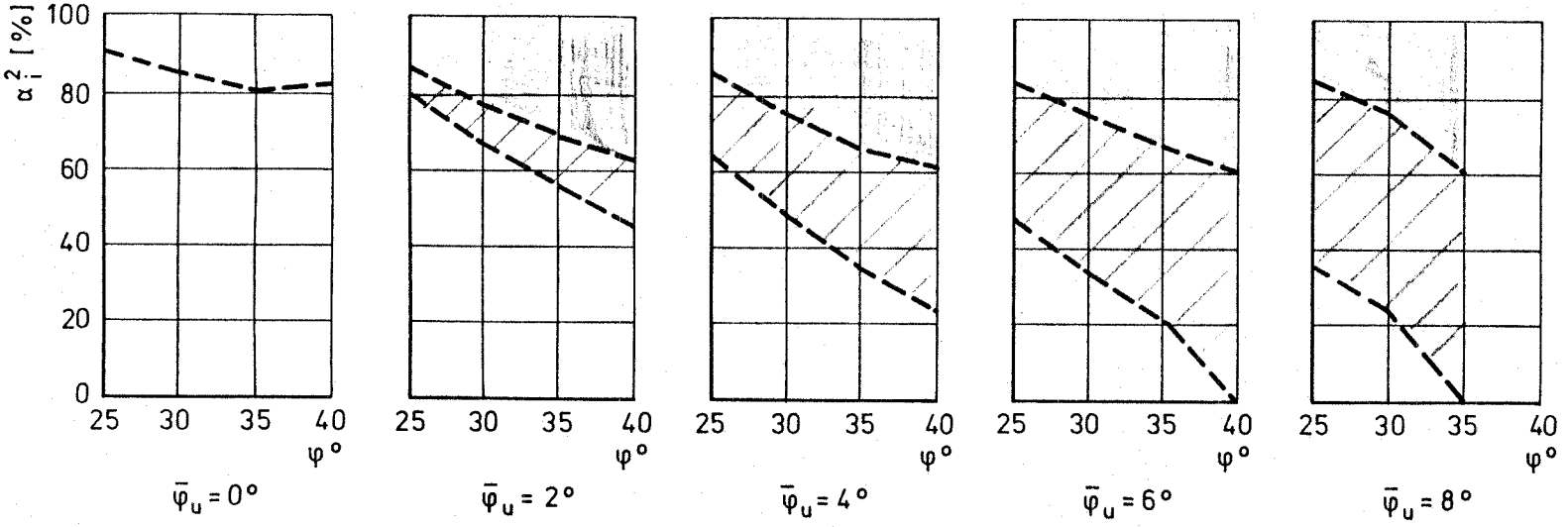
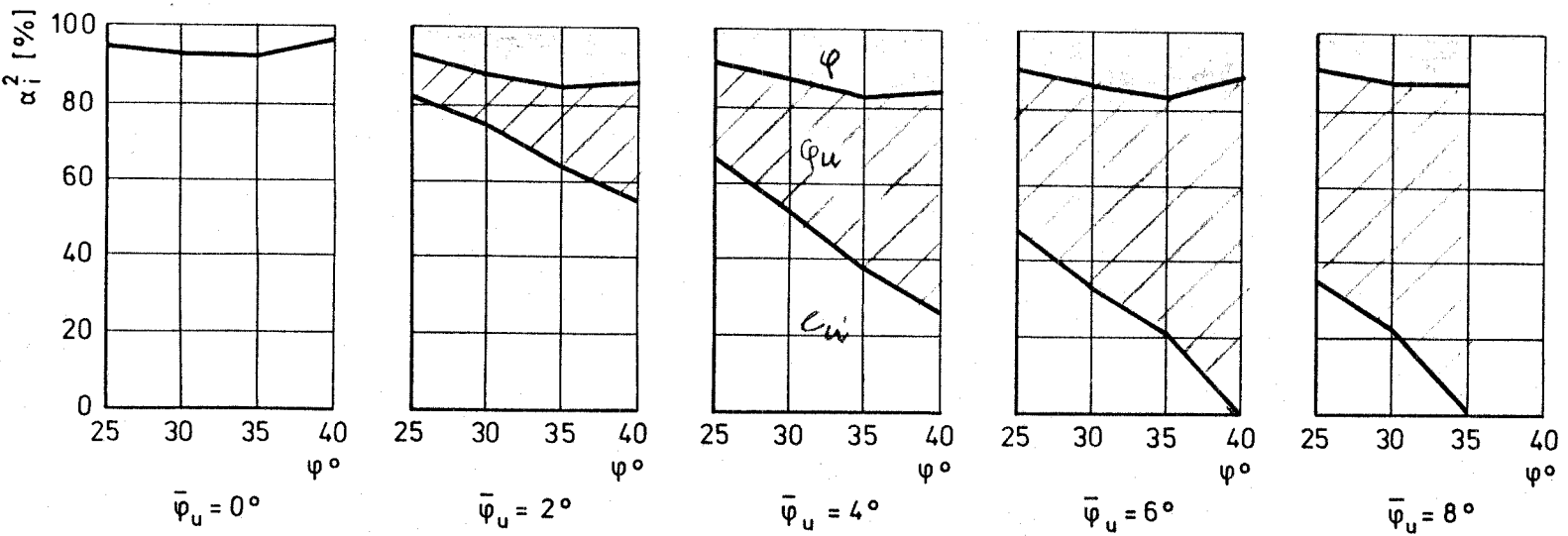


$V_\varphi = 5$ [%]	$V_{un} = 20$ [%]			$V_{un} = 30$ [%]			$\beta = 3,0$					
$\varphi' [^\circ]$	25			30			35			40		
$\varphi_u [^\circ]$ \ / \ α^2	α_{un}^2	$\alpha_{\varphi u}^2$	α_φ^2	α_{un}^2	$\alpha_{\varphi u}^2$	α_φ^2	α_{un}^2	$\alpha_{\varphi u}^2$	α_φ^2	α_{un}^2	$\alpha_{\varphi u}^2$	α_φ^2
0	0,953	-	0,047	0,931	-	0,069	0,929	-	0,071	0,966	-	0,034
1	0,908	0,029	0,063	0,854	0,047	0,099	0,798	0,099	0,123	0,761	0,135	0,104
2	0,833	0,094	0,072	0,746	0,130	0,116	0,636	0,213	0,151	0,539	0,321	0,147
3	0,746	0,175	0,079	0,631	0,243	0,127	0,493	0,343	0,164	0,387	0,460	0,153
4	0,658	0,258	0,083	0,524	0,345	0,132	0,376	0,456	0,168	0,252	0,586	0,162
5	0,574	0,340	0,086	0,427	0,441	0,133	0,282	0,552	0,166	0,236	0,854	0,110
6	0,492	0,421	0,087	0,351	0,519	0,130	0,212	0,627	0,160	0,043	0,852	0,106
7	0,418	0,496	0,087	0,283	0,591	0,127	0,034	0,834	0,131	0,047	0,851	0,102
8	0,354	0,561	0,086	0,221	0,658	0,122	0,039	0,837	0,124			

Berechnungsbeispiel:
Wichtungsfaktoren der BV im Bemessungspunkt

Berechnungsbeispiel:
 Wichtigkeitsfaktoren der Basisvariablen im Bemessungspunkt

$V_\varphi = 10$ [%]	$V_{\varphi_n} = 20$ [%]			$V_{\varphi_n} = 30$ [%]			$\beta = 30$					
$\varphi' [^\circ]$	25			30			35			40		
$\varphi_n [^\circ]$ \ / α_i^2	$\alpha_{\varphi_n}^2$	$\alpha_{\varphi_n}^2$	α_φ^2	$\alpha_{\varphi_n}^2$	$\alpha_{\varphi_n}^2$	α_φ^2	$\alpha_{\varphi_n}^2$	$\alpha_{\varphi_n}^2$	α_φ^2	$\alpha_{\varphi_n}^2$	$\alpha_{\varphi_n}^2$	α_φ^2
0	0,916	—	0,084	0,848	—	0,152	0,808	—	0,192	0,817	—	0,183
1	0,865	0,024	0,111	0,773	0,033	0,194	0,686	0,048	0,266	0,622	0,071	0,307
2	0,799	0,078	0,123	0,676	0,103	0,221	0,561	0,155	0,304	0,457	0,183	0,360
3	0,720	0,148	0,132	0,585	0,182	0,233	0,449	0,229	0,322	0,328	0,290	0,382
4	0,640	0,221	0,139	0,494	0,264	0,242	0,35	0,32	0,330	0,244	0,345	0,382
5	0,564	0,294	0,142	0,411	0,344	0,245	0,274	0,399	0,327	0,031	0,614	0,356
6	0,493	0,362	0,144	0,340	0,417	0,244	0,217	0,461	0,322	0,056	0,619	0,345
7	0,419	0,434	0,147	0,280	0,480	0,240	0,029	0,583	0,388			
8	0,360	0,493	0,147	0,236	0,545	0,236	0,033	0,588	0,379			



Berechnungsbeispiel:

Teilsicherheitsbeiwerte im Bemessungspunkt

Vphi	Mphi=25°		Mphi=30°		Mphi=35°		Mphiu
	5%	10%	5%	10%	5%	10%	
Gam-phi	1.06	1.09	1.07	1.18	1.08	1.05	0°
Gam-Cu	1.82	1.80	1.81	1.76	1.81	1.74	
Gam-phi	1.02	1.08	1.03	1.11	1.06	1.16	2°
Gam-Cu	1.80	1.80	1.70	1.70	1.64	1.60	
Gam-phiu	1.37	1.34	1.43	1.40	1.57	1.45	
Gam-phi	1.02	1.08	1.03	1.11	1.06	1.11	4°
Gam-Cu	1.74	1.69	1.63	1.60	1.47	1.45	
Gam-phiu	1.64	1.58	1.74	1.65	1.89	1.71	
Gam-phi	1.02	1.08	1.03	1.12	1.06	1.17	6°
Gam-Cu	1.55	1.56	1.42	1.42	1.34	1.35	
Gam-phiu	1.88	1.79	1.95	2.01	2.09	1.91	
Gam-phi	1.02	1.08	1.03	1.15	1.06	1.20	8°
Gam-Cu	1.47	1.46	1.28	1.27	1.14	1.13	
Gam-phiu	2.0	1.93	2.09	1.90	2.20	1.88	

Sicherheitsnachweise für Grundbauwerke

1. Einführung
Problem und Vorgeschichte
Zweck dieses Aufsatzes
2. Versagensmechanismen
Einfache Translation und Rotation
Reduzierbare zusammengesetzte Mechanismen
Andere Mechanismen
3. Daten
Bodenwiderstände
Bauteilwiderstände
Einwirkungen
4. Sicherheitszu- und -abschläge
Grenzzustandsgleichung linear
Grenzzustandsgleichung nichtlinear
5. Zuverlässigkeit
Modelle, Daten und Berechnung
Ausführung und Nutzung
6. Normung
Zum Abschnitt 1 der DIN 1054
Zu anderen Normen

Sicherheitsnachweise für Grundbauwerke

Anlage 3
zur 11.20

1. Einführung
Problem und Vorgeschichte
Zweck dieses Aufsatzes

2. Versagensmechanismen
Einfache Translation und Rotation
Reduzierbare zusammengesetzte Mechanismen
Andere Mechanismen

3. Daten
Bodenwiderstände
Bauteilwiderstände
Einwirkungen

4. Sicherheitszu- und -abschläge
Grenzzustandsgleichung linear
Grenzzustandsgleichung nichtlinear

5. Zuverlässigkeit
Modelle, Daten und Berechnung
Ausführung und Nutzung

6. Normung
Zum Abschnitt 1 der DIN 1054
Zu anderen Normen

Anlage 3

1. Einführung

1.1 Problem und Vorgeschichte

An einem Beispiel sei verdeutlicht, worum es geht. Ein 12 m tiefer und 200 m langer Einschnitt ist durch ein ca. 80° steiles Stützbauwerk zu sichern. Der Baugrund besteht aus tönigem Schluff mit teilweise wasserführenden Sandadern. Das Bodengutachten enthält 2 Bohr- und 4 Sondierprofile, Ergebnisse von Standardversuchen an 10 Proben sowie Bodenkennwerte in Anlehnung an DIN 1055. Die Standsicherheit gemäß DIN 1054 ist nachzuweisen. Als etwa gleich preisgünstig erweisen sich eine Mauer aus Gabionen (A) und ein verankertes Betongitterwerk (B). Das Bemühen um eine Auswahl aufgrund der Standsicherheit stößt auf folgende Schwierigkeiten:

- a) Neben den als maßgebend angesehenen Mechanismen, einem Grundbruch (A) bzw. dem Abrutschen eines ~~Geländebruches~~ (B), kommen andere Versagensarten in Frage; *Gleitkeils*
- b) die Bodendaten genügen nach Qualität und Umfang nicht, um aufgrund des Sicherheitsnachweises zwischen A und B zu entscheiden;
- c) es fragt sich, ob mit den Sicherheitsfaktoren nach DIN 4017 (A) bzw. DIN 4084 (B) beide Varianten gleich sicher sind;
- d) Prüfung der Nachweise und Überwachung bei der Herstellung sind bei A und B verschieden, sollen aber die gleiche Zuverlässigkeit sicherstellen.

Ohne Zweifel genügen die heutigen Berechnungs-, Bau- und Prüfverfahren, um die angedeutete Bauaufgabe zuverlässig zu meistern. Das Beispiel zeigt aber, daß die Standsicherheitsnachweise für Grundbauwerke verbessert werden sollten:

- a) Nach einem einheitlichen, d.h. von Böden und Bauweisen möglichst unabhängigen Konzept sollten maßgebende Mechanismen

mit geringem Aufwand durchgerechnet werden;

- b) Art und Umfang der Datenbeschaffung sollten der Bauaufgabe angemessen sein;
- c) Sicherheitszu- und -abschläge sollten so vorgegeben sein, daß eine geforderte Zuverlässigkeit einheitlich erreicht wird;
- d) Prüfverfahren für Entwurf und Ausführung sollten relevante Fehler ausschließen.

Diese Ziele werden nie ganz zu erreichen sein, zumal sie bei genauerer Formulierung in weitere Ferne rücken. Es ist daher anzustreben, die Verbesserungen so zu verteilen, daß die Sicherheitsnachweise ausgewogen sind. Darüber läßt sich endlos streiten, solange die Gewichte nicht bestimmbar sind. Hier kann die moderne Sicherheitstheorie grundsätzlich helfen.

Mit der allgemeinen technischen Entwicklung wachsen auch die Sicherheitsansprüche. Zunächst genügten - und genügen in vielen Fällen heute noch - verbale Bewertungen (z.B. "diese Bauweise hat sich gut bewährt"). Rechnerische Nachweise wurden und werden meist mit Sicherheitsfaktoren geführt. Bei sehr großen technischen Projekten (z.B. Mondflug) begann man damit, die Sicherheit probabilistisch zu bewerten. Die Versagenswahrscheinlichkeit bzw. deren Produkt mit der Schadenssumme ist ein korrektes Maß der Sicherheit bzw. des Risikos. Aus Formeln und Daten läßt sich dieses Maß grundsätzlich beliebig genau berechnen. Diese Tatsache hat Konsequenzen bis hin zur Rechtsprechung (Marburger 1981).

Die grundsätzlichen Vorteile des probabilistischen Konzepts wurden bald auch im Bauingenieurwesen erkannt (Benjamin & Cornell 1969). Ziemlich weit gekommen ist man im konstruktiven Ingenieurbau und im Wasserbau (Schueller 1981). So entstanden die "GruSiBau" (1981) und die Eurocodes 1 bis 6. Seit einigen Jahren bemüht man sich - nicht ohne Streit - um die Umsetzung in Normen.

Wegen der stochastischen Natur des Bodens bietet sich das neue Sicherheitskonzept für die Geotechnik geradezu an. Bemerkenswerte Aufsätze zeigen, wie sich geologisch bedingte Streuungen erfassen lassen (u.a. Vanmarcke 1981 und Rackwitz & Peintinger 1982). Berichte auf Baugrundtagungen (Breitschaft & Hanisch 1978, Gudehus 1982) stießen aber zunächst überwiegend auf Unverständnis oder Ablehnung. In einigen Forschungsarbeiten wurde immerhin die Eignung für verschiedene Fälle nachgewiesen (u.a. Potthast 1981, Gäbler 1986).

Der Lenkungsausschuß des Normenausschusses Bau, Fachbereich V "Baugrund", legte im Februar 1983 folgende "Grundsätze für die nächste Normengeneration" fest:

- Die in der Öffentlichkeit geführte Kritik am Umfang der Normung soll durch eine weitgehende Straffung berücksichtigt werden.
- Das neue Sicherheitskonzept soll auch im Grundbau schrittweise eingeführt werden.
- Das "Siebke-Konzept" soll bei der redaktionellen Bearbeitung der Normen zu einer besseren Verständlichkeit und Klarheit führen.

In derselben Sitzung wurde beschlossen, zunächst probeweise die DIN 4017 mit statistisch begründeten Sicherheitsfaktoren aufzustellen; dazu wird eine Forschungsarbeit durchgeführt (Walz 1986). Weiter wurde beschlossen, später auch die DIN 1055, 4084 und 4085 aufgrund der Statistik zu überarbeiten. Darüber hinaus wurde als langfristiges Ziel eine Zusammenfassung in einer neuen DIN 1954 ins Auge gefaßt mit den Teilen

- 1 Allgemeine Bestimmungen, Lastfälle, Sicherheit
- 2 Untersuchung (ohne Prüfnorm)
- 3 Flachgründungen
- 4 Pfahlgründungen
- 5 Stützbauwerke und Böschungen.

Der Arbeitskreis 13 "Sicherheit im Grundbau" bemüht sich darum, zur Verwirklichung dieser Beschlüsse beizutragen. Dieses Bemühen war in zweierlei Hinsicht erfolglos: Eine statistisch ausreichende Datenbasis liegt bisher nicht vor, und es gelang nicht, für bestimmte Nachweise verbindliche Teilsicherheitsbeiwerte festzulegen. Es wurde aber immer deutlicher, daß trotzdem das neue Sicherheitskonzept als Ordnungsmuster wesentliche Verbesserungen ermöglicht.

In Abstimmung mit dem Vorsitzenden der DG^FGG beschloß der AK 13 im Dezember 1985, den Abschnitt 1 der neuen DIN 1054 in Angriff zu nehmen. Es wurde vorgeschlagen, später auch einen Teil

6 Hohlraumbauten

hinzuzunehmen. Der AK 13 wird jetzt Normungsausschuß und nimmt dazu weitere Mitglieder auf. Für die Abstimmung mit den anderen Normungsausschüssen sorgt der Lenkungsausschuß FNaBau V.

1.2 Zweck dieses Aufsatzes

Der Abschnitt 1 der neuen DIN 1054 wird sehr umfassend sein und soll vielen Anforderungen genügen. Er soll

- ein einheitliches Konzept vorgeben, das die übrigen Sicherheitsnormen widerspruchsfrei verknüpfen und straffen kann;
- zu einer ausgewogenen Verteilung der Maßnahmen zugunsten der geforderten Zuverlässigkeit führen;
- bewährte Methoden und Festlegungen einschließen und erkannte Risiken auf ein tragbares Maß verringern;
- so klare und einfache Nachweise ermöglichen, daß nicht Mißverständnisse das Risiko erhöhen und unnötiger Aufwand die Kosten erhöht.

steigert

Es bedarf daher gründlicher Beratungen in den zuständigen Ausschüssen und eingehender Diskussionen in der Fachwelt. Dazu soll dieser Aufsatz mit einigen Vorschlägen beitragen.

Die Gliederung entspricht derjenigen des Abschnitts 1.1:

- Abschn. 2 Versagensmechanismen
- Abschn. 3 Parameter
- Abschn. 4 Sicherheitszu- und -abschläge
- Abschn. 5 Zuverlässigkeit
- Abschn. 6 Normung

Diese Aufteilung entbehrt wie jede andere nicht der Willkür, dürfte aber zweckmäßig sein. Da die Abschnitte eng miteinander verknüpft sind, sollte man sie mindestens zweimal lesen. Wer tiefer eindringen will, sollte auch die Beispiele durcharbeiten und die Vorschläge anhand von eigenen Beispielen erproben.

Zum Inhalt nun einige Vorbemerkungen. Abschnitt 2 ist auf das Versagen durch Verlust der Tragfähigkeit beschränkt. Der Verlust der Gebrauchsfähigkeit ~~kann~~^{soll} erst später behandelt werden, ist aber durch das neue Konzept keineswegs ausgeschlossen. Ausführlich behandelt werden nur solche Versagensmechanismen, die durch eine skalare Grenzzustandsgleichung beschrieben werden. Einwirkungen (aus Gewicht und Flüssigkeitsdruck) und Widerstände (von Boden und Bauteilen) sind verschiebungsunabhängig.

Translation oder Rotation eines einzigen Körpers stehen am Anfang und genügen oft (Abschn. 2.1). Mit variablen Gleitflächen wird das auf Coulomb zurückgehende Prinzip der kleinsten Sicherheit eingeführt und probabilistisch gedeutet. Zusammengesetzte Mechanismen lassen sich mit diesem Prinzip oft auf einfachere zurückführen (Abschn. 2.2). Auch manche dreidimensionalen Mechanismen lassen sich reduzieren.

Eine derart einheitliche und einfache Erdstatik ist nur in gewissen Grenzen erlaubt (Abschn. 2.3). Wenn sich Einwirkungen und Widerstände durch Verformungen ändern, darf man die Kräfte an einem Gleitkörper im allgemeinen nicht als simultan wirkend annehmen. Der Verzweigungskollaps ist besonders zu beachten, weil er sich nicht durch Verformungen ankündigt. Dynamische, hydraulische und nichtmechanische Effekte können zu anderen Mechanismen führen.

In Abschnitt 3 wird versucht, für einfache Mechanismen eine statistische Datenbasis zu schaffen. Da eine ausreichende Datenbank bis auf weiteres nicht vorliegt und die Probabilistik insoweit über umstrittene Ansätze noch nicht hinausgekommen ist, sind die vorgeschlagenen Vereinfachungen nicht frei von Willkür. Schwierigkeiten entstehen dadurch, daß Einwirkungen und Widerstände erkennbar räumlich und zeitlich schwanken, für den Sicherheitsnachweis aber ein Ensemble räumlicher Mittelwerte zu betrachten ist, das nie vorliegt. Außerdem muß man mit wenigen Stichproben auskommen und deshalb Vorinformationen statistisch bewerten.

Beim Bodenwiderstand (Abschn. 3.1) sind die Wellenlängen der räumlichen Fluktuation wichtig. Je größer ein Gleitkörper damit verglichen ist, desto weniger streuen die widerstehenden Kräfte, und desto genauer sind sie normalverteilt. Es wird vorgeschlagen, die Vorinformation durch sog. Varianzlängen für festzulegende Bodenklassen wiederzugeben. Damit lassen sich die Standardabweichungen einfach abschätzen. Dasselbe Konzept läßt sich auf Bauteile übertragen, die auf den Boden Kräfte übertragen (Abschn. 3.2). Bei den Einwirkungen (Abschn. 3.3) gelingt dies nur teilweise; im übrigen ist die Datenbasis dafür aus anderen Fachgebieten zu übernehmen.

Ausgehend von den Abschnitten 2 und 3 werden in Abschnitt 4 Sicherheitszu- und -abschläge berechnet. Benutzt wird das sog. Verfahren zweiter Stufe, bei dem der Sicherheitsindex β die Versagenswahrscheinlichkeit vertritt. Zum besseren Verständnis werden erst lineare (Abschn. 4.1), dann nichtlineare Grenzzustandsgleichungen (4.2) einschließlich grafischer Verfahren behandelt. Mehrere Beispiele sollen zeigen, daß nachprüfbare Sicherheitsnachweise für übliche Grundbauwerke nicht aufwendiger als bisher sein müssen.

Ein gefordertes, durch β ausgedrücktes Sicherheitsniveau wird durch additive Erhöhung der Einwirkungen und Verminderung der Widerstände gegenüber den Mittelwerten erreicht. Das Risiko

wird ausgewogen verteilt durch Gewichtungsfaktoren, die iterativ zu bestimmen oder - was oft genügt - formelmäßig abzuschätzen sind. Die Zu- und Abschläge lassen sich durch Faktoren ausdrücken, die sich aber nicht als Maß der Sicherheit eignen.

Einige Hinweise zur Zuverlässigkeit sollen dabei helfen, verschiedene Risikoquellen ausgewogen zu berücksichtigen (Abschn.5). Theoretische Modelle (5.1) der Mechanik und der Probabilistik mögen in sich widerspruchsfrei sein, beruhen aber auf Hypothesen. Durch Vergleich mit zuverlässigeren Versuchs- und Rechenergebnissen ist der Anwendungsbereich einzugrenzen. Modellfehler lassen sich nicht allgemein durch ein Maß ausdrücken und nur selten durch Korrekturfaktoren ausgleichen.

Die Risiken aus Daten und Berechnungen (5.2) lassen sich grundsätzlich genauer eingrenzen. Objektive Streuungen werden durch die in Abschnitt 4 angegebenen Zu- und Abschläge erfaßt. Subjektive Streuungen infolge zu geringer oder ungeschickt verteilter Stichproben lassen sich formal ebenso erfassen, aber schwerer abschätzen. Systematische Datenfehler infolge Proben-gewinnung, Versuchstechnik und -auswertung sind wie Modellfehler zu bewerten. Auch arithmetische und zeichnerische Ungenauigkeiten sind zu beachten.

Beim Arbeiten mit Modellen und Daten können Irrtümer auftreten, die durch Kontrollen einzugrenzen, aber statistisch schwer zu erfassen sind. Dies gilt auch für die Ausführung und Nutzung von Bauwerken (Abschn. 5.3). In demselben Abschnitt werden auch baubegleitende Messungen behandelt, die gerade in der Geotechnik zur Ankündigung und Abwendung von Schäden beitragen können.

Abschnitt 6 enthält einige Vorschläge zur Normung. Im Sinne des "Siebke-Konzepts" (Siebke 1981) dienen die Abschnitte 1 bis 5 als Kommentar; der Normtext hat dagegen nur Richtlinien vorzugeben, deren Anwendungsgrenzen in Erläuterungen festzulegen sind. Solcher Vorgaben bedarf es, wenn die erforderlichen Methoden nicht völlig fehlerfrei sind (Newton's Gesetz muß nicht genormt werden).

Die Vorschläge betreffen vor allem den Abschnitt 1 der neuen DIN 1054 (Abschn. 6.1). Den Kern bildet die Formel

$$\Delta X_i = m_i V_i \alpha_i \beta$$

zur additiven Korrektur der streuenden Variablen X_i gegenüber den Mittelwerten m_i . Der Sicherheitsindex β ist je nach Gefahrenklasse festzulegen. Mittelwerte m_i und Variationskoeffizienten V_i sind je nach Erkundungsaufwand, Boden- und Bauwerksart festzulegen, wofür Klassenwerte vorgelegt werden. Für die Gewichtungsfaktoren α_i werden - abgestuft nach Anforderungen - einfache Regeln angegeben. Das Spektrum der zu untersuchenden Mechanismen wird klassenweise eingegrenzt; so erhalten mehrere Berechnungsnormen einen Rahmen. Zu Vergleichszwecken lassen sich aus der Formel Sicherheitsfaktoren herleiten.

Auf andere mit der neuen DIN 1054 verbundene Norminhalte kann nur kurz hingewiesen werden (Abschn. 6.2):

- Zu Abschnitt 1 gehören Probelastungen und Baustellenmessungen, später auch andere Versagensmechanismen;
- Abschnitt 2 ist mit der neuen DIN 4020 abzustimmen;
- Abschnitt 3 soll wie die bisherige DIN 1054 zulässige Bodenpressungen enthalten;
- Abschnitt 4 ist mit DIN 4014 und 4025,
- Abschnitt 5 mit DIN 4084 und 4085 abzustimmen;
- der sechste Abschnitt ist mehr als die anderen auf in-situ-Messungen auszurichten.

Auch auf Verknüpfungen zu DIN 1055 (Lastannahmen), 1072 (Brücken) und 19700 (Stauanlagen) ist hinzuweisen. Last not least ist der Entwurf des Eurocode 7 (Foundations) zu beachten.

2. Versagensmechanismen

2.1 Einfache Translation und Rotation

Der einfachste Mechanismus dürfte das Gleiten auf vorgegebener Ebene (Bild 2.1) sein. Ein Bauwerk auf waagerechter Sohle (a) gleitet, wenn

$$f := (W + P) \tan \phi_s + A_s c_s - H \leq 0 \quad (2.1)$$

gilt, wobei W die ständige und P die veränderliche Vertikallast, H die Horizontallast, ϕ_s den Sohlreibungswinkel, A_s die Sohlfläche und c_s die Sohladhäsion bezeichnet. Ein Erd- oder Felskeil gleitet auf seiner unter θ geneigten Sohle (b), wenn

$$\begin{aligned} f := & [(W + P) \cos \theta - H \sin \theta] \tan \phi_s + A_s c_s \\ & - (W + P) \sin \theta - H \cos \theta \leq 0 \end{aligned} \quad (2.2)$$

gilt.

Die sog. Grenzzustandsgleichung $f = 0$ bedeutet indifferentes oder Grenzgleichgewicht, $f > 0$ zeigt Ruhe, $f < 0$ Beschleunigung an. f hängt von veränderlichen Größen ab, den sog. Basisvariablen X_i ; in unserem Fall ist $X_1 = W$, $X_2 = P$ usw. Bezüglich einzelner X_i kann f linear (z.B. H in Gl. 2.1) oder nichtlinear (z.B. ϕ_s) sein. $\partial f / \partial X_i < 0$ liefernde X_i heißen Einwirkungen, die übrigen Widerstände. Diese Aufteilung kann willkürlich erscheinen (z.B. ist P in Gl. 2.1 ein Widerstand, in Gl. 2.2 bei $\tan \theta$ $\tan \phi_s$ eine Einwirkung) und ist nicht notwendig; jedenfalls wirken die X_i mit $\partial f / \partial X_i < 0$ ungünstig, die anderen günstig.

Wasserstände lassen sich ohne weiteres berücksichtigen (Bild 2.2). Erreicht das Wasser nicht die Gleitebene (a), kommt die resultierende Druckkraft F_w hinzu. In Gl. 2.2 ändert sich $W + P$ um die Vertikalkomponente F_{wv} und H um die Horizontalkomponente F_{wh} (vorzeichengerecht!). Bei waagerechtem Grundwasserspiegel (b) sind nur die Kräfte am Korngerüst anzusetzen; in Gl. 2.1 und 2.2

sind dazu die Kraft W' (evtl. auch P' und H') unter Auftrieb und die wirksamen Scherparameter ϕ'_s und c'_s anzusetzen. Bei strömendem Grundwasser (c) kommt die Strömungskraft F_s hinzu. Damit ändert sich in Gl. 2.2 $W' + P'$ um die Vertikalkomponente F_{sv} und H um die Horizontalkomponente F_{sh} .

Die Gleitebene durchdringende Bauteile erhöhen den Widerstand. Wir behandeln zunächst nur Widerstände, die sich beim Gleiten nicht ändern (Bild 2.3). Unter ϵ nach unten geneigte Zugstäbe mögen insgesamt den Auszieh Widerstand ΣZ_i haben (a). Dadurch kommt in Gl. 2.2 zu $W+P$ $\Sigma Z_i \sin \epsilon$ hinzu, und von H geht $\Sigma Z_i \cos \epsilon$ ab. Auf Z_i vorgespannte Zugstäbe wirken nur dann statisch ebenso, wenn sie senkrecht zur Gleitebene sind und durch genügend elastische Freispiellängen die Spannkraft beim Gleiten behalten (b). Durch Dübel mit dem Schubwiderstand T_i (c) erhöht sich in Gl. 2.2 f um ΣT_i . Da Bauteilwiderstände durch die eigene Festigkeit und diejenige des Bodens begrenzt sind, gilt der kleinere von beiden Grenzwerten.

Beim Gleiten auf nicht vorgegebener Ebene ist deren ungünstigste Lage zu finden (Bild 2.4). Die Scherparameter c und ϕ , die an die Stelle von c_s und ϕ_s treten, seien zunächst nicht systematisch von Ort und Zeit abhängig. An einer Böschung (a) kann eine Gleitebene irgendeine Höhe h_s und Neigung θ haben. Mit von h und ϵ abhängenden Größen W, P, H, A_s gilt wieder Gl. 2.2. Bei den ungünstigsten Werten h_0 und θ_0 ist die Sicherheit am kleinsten. Man postuliert, daß sich diese Gleitebene unabhängig von der Vorgeschichte zuerst einstellt.

Ein korrektes Maß der Sicherheit ist der Sicherheitsindex β (s. Abschn. 4). Bei Kenntnis aller Streuungen könnte man h_0 und θ_0 so bestimmen, daß β minimal wird. Das ist aber im praktischen Einzelfall kaum möglich und auch nicht nötig: Unter normalen Bedingungen ist h_s gleich der Höhe h des Geländesprungs, und die herkömmliche Formel (Gudehus 1981) $\theta_0 = (\psi + \phi)/2$ ist genau genug. Mit diesen Werten und den daraus folgenden Größen W, P, H, A_s bleibt Gl. 2.2 die Grenzzustandsgleichung.

Der Erddruck nach Coulomb ist ebenso zu erfassen. Im aktiven Fall (Bild 2.4b) denkt man sich eine mitgehende Stützkraft E mit vorgegebener Neigung δ . Gewicht und Auflast des Gleitkeils hängen von seiner zunächst unbekanntem unteren Neigung θ ab. Das Minimum von β tritt nahezu bei demselben θ_0 wie das Maximum von E auf. Im passiven Fall (Bild 2.4c) wirkt die Schubkraft in der Gleitebene umgekehrt. Das mit Gl. 2.2 gemäß Abschn. 4 berechnete Minimum von β tritt nahezu bei demselben θ_0 wie das Minimum von E auf. Die bekannten Erddruckformeln (Gudehus 1980 und 1981) eignen sich also als Grenzzustandsgleichungen.

Die durch Wasser und/oder Bauteile bedingten Kräfte lassen sich unter folgenden Umständen in Erddruckformeln berücksichtigen. Bei unvorbelasteten gesättigten tonigen Böden im Anfangszustand ist die Wasserlast F_w (s. Bild 2.2a) der Erddruck oder ein Teil davon. Im Endzustand und bei stark durchlässigen Böden sind unter Wasser γ' , ϕ' und c' anzusetzen (vgl. Bild 2.2b). Die Gesamtkraft Z_1 von Zugstäben ist bei Grenzgleichgewicht gleich dem aktiven Erddruck, wenn die Krafteinleitung von der Lage der Gleitfläche nicht abhängt (z.B. Ankerblöcke oder -platten mit beweglichen Zuggliedern).

Im allgemeinen verändern Zusatzkräfte die ungünstigste Lage der Gleitebene, so daß die Erddruckformeln nicht mehr genau genug die kleinste Sicherheit ergeben. So nimmt infolge Strömungskraft ϵ_0 ab und der aktive Erddruck zu. Der Auszieh- bzw. Schubwiderstand von Stäben mit durchgehendem Bodenverbund (s. Bild 2.3a bzw. c) hängt von ϵ ab. Streng genommen müßte man durch Variation von ϵ das Minimum von β berechnen. Statt dessen genügt es, das Maximum des für ein Grenzgleichgewicht erforderlichen Bauteilwiderstands zu berechnen.

Wenn die Bewegung nicht durch vorgegebene Gleitebenen oder geführte Baukörper eingeschränkt ist, kann das Gleiten auf kreisförmigen Gleitflächen ungünstiger als auf Ebenen sein (Bild 2.5). Der ungünstigste Gleitkreis ergibt sich beim kleinsten Sicherheitsindex β . Statt dessen genügt es, bei einer

Böschung (a) das Minimum der erforderlichen Kohäsion und bei einer Widerlagerwand (b) dasjenige der aufnehmbaren Kraft zu bestimmen (Gudehus 1981). Wie vorher können durch das Wasser bedingte Kräfte das Minimum beeinflussen. Wirken Bauteilwiderstände erheblich mit, wird man zweckmäßig ihren größten erforderlichen Wert bezüglich verschiedener Gleitkreise bestimmen.

Solche Extremwertberechnungen werden oft mit Hilfe von Sicherheitsfaktoren durchgeführt, die meist als Verhältnis vorhandener und erforderlicher Größen definiert sind. Es handelt sich um Rechengrößen, die sich als Maß der Sicherheit allgemein nicht eignen (s. Abschn. 4.1). Die Grenzzustandsgleichungen für die so gefundenen ungünstigsten Mechanismen sind so unübersichtlich, daß sie durch Diagramme oder Computerprogramme dargestellt sein sollten.

Durch Schichtung des Bodens ändern sich grundsätzlich die Grenzzustandsgleichungen. Solange der ungünstigste Mechanismus vom Schichtverlauf kaum abhängt, darf man mit gewogenen Mittelwerten die Gleichungen für homogenen Boden benutzen.

Es kann auch anders sein, wie aus Bild 2.6 beispielhaft hervorgeht. Eine schräg einfallende Schichtgrenze (a) kann eine relativ geringe Scherfestigkeit aufweisen und deshalb zur ungünstigsten Gleitfläche werden. Eine Stützwand mit auf ganzer Länge im Boden haftenden Zugstäben (b) versagt mit steilerer Gleitebene, wenn der Auszieh Widerstand pro Längeneinheit im oberen Boden erheblich geringer als im unteren ist. Der ungünstigste Gleitkreis endet vor dem Böschungsfuß (c), wenn der untere Boden weicher als der obere ist. (Es kann sich lohnen, derart ungünstige Mechanismen durch Anordnung von Bauteilen zu vermeiden.)

Anders als hier bisher dargestellt sind die ungünstigsten Gleitkörper in der Regel dreidimensional begrenzt, was beim statistischen Sicherheitsnachweis nicht übersehen werden darf (s. Abschnitt 3.1). Nur beim auf seiner Sohle gleitenden Block ändert sich nichts. Zu einer im Boden vorgegebenen Gleitebene muß mindestens eine weitere hinzukommen (Bild 2.7 zeigt die Gleit-

körper zur Hälfte): Die Gleitbahn kann aus zwei verschiedenen geneigten Ebenen bestehen (a) oder durch zwei zur Grundebene senkrechte Ebenen begrenzt sein (b). Die Grenzzustandsgleichung läßt sich in der Form

$$f := s_{\phi} \tan \phi \sum F_{Ni} + s_c c A_s - \sum F_{Ti} \leq 0 \quad (2.3)$$

schreiben. Darin sind F_{Ni} die angreifenden Kräfte normal und F_{Ti} diejenigen tangential zur Gleitrichtung. A_s ist die Projektion der Scherfläche lotrecht auf die Gleitrichtung (ebenso wie in Gl. 2.1 und 2.2). Der Formfaktor s_c (> 1) ist das Verhältnis zwischen gesamer und projizierter Scherfläche; demnach ist s_c beim Gleitkörper von Bild 2.7b größer als bei dem daneben. Der Formfaktor s_{ϕ} (> 1) ist das Verhältnis zwischen der Betragssumme der Normalkräfte auf allen Gleitflächen und $\sum F_{Ni}$; beim Gleitkörper von Bild 2.7a folgt s_{ϕ} aus der Kraftzerlegung, beim anderen muß die Normalkraft auf den Seitengleitebenen als statisch Unbestimmte angenommen werden.

Wenn die Gleitebenen sich frei ausbilden können, ist grundsätzlich diejenige Konfiguration zu suchen, die den Sicherheitsindex minimal werden läßt, wobei auch die räumliche Streuung Einfluß hat. Es bedarf drastischer Vereinfachungen, um praktisch weiterzukommen. Wenn die Länge des Gleitkörpers nicht durch Hindernisse enger begrenzt ist (wie z.B. bei einer Baugrube mit gedrungenem Grundriß), kann sie empirisch auf das etwa 3- bis 6-fache seiner Höhe festgelegt werden. Es genügt, die Formfaktoren zur sicheren Seite abzuschätzen; als erste Näherung dient $s_{\phi} = s_c = 1$.

Im allgemeinen sind die Gleitflächen dreidimensional gekrümmt. An einer Böschung können dadurch zweierlei Gleitkörper unverformt abrutschen (Bild 2.8): Bei Translation (a) sind die von der Ausbißlinie ausgehenden Gleitspuren parallele Geraden, bei Rotation (b) sind es koaxiale Kreise. Zur Berechnung müßte man die Gleitkörper in Lamellen aufteilen und überdies variieren, um denjenigen mit kleinstem β zu finden. Statt dessen genügt es praktisch oft, das ebene Problem mit empirischen Formfaktoren

s_c und s_ϕ zu behandeln.

Bei solchen Berechnungen kann man die vom Wasser auf den Gleitkörper wirkenden Kräfte ohne weiteres berücksichtigen. Das gleiche gilt für Bauteilwiderstände, solange sie den Typ des Mechanismus nicht verändern. So kann der Gleitkörper von Bild 2.8 Zugstäbe oder Dübel enthalten, deren Widerstände allerdings von ihrer Lage bezüglich der Gleitfläche abhängen. Eine genügend biege- und schubfeste Platte auf der flachen oder der steilen Erdoberfläche verhindert dagegen die Ausbildung derart einfacher Gleitkörper.

Im allgemeinen bedarf es systematischer Korrekturen der Festigkeit des Bodens und der Bauteile. So kann der Reibungswinkel durch höheren Druck als im Versuch oder durch Auflockerung abnehmen. Die Kohäsion kann infolge Zähigkeit oder Alterung zu- oder abnehmen. Davon abgesehen beeinflussen Entnahme, Transport und Prüfung der Proben die Festigkeit. Die involvierten Mechanismen versucht man durch Zu- oder Abschläge zu berücksichtigen, die mit den Korrekturen für die Streuung nichts zu tun haben (s. Abschn. 5).

2.2 Reduzierbare zusammengesetzte Mechanismen

Bild 2.9 zeigt ebene Mechanismen mit zwei Teilkörpern, die sich auf eine einfache Translation reduzieren lassen (Gudehus 1980 und 1981):

- a) Oft entsteht an einer Böschung durch drei Gleitebenen ein sog. Grabenbruch. Der ungünstigste ergibt sich genau genug mit $\theta_{12} = 45^\circ + \phi/2$ und E_a unter $\delta = \phi$ durch Variation von θ_{10} .
- b) Hinter einer angehängten Stützwand entstehen bevorzugt 2 Gleitkörper (Gäßler 1986). Es genügt, mit dem aktiven Erd- druck auf lotrechter Ersatzwand die Neigung der tiefen Gleit-

fuge zu variieren, um den größten erforderlichen Auszieh-
widerstand pro Längeneinheit zu finden. (Oft genügt eine ein-
zige Gleitebene, s. Bsp. 4.1.)

- c) Eine parallel verschobene Widerlagerwand erzeugt in kohäsions-
losem Boden bevorzugt zwei Gleitkeile. Der wandferne erzeugt
 E_c mit $\delta = \phi$. Ungünstigste Neigungen und Beiwerte s. Gudehus
(1980).

Ebenso ist es bei Rotation (Bild 2.10):

- a) An einer Böschung können drei kreiszylindrische Gleitflächen
entstehen, deren obere zwei durch horizontalen aktiven Erd-
druck ersetzt werden. (Statt dessen genügt es oft, nur Trans-
lation zu betrachten.)
- b) Bei einer angehängten Stützwand ersetzt wieder E_a den oberen
Gleitkeil. Eine konvexe tiefe Gleitfläche kann ungünstiger
als die Ebene sein, weil sie geringere Haltelängen der Zug-
stäbe übrig läßt.
- c) Beim Grundbruch auf c_u -Böden werden zwei steile Gleitflächen
im Damm durch E_a ersetzt.

Auch die Translation dreier Teilkörper läßt sich oft auf eine
einzige reduzieren (Bild 2.11):

- a) Beim Gleiten eines eingebundenen Baukörpers auf seiner Sohle
setzt man anstelle der Erdkeile davor und dahinter den passi-
ven und aktiven Erddruck an.
- b) Beim Gleiten eines Baukörpers an einer Böschung ist nur noch
eine Neigung θ_1 zu variieren, wenn daneben Erddrücke ange-
setzt werden.
- c) Eine böschungsparallele, oft durch eine Schwächezone bevor-
zugte Gleitebene läßt sich durch gedachte lotrechte Wände be-
grenzen, an denen Erddrücke wirken.

Bei stark exzentrischem Kraftangriff ist die Rotation bevorzugt und ebenfalls reduzierbar (Bild 2.12):

- a) Unter einem schräg und ausmittig belasteten Fundament bilden sich drei oder mehr gekrümmte Gleitflächen aus. Dieser Grenz-zustand wird durch die Grundbruchgleichung der DIN 4017 ge-nügend genau beschrieben.
- b) Eine Gewichtsstützwand auf nachgiebigem Untergrund dreht sich bevorzugt um einen Punkt unter ihrer Rückseite. Man rechnet mit E_a im Dreittelpunkt und Grundbruch unter der exzentrischen Resultierenden aus E_a und W .
- c) Eine Stützwand mit Erdwiderlager dreht sich um ihr oberes Auf-lager, falls dieses nicht nachgibt. Man rechnet genau genug mit aktivem Erddruck und Erdwiderstand, wobei der Fußwider-stand S vernachlässigt wird.

Durch Wasser und/oder Bauteile bedingte Kräfte sind zu berück-sichtigen. In Bild 2.9b und 2.10b ist dies schon geschehen. In Bild 2.9c, 2.11a und b und 2.12 sind die Baukörper als so fest angenommen, daß Gleitflächen allenfalls um sie herumgehen. Re-lativ geringe Kräfte verändern den ungünstigsten Mechanismus nicht. Inwieweit es so ist, läßt sich nur aus der Erfahrung mit vergleichenden Untersuchungen sagen.

Das Aufschwimmen ist als vertikale Translation, gegebenenfalls mit Erddrücken und Bauteilwiderständen, zu behandeln (Bild 2.13, Hälften gezeichnet):

- a) Die Sohle eines Grabens kommt bei

$$f: = W' + T - F_s \leq 0 \quad (2.4)$$

hoch, wobei W' ihr Gewicht abzüglich Auftrieb, T den Schub-widerstand an der Wand und F_s die Strömungskraft bezeichnet.

- b) Ein unterirdischer Baukörper steigt auf, wenn

$$f := W + E_v - F_w \leq 0 \quad (2.5)$$

gilt, wobei W sein Gewicht, E_v die Vertikalkomponente des resultierenden passiven Erddrucks und F_w die Sohlwasserlast bezeichnet.

c) Ein verankerter Trog kommt hoch, wenn

$$f := W_T + W'_B + E'_{pv} + \Sigma A_v - F_w \leq 0 \quad (2.6)$$

eintritt, wobei W_T das Gewicht des Troges, W'_B dasjenige des mitkommenden Bodens abzüglich Auftrieb darunter, E'_{pv} die wirksame Vertikalkomponente des Erdwiderstands, ΣA_v die resultierende Vertikalkomponente der Stab-Auszieh Widerstände und F_w die Sohlwasserlast bezeichnet. Die Bodentiefe t ist zu variieren, bis das Minimum von $W'_B - \Sigma A_v$ gefunden ist.

Auch Baukörper teilende Mechanismen sind zu untersuchen, falls sie zu einem geringeren β führen. Dies wurde z.B. in Bild 2.3c angenommen, aber in Bild 2.13c ausgeschlossen. Einige Beispiele zeigt Bild 2.14:

- a) Eine gezogene Platte reißt, wenn an irgendeiner Stelle die Zugkraft den Zugwiderstand übersteigt;
- b) eine Stützwand kann - insbesondere bei relativ hoher Randlast - durchschert werden;
- c) eine Platte kann eine Gleitfläche nicht überbrücken, wenn sie zu wenig schub- oder biegefest ist.

Es kommen also Bauteilwiderstände gegen Zug, Schub oder Biegung hinzu. Im übrigen ändern sich Kinematik und Statik nicht, das Variationsspektrum ist aber größer.

Dreidimensional zusammengesetzte Mechanismen versucht man ebenfalls auf einfache ebene Translation oder Rotation zurückzu-

führen (Bild 2.15). Bekannt sind die Formfaktoren in der dreigliedrigen Grundbruchformel. Ebenso kann man z.B. für den Erdwiderstand pro Längeneinheit einer Wand der Länge l schreiben (a)

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_p s_\gamma + ph K_p s_p + 2ch K_p s_c . \quad (2.6)$$

Die von h/l abhängenden Formbeiwerte s_γ , s_p , s_c (≥ 1) ergeben sich aus der Analyse dreidimensionaler Mechanismen und/oder aus Modellversuchen. Ein Zylinder (b) kippt mit dem Moment

$$M = \frac{1}{2} \gamma d h^3 K_\gamma + c d h^2 K_c \quad (2.7)$$

um; die Tragfähigkeitsbeiwerte K_γ und K_c folgen aus Modellversuchen (Topolnicki 1985). Modellversuche liefern auch bei komplizierterer Geometrie Grenzzustandsgleichungen (Gudehus 1980 und 1986).

Was den Einfluß der Schichtung betrifft, ist Abschnitt 2.1 nichts hinzuzufügen.

Grundsätzlich sind Mechanismen bezüglich Typ und Parametern solange zu variieren, bis derjenige mit der geringsten Sicherheit - d.h. dem kleinsten β - gefunden ist. Da beim Entwurf auch Geometrie und Werkstoffe zu variieren sind, kann man praktisch so nicht arbeiten. Für eine Klasse von Bauwerken und Böden müssen vielmehr ungünstigster Mechanismus und zugehörige Gleichung, Diagramm oder Programm schon vorliegen; z.B. ist für eine Gewichtsstützmauer Bild 2.12b maßgebend, nicht Kippen oder Gleiten.

2.3 Andere Mechanismen

Die bisher behandelten Mechanismen sind als geschichtslos angenommen: Es soll keine Rolle spielen, wie sich Einwirkungen und Widerstände bis zum Versagen und danach entwickeln. Man postuliert darüber hinaus, daß sich unter allen möglichen Mechanismen bevorzugt die ungünstigsten ausbilden. Diese Annahmen werden

oft durch die Beobachtung bestätigt, aber keineswegs immer (theoretisch bewiesen sind sie nicht). Die nachfolgenden Gegenbeispiele sollen zur Vorsicht mahnen.

Eine Verklemmung kann sich lösen, wenn Reibung bewirkende Druckkräfte statisch unbestimmt sind (Bild 2.16):

- a) Ein lotrechter Zylinder in kohäsionslosem Boden erfährt beim Ausziehen oder Versinken eine zur Horizontalspannung σ_x proportionale Mantelreibung. σ_x ist je nach Bauweise verschieden und nimmt durch Scherung zu oder ab. Durch Einpressen erhöhtes σ_x nimmt allmählich ab.
- b) Kohäsionsloser oder -armer Boden stürzt in einen Tunnel, wenn die Reibungskraft $2T = 2N \tan \varphi$ an den Flanken des Bruchkörpers geringer als dessen Gewicht abzüglich Ausbauwiderstand ist. N ist je nach geologischer Vorgeschichte und Bauweise verschieden und nimmt durch Erschütterungen ab (Gudehus 1986).
- c) Eine Stützwand in kohäsionslosem Boden möge an auf $A > E_a$ vorgespannten steilen Freispielankern hängen. Durch Erschütterungen und - mehr noch - durch Abrutschen eines Gleitkeils nimmt A ab.

Ähnliche Probleme treten bei Silos und bei unnachgiebigen Stützwänden mit absackender Hinterfüllung auf. Es wäre verfehlt, wie üblich mit Grenzzustandsgleichungen zu arbeiten oder gar gemäß Abschn. 4 β zu berechnen (s. Abschn. 5.1).

Zwangs- und Vorspannkräfte können sich auch aus anderen Gründen derart ändern, daß es zu einem geschichtsabhängigen Versagen kommt (Bild 2.17):

- a) Ein Skelettbau mit Kellerwandscheiben auf gesättigtem Tonboden verbiegt sich allmählich unter Eigengewicht, wenn der Boden unter der Mitte mehr als unter den Enden Porenwasser abgibt. Es kann zum Biegebruch kommen.

- b) Die Fundamente eines Rahmens weichen allmählich seitlich aus, was bis zum Kollaps des Rahmens führen kann.
- c) Die Ankerkräfte einer steifen Stützwand an einem Kriechhang nehmen durch Relaxation des Bodens zu. Die Anker reißen schließlich, wenn sie nicht nachgelassen werden.

Solche Vorgänge lassen sich bisher nicht einfach und zuverlässig berechnen. Man sollte daher die mechanischen Probleme durch unempfindliche Bauweisen umgehen oder durch in-situ-Messungen eingrenzen.

Durch Entfestigung von Boden und Bauteilen kann es zum progressiven Bruch kommen, was an einigen Beispielen verdeutlicht sei (Bild 2.18):

- a) Über ein geführtes starres Joch werde eine Gruppe von Stäben gezogen, die verschiedene Kennlinien mit ausgeprägten Maxima aufweisen. Dann ist ΣA bei jeder Verschiebung s geringer als die Summe der Maxima.
- b) Wenn spröde Dübel nacheinander in eine - in sich feste, aber an der Unterlage weiche - Gleitscholle gesetzt werden, brechen sie nacheinander, ihr Widerstand ist also geringer als $\Sigma \max T_i$ gemäß Bild 2.3c.
- c) Beim Abgraben vor einer oben unnachgiebig gelagerten steifen Stützwand in dichtem Sand erreicht in der Regel erst der Erd- druck von rechts, dann derjenige von links den plastischen Grenzwert. Es wäre also verfehlt, zugleich E_a und E_p anzusetzen.

Dem Beispiel a) ähnlich ist eine über Fuß und Mantel tragende Pfahlgruppe. Auch Kombinationen der Beispiele a) bis c) können vorkommen. Da einfache und zuverlässige Berechnungsverfahren noch fehlen, sollte man den progressiven Bruch durch die Bauweise vermeiden oder durch Überwachung eingrenzen.

Der Verzweigungskollaps wird bisher im Grundbau - im Gegensatz zum übrigen Ingenieurbau - kaum beachtet. Nicht notwendigerweise angekündigt tritt ein neuer Mechanismus auf (Bild 2.19):

- a) Ein Turm auf weichem Boden neigt sich allmählich durch ungleichmäßige Zusammendrückung, der Grundbruch unter exzentrischer Last aber findet ohne Volumenänderung statt.
- b) Ein dünnwandiger unterirdischer Behälter kann - z.B. unter nachlassendem Innendruck - beulen.
- c) An der Firste eines zu wenig gestützten Hohlraums bricht ein schalenförmiger Bereich heraus.

Der Kollaps kann mit Bruch im Bauwerk verbunden sein; man denke an Turmeinstürze ohne erkennbare Einwirkung. Derartige Vorgänge lassen sich im verformten Zustand als plastische Grenzzustände näherungsweise berechnen. Baubegleitende Messungen genügen nicht, weil eine Vorwarnung fehlen kann.

Dynamische Einwirkungen ermöglichen weitere Mechanismen, die hier nur angedeutet seien:

- Periodische Erregung kann bei Resonanz bis zum Bruch führen;
- auf- und anprallende Massen können Bauwerk und Boden plastifizieren;
- Baukörper im Boden können unter zyklischer Belastung schrittweise versagen;
- Erschütterungswellen können Boden und Bauteile plastifizieren.

Nur in einfachen Fällen mag es genügen, dynamische Einwirkungen mit Beschleunigungsfaktoren quasistatisch zu erfassen.

Das Porenwasser kann bei all diesen Mechanismen erheblich mitwirken:

- In gesättigtem Boden kann die innere Reibung dadurch zu- oder

abnehmen, daß Volumenänderungen wegen schlechter Entwässerung behindert sind;

- Zwangs- und Vorspannkkräfte verringern sich allmählich durch Druckausgleich im Porenwasser;
- ein mit Volumenzunahme verbundener progressiver Bruch wird durch allmählich abnehmende Porenwasserunterdrücke verzögert;
- ein Verzweigungskollaps kann von plötzlich zunehmendem Porenwasserdruck begleitet sein;
- durch dynamische Einwirkung kann der Porenwasserdruck bis zum Verschwinden der wirksamen Spannung ansteigen und anschließend mit Setzungen abnehmen.

Solche Mechanismen lassen sich bisher kaum berechnen und auch nicht allgemein durch Messungen in situ verfolgen.

Die Erosion durch Wind, offenes Wasser und Grundwasser sei hier nur erwähnt. Mechanismen der inneren Erosion sind manchmal wichtiger als alle anderen, entziehen sich aber oft einer einfachen Berechnung.

Zum Schluß sei an nichtmechanische Einflüsse erinnert: Korrosion, Schwellen, Verwitterung, Zersetzen usw. Sie können einen Mechanismus begünstigen und auch durch ihn beeinflusst werden. Praktisch muß man sich damit begnügen, Bemessungswerte mit Rücksicht darauf vorsichtig anzusetzen, das Bauwerk zu beobachten, den Einfluß der Geschichte aber im übrigen zu vernachlässigen.

3. Daten

3.1 Bodenwiderstände

Wir betrachten zuerst die Sohlbreibung an einer Reihe n gleichschwerer Klötze mit dem Gesamtgewicht W auf horizontaler Erdoberfläche (Bild 3.1). Jeder Klotz i hat gegen den Boden einen eigenen Reibungsbeiwert $\mu_i (= \tan \phi_{si})$ und das Gewicht W/n , also den Reibungswiderstand $\mu_i W/n$. Bei konstanter Horizontallast H tragen die Klötze gemeinsam, also findet Gleiten bei

$$f := \bar{\mu} W - H \leq 0 \quad (3.1)$$

statt, worin

$$\bar{\mu} := \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \mu_i \quad (3.2)$$

das räumliche Mittel des Reibungsbeiwertes bezeichnet. Gl. 3.1 ist die Grenzzustandsgleichung; $f \leq 0$ bedeutet Versagen (vgl. Abschn. 2.1).

Man denke sich nun ein sog. Ensemble (Grundgesamtheit) von N stochastisch gleichen Systemen. Bei N_f von ihnen gelte $f \leq 0$. Dann kann die Versagenswahrscheinlichkeit als Grenzwert

$$P_f := \lim_{N \rightarrow \infty} (N_f/N) \quad (3.3)$$

definiert werden. Aufgrund des zentralen Grenzwertsatzes der Probabilistik ist $\bar{\mu}$ als Summe unabhängiger Zufallsgrößen annähernd normalverteilt (s. z.B. Benjamin u. Cornell 1969). Dann genügen zur stochastischen Beschreibung das Ensemblemittel $m_{\bar{\mu}}$ und die Ensemblestreuung $\sigma_{\bar{\mu}}$. Daraus ergibt sich mit Gl. 3.1 - wie in Abschn. 4.1 beschrieben -

$$P_f = \Phi \left(\frac{H/W - m_{\bar{\mu}}}{\sigma_{\bar{\mu}}} \right), \quad (3.4)$$

wobei Φ das Fehlerintegral ab $-\infty$ bezeichnet.

Bild 3.1 stehe für ein Widerlager, das nur einmal gebaut wird. Es gibt also kein Ensemble, von dem man Stichproben nehmen könnte. Sind die Reibungsbeiwerte μ_i bekannt, ergibt sich zwar genügend genau

$$m_{\bar{\mu}} = \bar{\mu} ; \quad (3.5)$$

"genügend" hängt nach den Regeln der Statistik von n ab. Die räumliche Streuung

$$\sigma_{\bar{\mu}} := \frac{1}{n-1} \sum (\mu_i - \bar{\mu})^2 \quad (3.6)$$

ist aber größer als die Ensemblestreuung. Aus Gl. 3.2 und 3.6 folgt vielmehr probabilistisch "genügend genau"

$$\sigma_{\bar{\mu}} = \sigma_{\mu} / \sqrt{n} . \quad (3.7)$$

Diese wichtige Gleichung bestätigt die Erfahrung, daß jedes Risiko durch Verteilung abnimmt.

Wenn nur wenige μ_i bekannt sind, werden Gl. 3.2 und 3.6 sehr ungenau. Man muß dann Vorinformationen von ähnlichen Systemen heranziehen. "Ähnlich" soll bedeuten, daß unser System einer bekannten Klasse angehört. Eine Klasse ist durch hinreichend leicht erkennbare Merkmale (z.B. Beton auf verdichtetem körnigem Boden) unscharf definiert. Da eine scharfe Definition nicht praktikabel wäre, ist die Klasseneinordnung teilweise subjektiv.

Theoretisch begründete Verfahren der Klassenzuordnung (sog. Fuzzy-Set-Theorien, z.B. Nguyen 1985) und der Datenverbesserung (Bayes-Verfahren, z.B. Rackwitz 1981) stehen in der Geotechnik noch ganz am Anfang. Vorläufig sei daher ein vereinfachtes Verfahren vorgeschlagen. Eine Klasse sei durch einen Bereich von Mittelwerten definiert (z.B. $0,5 \leq \bar{\mu} \leq 0,6$). Bestimmte Werte seien mit genügend leicht erkennbaren Merkmalswerten straff korreliert (z.B. $\mu = 0,6$ bei $\phi_s = 35^\circ$ aus standardisiertem Scherversuch mit Korrelationskoeffizient 95 %). Bei einer gewissen Länge $l = n l_0$

der Meßstrecke (s. Bild 3.1) sei der Variationskoeffizient

$$V_0 := \frac{\sigma_{\bar{\mu}}}{\bar{\mu}} \Big|_{\ell = \ell_0} \quad (3.8)$$

aufgrund früherer Messungen aus derselben Klasse bekannt; V_0 sei von $m_{\bar{\mu}}$ praktisch unabhängig.

Dann erhält man aus wenigen Merkmalswerten durch empirische Korrelation das Ensemblemittel $m_{\bar{\mu}}$ ($\approx \bar{\mu}$). Hat man eine bekannte Klasse angetroffen, ergibt sich mit der Länge $n \ell_0$ aus Gl. 3.7 und 3.8 die Ensemblestreuung

$$\sigma_{\bar{\mu}} = \bar{\mu} V_0 \sqrt{\ell_0 / \ell} . \quad (3.9)$$

Gl. 3.9 präzisiert die Erfahrung, daß man das Risiko infolge ungleichmäßigen Bodens durch Überbrücken - d.h. Vergrößern der zusammen tragenden Länge - verringert.

Die Kohäsion wollen wir uns an einem Beispiel des Erdwiderstands ansehen (Bild 3.2). An der lotrechten Wand (Höhe h , Länge ℓ) greife eine nicht streuende Horizontalkraft H an. Ohne Reibung im Boden ($\phi = 0$) und an den Flanken gleitet ein Keil mit $\theta = 45^\circ$ auf, wenn

$$f := (2 \bar{c} h + \frac{1}{2} \gamma h^2) \ell - H \leq 0 \quad (3.10)$$

gilt (vgl. Abschn. 2.1). \bar{c} bezeichnet das räumliche Mittel der Kohäsion c auf der Gleitfläche.

c sei räumlich zufallsverteilt ohne Trend in irgendeiner Richtung. Aus den Zickzackverläufen mögen sich aber Streuwellenlängen ℓ_{cx} und ℓ_{cz} ergeben; sie lassen sich aus den sog. Autokorrelationslängen definieren und bestimmen (Vanmarcke 1981). Für eine Bodenklasse sei ℓ_c ungefähr bekannt. Auf einer Scherfläche der Größe $\ell_{cx} \ell_{cy}$ sei die mittlere Kohäsion c_1 . Für ein Ensemble solcher Flächen seien Mittelwert \bar{c} und Variationskoeffizient V_c bekannt.

Die Scherfläche besteht aus

$$n = \sqrt{2} h \ell / \ell_{cz} \ell_{cx} \quad (3.11)$$

Teilflächen der Größe $\ell_{cz} \ell_{cx}$. Das Ensemblemittel ist genügend genau gleich dem räumlichen Mittel:

$$m_{\bar{c}} = \bar{c} . \quad (3.12)$$

Die Ensemblestreuung ergibt sich analog zu Gl. 3.7 mit Gl. 3.11 zu

$$\sigma_{\bar{c}} = 0,8 \bar{c} \ell_{Vc} / \sqrt{h \ell} \quad (3.13)$$

mit der Hilfsgröße

$$\ell_{Vc} := V_c \sqrt{\ell_{cz} \ell_{cx}} , \quad (3.14)$$

die Varianzlänge heißen möge. Da \bar{c} eine Summe von Zufallsgrößen ist, genügen $m_{\bar{c}}$ und $\sigma_{\bar{c}}$ zur Berechnung von P_f (s. Abschn. 4.1).

Gl. 3.13 geht über die heutige Praxis der Bodenbeschreibung hinaus, dürfte aber für das statistische Sicherheitskonzept unentbehrlich sein. Es gilt, Varianzlängen zu erarbeiten und nach Klassen zu ordnen. Nach Vanmarcke (1981) und nach eigenen Beobachtungen werden folgende vorläufigen Werte empfohlen:

Boden	ℓ_{Vc}
Klei, Seeton	0,2 ÷ 1 m
tertiäre Tone	0,5 ÷ 2 m
Keuper, Mergel	0,5 ÷ 2 m

Tab. 3.1

Sondierungen eignen sich zur Ermittlung von ℓ_{Vc} , wenn der Sondierwiderstand zur Kohäsion proportional ist. Genauere Zahlen als in Tab. 3.1 werden dringend benötigt.

Bei sehr langgestreckten Gleitkörpern wird $\sigma_{\bar{c}}$ nach Gl. 3.13 ver-

schwindend klein; nach Abschn. 4 (Gl. 4.19) wäre dann ein Sicherheitsabzug unnötig. Tatsächlich bilden sich Bruchmuscheln mit einem Längenverhältnis l/h von etwa 3 bis 6 aus. Vanmarcke (1981) und Rackwitz u. Peintinger (1978) haben nachgewiesen, daß l/h in diesem Bereich die größte Versagenswahrscheinlichkeit ergibt (Stützwände überbrücken selten mehr als $l/h \approx 1$). Setzt man noch $\alpha := \sqrt{l/h}$ und vernachlässigt den Faktor 0,8, wird aus Gl. 3.13

$$\sigma_c \approx \bar{c} \cdot l_{VC} / \alpha h \quad (3.15)$$

mit α zwischen etwa 1,5 und 2,5.

Gl. 3.15 eignet sich auch für Böschungs- und Grundbruch; bei letzterem tritt die Sohlbreite b an die Stelle von h . Ergibt sich damit nach Abschn. 4 (Gl. 4.19) eine Verminderung um mehr als etwa 50 %, wird das statistische Konzept sinnlos; die dann relativ zum Bauwerk großen Wellen sollte man durch breitere und steifere Bauwerke überbrücken (d.h. Zunahme von αh).

Die innere Reibung ist grundsätzlich schwerer zu erfassen, da sie nichtlinear und mit ungenau bekannten Gewichsfaktoren in die Grenzzustandsgleichung eingeht, wie wir an einem Beispiel des Erdwiderstands sehen wollen. Bild 3.3 zeigt die halbe Bruchmuschel. Die Neigung θ der Unterseite folgt aus dem mittleren Reibungswinkel (s. Abschn. 2.1). Die Länge l hängt von der Steifheit der Wand und den Streulängen des Bodens in noch ungeklärter Weise ab; vorerst liegt l/h rein empirisch zwischen etwa 2 und 6. Der Keil rutscht hoch bei

$$f := \frac{1}{2} \gamma h^2 K_p s_\gamma - H \leq 0. \quad (3.16)$$

Der Erdwiderstandsbeiwert K_p hängt vom gewogenen Mittelwert $\bar{\phi}$ in der Gleitfläche ab, der Korrekturfaktor $s_\gamma (\geq 1)$ wächst mit h/l an. Formeln für $K_p(\bar{\phi})$ und $s_\gamma(h/l)$ liefert die Erdstatik.

Ähnlich wie die Kohäsion schwankt der Reibungswinkel mit gewissen Streuwellenlängen $l_{\phi x}$ und $l_{\phi z}$ um den Mittelwert (der nicht systematisch vom Ort abhängen möge). Man denke sich die Gleit-

fläche in Rechtecke der Größe $l_{\phi x}$ $l_{\phi z}$ unterteilt. Der Gewichts-
faktor für $\bar{\phi}$ ist der Druck auf der Gleitfläche oder - bei an-
nähernd konstanter Wichte und Neigung - die Tiefe z . Bei ge-
gebener Verteilung lassen sich die Ensembleparameter berechnen.
Wie zu erwarten, gilt

$$m_{\bar{\phi}} = \bar{\phi} . \quad (3.17)$$

Aus Vergleichsrechnungen folgt analog zu Gl. 3.15 die Schätz-
formel

$$\sigma_{\bar{\phi}} = \bar{\phi} \cdot l_{V\phi} / \alpha h \quad (3.18)$$

mit α zwischen etwa 1,5 und 2,5. Die - ungewohnte - Varianzlänge
 $l_{V\phi}$ hängt von der Sedimentations- und Umlagerungsgeschichte ab.
Vorläufig seien folgende Werte empfohlen:

Böden	$l_{V\phi}$	
Küstensedimente	0,1 ÷ 0,5 m	
Flußsedimente	0,3 ÷ 1,0 m	
Moränen	0,5 ÷ 1,5 m .	<u>Tabelle 3.2</u>

Mit der Fundamentbreite b statt h dürfte Gl. 3.18 auch für Grund-
bruch zutreffen. Bei Quadratfundamenten ist $\alpha = 1$, bei Streifen
steigt α auf etwa 1,5 bis 2 an. Ergibt sich $\sigma_{\bar{\phi}} / \bar{\phi} > \text{ca. } 0,05$,
darf man $\bar{\phi}$ nicht mehr als normalverteilt annehmen; statt ver-
feinert stochastisch zu rechnen, sollte man die dann relativ
großen Streuwellen überbrücken.

Bei geschichtetem Boden sind \bar{c} und $\bar{\phi}$ gewogene Mittelwerte; Ge-
wichtsfaktoren sind die Teilflächen A_i bzw. Teildruckkräfte N_i
(Gudehus 1981). Wieder darf man räumliches und Ensemble-Mittel
gleichsetzen. Für die Ensemblestreuung genügt vorerst Gl. 3.15
bzw. 3.18, da die Varianzlängen bisher nur geschätzt werden kön-
nen; dies gilt auch für Lamellenverfahren.

Es ist zu prüfen, ob infolge Schichtung andere Mechanismen be-

vorzugt sind (s. Abschn. 2). Da auch die Lage der Schichtgrenzen unscharf ist, ergeben sich zusätzliche statistische Probleme. Besonders wichtig sind vorgegebene Gleitflächen; erst wenn man sie gefunden hat, lassen sich die o.g. Formeln anwenden.

3.2 Bauteilwiderstände

Wir behandeln nur solche Bauteile, die auf den Boden Kräfte übertragen.

Wenn eine Gruppe von n Ankerblöcken über ein Joch parallel herangezogen wird (Bild 3.4), lautet die Grenzzustandsgleichung

$$f := \sum_1^n A_i - P = n \bar{A} - P = 0. \quad (3.19)$$

Jeder Block i hat einen je nach Boden und Bauweise anderen Widerstand A_i . In einer Bodenklasse möge sich der Mittelwert m_A und der Variationskoeffizient $V_A := \sigma_A/m_A$ ergeben.

In einem Ensemble von Gruppen gleicher Stückzahl ist $\sum A_i$ annähernd normalverteilt. Der Mittelwert ist genügend genau

$$m_{\sum A} = n m_A. \quad (3.20)$$

Analog zu Gl. 3.7 ist der Variationskoeffizient also

$$V_{\sum A} = V_A / \sqrt{n}; \quad (3.21)$$

durch Überbrückung wird die bezogene Streuung also vermindert.

Erfahrungswerte für V_A ergeben sich aus Serien von Probelastungen; V_A liegt oft etwa zwischen 0,2 und 0,4. Wird eine Bodenklasse mit dieser Vorinformation angetroffen, genügen wenige Stichproben. Dann ergibt sich m_A aus wenigen Stichproben, während V_A übernommen wird.

Solange zutreffende Verfahren zur bodenmechanischen Berechnung

des Zugwiderstands fehlen, sind Probelastungen unentbehrlich. Eine bestätigte mechanische Theorie führt aber zu einem geringeren Aufwand, wenn sie Aussagen über den Einfluß mechanischer und geometrischer Parameter (u.a. Kohäsion und Durchmesser) erlaubt.

Eine Gruppe von n Standpfählen kann man analog behandeln. Für eine Bodenklasse seien der Mittelwert des Fußwiderstands m_F und sein Variationskoeffizient V_F aus Probelastungen bekannt. Dann gelten Gl. 3.20 und 3.21 mit F statt A .

Mechanische Modelle können bei der Übertragung von m_F auf andere Klassen helfen (später hoffentlich auch von V_F).

Bei einer Gruppe von n zylindrischen Ankerstäben (gebohrt, gerammt, verpreßt o.ä.) ist die Traglänge l zu beachten (Bild 3.5). Der Mantelwiderstand M schwankt um einen Mittelwert \bar{M} (\bar{M} sei vorerst ortsunabhängig). Es gibt eine Streuwellenlänge l_M , die von Unregelmäßigkeiten des Bodens und der Herstellung abhängt. Der Variationskoeffizient von Stichproben der Länge l_M sei V_M . Die Ankergruppe hat die Gesamtlänge $n l$, die aus $n l / l_M$ Stücken der Länge l_M besteht. Daher hat ein Ensemble genügend zugfester und steifer Stäbe den mittleren Widerstand

$$m_{\Sigma A} = n l \bar{M} \quad (3.22)$$

und - gemäß Gl. 3.7 - den Variationskoeffizienten

$$V_{\Sigma A} = V_M \sqrt{l_M / n l} . \quad (3.23)$$

Für eine Bodenklasse seien aufgrund von Probelastungen \bar{M} und $V_M / \sqrt{l_M}$ gegeben. Dann genügen wenige Stichproben, um im Einzelfall \bar{M} zu bestätigen oder zu verbessern.

Mechanische Modelle können dazu dienen, M -Werte auf andere Durchmesser und Böden zu übertragen, wenn sie durch Versuche bestätigt sind. Infolge Schwerkraft, Schichtung und Grundwasser kann der Mantelwiderstand ortsvariabel sein; dann ist die Ankergruppe

gemäß Abschn. 4.1 als mehrgliedriges System zu behandeln. Gruppenwirkung im Boden und progressiver Bruch sind zusätzlich zu untersuchen (s. Abschn. 2.2 und 2.3).

Bei einer Pfahlgruppe kann man entsprechend vorgehen. Ist der Fußwiderstand vernachlässigbar, gelten Gl. 3.22 und 3.23; \bar{M} ist in der Regel größer als bei Zugstäben, $V_M/\sqrt{l_M}$ dürfte in einer Klasse - bezüglich Boden und Einbringung - gleich groß sein.

Wirken Fuß- und Mantelwiderstand parallel (nur bei wenigen Böden und Einbauverfahren!), ist der Gesamtwiderstand im Mittel

$$m_{\Sigma} = n (\bar{F} + \bar{M} l) . \quad (3.24)$$

Die Gruppenstreuung folgt aus Gl. 3.7 (vgl. Abschn. 4.1) zu

$$\sigma_{\Sigma} = 1 / \sqrt{n [1/(V_F \bar{F})^2 + (l/l_M) / (V_M \bar{M})^2]} . \quad (3.25)$$

Wir betrachten nun Bauteile, die Querkräfte auf den Boden übertragen. Ein Gleitkörper möge durch n Dübel zusätzlich gehalten werden (Bild 3.6). Die Einzeldübel haben - aufgrund ihrer Biege- und Schubfestigkeit sowie ihrer Bettung (Gudehus 1984) - den mittleren Schubwiderstand \bar{T} . Je nach Gleichmäßigkeit des Bodens und des Einbaus ist der Variationskoeffizient V_T verschieden. Berechnungen mit mechanischen Modellen können helfen, V_T abhängig von Dübelart und Streulängen des Bodens abzuschätzen. Dann ist der Widerstand der Dübelgruppe wieder durch Gl. 3.20 und 3.21 mit T statt A beschrieben.

Bei manchen Herstellungsarten weisen Bauteile streuende Querschnitte und Festigkeiten auf. Für ein gedachtes Ensemble seien

	Einzelwert	Mittelwert	Variationskoeffizient
Querschnittsfläche	A	m_A	V_A
Festigkeit	F	m_F	V_F

Wenn alle Querschnittsteile parallel beansprucht werden (Längs- oder Querkraft, Bild 3.7a), ist der Mittelwert der Traglast

$$L = A F \quad (3.24)$$

offenbar

$$m_L = m_A m_F . \quad (3.25)$$

Die Standardabweichung ist näherungsweise (vgl. Abschn. 4.1)

$$\sigma_L = \sqrt{(\sigma_A m_F)^2 + (m_A \sigma_F)^2} \approx \sqrt{(\sigma_A m_F + m_A \sigma_F) / \sqrt{2}} . \quad (3.26)$$

Daraus folgt für die Variationskoeffizienten ($V_A := \sigma_A / m_A$,
 $V_F := \sigma_F / m_F$, $V_L := \sigma_L / m_L$)

$$V_L \approx (V_A + V_F) / \sqrt{2} . \quad (3.27)$$

Tragen n Querschnitte mit gleichem m_L und V_L parallel, gelten wieder Gl. 3.20 und 3.21. Denkt man sich den Querschnitt mit Hilfe einer Streuwellenlänge λ_A in Quadrate λ_A^2 aufgeteilt, verringert sich - analog zu Gl. 3.13 - V_A mit dem Faktor $\lambda_A / \sqrt{m_A}$. Eine entsprechende Reduktion ergibt sich für V_F .

Nur ausnahmsweise werden so viele Probelastungen durchgeführt, daß sich m_L und V_L direkt ergeben. Andernfalls helfen die angegebenen Formeln beim Übergang auf andere Querschnitte und Festigkeiten.

Diese Gedanken lassen sich auf ein auf Biegung beanspruchtes Bauteil übertragen (es kann sich z.B. um eine Stützscheibe in einem Rutschhang oder eine durch Vereisung erzeugte Unterfangungswand handeln). Das Tragmoment folgt aus Höhe h , Breite b und Festigkeit F zu

$$M = \kappa F b h^2 ; \quad (3.28)$$

bei linearem Stoffverhalten ist $\kappa = 1/6$, bei nichtlinearem etwas anders; auch ein bewehrter Querschnitt läßt sich so erfassen (vgl. DIN 1045). Aus Gl. 3.28 folgt das mittlere Tragmoment

$$m_M = \kappa m_F m_b m_h^2 . \quad (3.29)$$

Analog zu Gl. 3.26 und 3.27 gilt für die Variationskoeffizienten

$$V_M = (V_F + V_b + 2V_h) / \sqrt{3} . \quad (3.30)$$

Entsprechend Gl. 3.13 und 3.21 nimmt V_M ab, wenn mehrere Querschnitte parallel tragen.

Man kann den Biege­widerstand und seine Streuung nur selten direkt messen. Die angegebenen Formeln dienen daher zur Übertragung auf andere Fälle. Der Vergleich von Gl. 3.22 und 3.30 zeigt, daß ein Querschnitt bei Biegung mehr streut als bei Druck oder Schub.

Bauteile können in sich oder im Verbund mit dem Boden versagen. Eine Gruppe von Bauteilen kann weniger als die Summe tragen. Durch Lastwechsel kann die Festigkeit abnehmen. Es ist daher zu prüfen, welche Mechanismen am ungünstigsten sind. Nachweise gegen schrittweises oder allmähliches Versagen sind zusätzlich zu führen (s. Abschn. 2.3).

3.3 Einwirkungen

Wir unterscheiden mitgehende und Zwangskräfte, dynamische und form- sowie materialverändernde Einwirkungen, die alle streuen können.

Mitgehende Kräfte entstehen aus Schwerkraft und Flüssigkeitsdruck.

Die Schwerkraft W folgt aus Volumina V_i und Wichten γ_i homogener Teilmassen

$$W = \sum_1^n V_i \gamma_i . \quad (3.31)$$

Dazu gehören

- der ungünstigste Gleitkörper mit geschätzten Abmessungen (s. Abschn. 2.1 und 2);
- die sich auf den Gleitkörper stützenden Bauteile;
- die ruhenden und beweglichen Massen darüber.

Als Summe vieler, weitgehend unabhängiger Zufallsgrößen ist W praktisch normalverteilt. Die Ensemblesumme m_W folgt aus Gl. 3.31 mit den räumlichen Mittelwerten \bar{V}_i und $\bar{\gamma}_i$. Vorsichtshalber sind realistische Grenzwerte zu nehmen; man muß sich also überlegen, welche Extremwerte im Bemessungszeitraum gleichzeitig auftreten können.

Formal läßt sich die Standardabweichung σ_W aus denjenigen der Teilkörper ausrechnen; gemäß Gl. 3.7 ist sie um so kleiner, je größer die Zahl der veränderlichen Teilmassen ist. Es ist darauf zu achten, daß man Sicherheitszuschläge nicht doppelt - nämlich in Mittelwert und Standardabweichung - ansetzt. Willkür ist aber nicht ganz zu vermeiden (vgl. Abschn. 5 und 6).

Bei statisch bestimmten Tragwerken folgen aus der Schwerkraft mitgehende Horizontallasten (z.B. bei Dreigelenkrahmen).

Flüssigkeitsdrücke erzeugen oft näherungsweise mitgehende Lasten. Mittelwerte und Standardabweichungen für Wind und offenes Wasser werden außerhalb der Geotechnik erarbeitet (Schueller 1981). Genaue müssen wir uns Grundwasserstände ansehen, aus denen sich Kräfte auf Bauteile und Boden ergeben. Mittelwerte ergeben sich aus den langjährigen hydrologischen Werten und den mittleren Durchlässigkeiten. Streuungen beruhen auf Schwankungen des Zustroms, der Durchlässigkeiten und des Schichtverlaufs. Einfache Rechenregeln liegen bisher nicht vor. Es dürfte aber klar sein, daß sich Bemessungswasserstände nur mit Hilfe der Statistik sinnvoll festlegen lassen.

Zwangskräfte, d.h. durch Einschränkung der Verformungen entstehende Kräfte, gehören eher zu den Widerständen; einige von ihnen

darf man aber auch wie Einwirkungen behandeln, um die Berechnung zu vereinfachen. Dazu gehören Erddrücke und Vorspannkkräfte unter gewissen Voraussetzungen.

Der aktive Erddruck ersetzt Einwirkungen und Widerstände an einem besonders ungünstigen Gleitkeil (s. Abschn. 2.2). Mittelwert und Standardabweichung ergeben sich aus der üblichen Erddruckformel (ohne Kohäsion) zu

$$m_E = \left(\frac{1}{2} \bar{\gamma} h^2 + \bar{p} h \right) \bar{K}_a \quad (3.32)$$

und (mit den Formeln von Abschn. 4.2 und $\bar{\phi} \approx 30^\circ$ bis 35°)

$$\sigma_E \approx \left[\left(\frac{1}{2} \bar{\gamma} h^2 + \bar{p} h \right) 1,5 \sigma_{\bar{\phi}} + \left(\frac{1}{2} \sigma_{\bar{\gamma}} h^2 + \sigma_{\bar{p}} h \right) \bar{K}_a \right] / \sqrt{2} . \quad (3.33)$$

Die Standardabweichungen $\sigma_{\bar{\phi}}$, $\sigma_{\bar{\gamma}}$, $\sigma_{\bar{p}}$ der räumlichen Mittelwerte lassen sich nach den oben beschriebenen Verfahren abschätzen. Wenn der Erddruck nur wenig zum Grenzgleichgewicht beiträgt (genauer gesagt bei $\alpha_E < 0,1$ gemäß Abschn. 4.2), darf man seine Streuung vernachlässigen.

Erhöhter aktiver Erddruck oder Erdruhedruck ist als Einwirkung anzusetzen, wenn die Wand - etwa durch Anker, Schrägpfähle oder Steifen - nicht seitlich nachgeben kann.

Vorspannkkräfte - z.B. in Freispielankern - dürfen als streuungsfreie Einwirkungen angesetzt werden, wenn sie unter Kontrolle entstehen und bleiben und durch den Versagensmechanismus praktisch nicht verändert werden. Andernfalls ist ihre Änderung im Versagensfall zu berücksichtigen, wobei es auf die Statistik weniger ankommt (s. Abschn. 2.3).

Porenüber- und -unterdrücke ergeben durch behinderte Volumenänderung bedingte Zwangskräfte. Man sollte sie nicht als - eventuell streuende - Einwirkung ansetzen, sondern allenfalls ihre Entwicklung rechnerisch oder besser meßtechnisch verfolgen. Solange die Entwicklung instationärer Porenwasserdrücke bei Grenzzuständen

deterministisch nicht besser geklärt ist, sollte man statt ihrer nur Anfangs- und Endzustände betrachten (s. Abschn. 2.3).

Dynamische Einwirkungen sind meist stochastisch, was für entsprechende Sicherheitsnachweise spricht (Schueller 1981). Gerade für den Boden sind aber die mechanischen Modelle derart verwickelt und umstritten (s. Abschn. 2.3), daß ein Nachweis gemäß Abschn. 4 selten angebracht ist.

Form- und materialverändernde Einwirkungen sind dagegen oft mechanisch überschaubar und sollten - bei genügendem Gewicht - statistisch berücksichtigt werden. Diese Einwirkungen können

- mechanisch (z.B. Abgraben oder Erosion),
- chemisch (z.B. Korrosion) oder
- thermisch (Erhitzen oder Gefrieren)

sein. Grundsätzlich handelt es sich um berechenbare stochastische Prozesse. Praktisch kann und darf man sich damit begnügen, hinreichend unwahrscheinliche Szenarios zu ersinnen und die dazu gehörenden Abmessungen und Materialkennwerte bei der Bemessung anzusetzen. Die Größenordnung der erlaubten Wahrscheinlichkeit ist

$$P = \Phi(-\alpha_i \beta) ; \quad (3.34)$$

darin bezeichnet Φ das Fehlerintegral (s. Tab. 4.1), α_i den Gewichtsfaktor (s. Abschn. 4) und β den geforderten Sicherheitsindex (mehr zu diesem Vorschlag s. Abschn. 5).

4. Sicherheitszu- und -abschläge

4.1 Grenzzustandsgleichung linear

Das Grenzzleichgewicht sei durch die Gleichung

$$f := A_1 X_1 - A_2 X_2 = 0 \quad (4.1)$$

beschrieben. Darin seien X_1 und X_2 voneinander unabhängige stochastische Variable mit den Mittelwerten m_1 , m_2 und den Streuungen σ_1 und σ_2 ; gemeint ist in diesem Abschnitt immer ein Ensemble räumlicher Mittelwerte (s. Abschn. 3). A_1 und A_2 seien durch die Bemessung festzulegende, nicht streuende Größen. Oft ist X_1 eine (widerstehende) Festigkeit und X_2 ein (einwirkender) Druck; dann sind A_1 und A_2 Flächeninhalte.

A_1 und A_2 sind so zu wählen, daß Grenzzleichgewicht oder Versagen mit Beschleunigung hinreichend zuverlässig vermieden wird. Genauer gesagt darf die Wahrscheinlichkeit dafür, daß $f \leq 0$ eintritt, also die Versagenswahrscheinlichkeit

$$P_f := P \{ f \leq 0 \} ,$$

einen hinnehmbaren Wert nicht übersteigen.

Wenn X_1 und X_2 normalverteilt sind, ergeben sich Mittelwert und Streuung der Funktionswerte f einfach zu

$$m_f = A_1 m_1 - A_2 m_2$$

und

$$\sigma_f^2 = (A_1 \sigma_1)^2 + (A_2 \sigma_2)^2$$

(s. z.B. Benjamin u. Cornell 1969). Aus ihrem Quotienten

$$\beta := \frac{m_f}{\sigma_f} = \frac{A_1 m_1 - A_2 m_2}{\sqrt{(A_1 \sigma_1)^2 + (A_2 \sigma_2)^2}} \quad (4.2)$$

folgt dann

$$P_f = \Phi(-\beta) , \quad (4.3)$$

wobei Φ das Fehlerintegral von $-\infty$ bis $-\beta$ bezeichnet. Der sog. Sicherheitsindex β hängt von der Gefahrenklasse und dem damit hinnehmbaren P_f ab:

	P_f	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}
<u>Tab. 4.1</u>	β	2,3	3,1	3,7	4,3

Bei der Bemessung seien die Verteilungsparameter $m_1, m_2, \sigma_1, \sigma_2$ gegeben; die Faktoren A_1, A_2 sind so festzulegen, daß ein bestimmtes β erreicht wird. Da die Streuungen nur ungefähr bekannt sind, kann man Gl. 4.2 mit der Näherungsformel

$$\sqrt{a_1^2 + a_2^2} \approx (a_1 + a_2) / \sqrt{2} \quad (4.4)$$

in

$$\beta(A_1\sigma_1 + A_2\sigma_2) / \sqrt{2} = A_1m_1 - A_2m_2 \quad (4.5)$$

umformen. Diese Bedingung ist erfüllt, wenn Gl. 4.1 mit den Bemessungswerten

$$x_{1B} = m_1 - \beta\sigma_1 / \sqrt{2} \quad (4.6)$$

und

$$x_{2B} = m_2 + \beta\sigma_2 / \sqrt{2} \quad (4.7)$$

genau eingehalten ist. In Worten: Es muß noch Gleichgewicht herrschen, wenn Last und Festigkeit um das $\beta/\sqrt{2}$ -fache der Streuung gegen den Mittelwert ungünstig verändert wird.

Man kann aus Gl. 4.6 und 4.7 Sicherheitsfaktoren berechnen: Mit den Variationskoeffizienten

$$V_1 := \sigma_1/m_1 ; \quad V_2 := \sigma_2/m_2 \quad (4.8)$$

erhält man die Teilsicherheitsfaktoren

$$\eta_1 := m_1 / X_{1B} = 1 / (1 - \beta V_1 / \sqrt{2}) \quad (4.9)$$

für die Festigkeit und

$$\eta_2 := X_{2B} / m_2 = 1 + \beta V_2 / \sqrt{2} \quad (4.10)$$

für die Last. Der Gesamtsicherheitsfaktor ist

$$\eta := \eta_1 \eta_2 = \frac{1 + \beta V_2 / \sqrt{2}}{1 - \beta V_1 / \sqrt{2}} \quad (4.11)$$

Aus Gl. 4.1 mit 4.6 und 4.7 folgt die Bemessungsvorschrift

$$A_1 / A_2 = \frac{m_2 + \beta \sigma_2 / \sqrt{2}}{m_1 - \beta \sigma_1 / \sqrt{2}} \quad (4.12)$$

Statt dessen kann man

$$A_1 / A_2 = \eta_1 \eta_2 m_2 / m_1 = \eta m_2 / m_1 \quad (4.13)$$

mit η nach Gl. 4.11 schreiben, damit ist aber nichts gewonnen.

η wird oft als Maß - oder sogar Synonym - für die Sicherheit genommen, kann es aber gar nicht sein:

- Eine systemunabhängige Bezugseinheit ist nicht definiert;
- daher ist η nicht das Vielfache einer Einheit;
- zwei Systeme mit dem gleichen η müssen nicht gleich sicher sein.

Die Versagenswahrscheinlichkeit genügt den Forderungen nach Maßeinheit, -vielfachheit und -gleichheit (wie z.B. Länge oder Masse). β ist zwar kein Maß, aber eindeutig von P_f abhängig, also eine legitime Hilfsgröße. Man sieht dagegen an Gl. 4.11, daß η nicht allein von β , also auch nicht von P_f abhängt. Formeln für Sicherheitsfaktoren werden hier trotzdem angegeben, da sie - mit aller gebotenen Vorsicht - bei Vergleichen nützen können.

Beispiel 4.1

Eine Horizontalkraft mit dem Mittelwert $m_H = 60$ kN und der Streuung $\sigma_H = 10$ kN ist durch Reibung aufzunehmen; der Reibungsbeiwert hat den Mittelwert $m_\mu = 0,60$ und die Streuung $\sigma_\mu = 0,05$. Wie groß muß das nicht streuende Gewicht W sein, damit $P_f = 10^{-3}$ ist?

Die Grenzzustandsgleichung lautet

$$W\mu - H = 0.$$

Mit $A_1 = W$, $A_2 = 1$, $m_1 = m_\mu$, $\sigma_1 = \sigma_\mu$, $m_2 = m_H$, $\sigma_2 = \sigma_H$ folgt aus Gl. 4.12 mit $\beta = 3$ (s. Tabelle 4.1)

$$W = \frac{60 + 3 \cdot 10/\sqrt{2}}{0,60 - 3 \cdot 0,05/\sqrt{2}} = 164 \text{ kN.}$$

(Mit Gl. 4.8 und 4.11 erhält man den Sicherheitsfaktor

$$\eta = \frac{1 + 3 \cdot 10/60\sqrt{2}}{1 - 3 \cdot 0,05/0,6\sqrt{2}} = 1,64 ,$$

braucht ihn aber nicht.)

Wir betrachten nun Systeme mit k streuenden Variablen X_1 bis X_k und der linearen Grenzzustandsgleichung

$$f := \sum (\pm A_i X_i) = 0 . \quad (4.14)$$

Darin gilt + für die widerstehenden und - für die einwirkenden Größen. Die nicht streuenden Faktoren A_i sind so festzulegen, daß ein bestimmtes $P_f := P\{f \leq 0\}$ eingehalten ist. Es gilt

$$\beta := \frac{m_f}{\sigma_f} = \frac{\sum (\pm A_i m_i)}{\sqrt{\sum (A_i \sigma_i)^2}} \quad (4.15)$$

mit den Mittelwerten m_i und den Streuungen σ_i (Normalverteilung vorausgesetzt, dazu s. Abschn. 5) und Gl. 4.3. Den Nenner kann man

umformen zu

$$\sum (A_i \sigma_i)^2 = \sum \alpha_i A_i \sigma_i \quad (4.16)$$

mit den Wichtungsfaktoren

$$\alpha_i := A_i \sigma_i / \sqrt{\sum (A_i \sigma_i)^2} \quad (4.17)$$

Damit wird aus Gl. 4.15

$$\beta \sum \alpha_i A_i \sigma_i = \sum (\pm A_i m_i) \quad (4.18)$$

Gl. 4.18 ist erfüllt, wenn Gl. 4.14 mit den Bemessungswerten

$$X_{iB} = m_i \mp \beta \alpha_i \sigma_i \quad (4.19)$$

eingehalten ist, wobei - für die widerstehenden und + für die einwirkenden Größen gilt. Die Bemessungsvorschrift lautet also

$$\sum_1^k A_i (\pm m_i - \beta \alpha_i \sigma_i) = 0 \quad (4.20)$$

(+ widerstehend, - einwirkend).

Die Gewichtungsfaktoren α_i sind zunächst unbekannt, da die A_i unbekannt sind. In einem ersten Schritt darf man jedoch die A_i aus Gl. 4.20 mit

$$\alpha_i = 1/\sqrt{k} \quad (4.21)$$

berechnen, wobei k die Anzahl der streuenden Variablen bezeichnet. Mit den daraus nach Gl. 4.17 bestimmten α_i folgen verbesserte X_{iB} nach Gl. 4.19 und damit verbesserte A_i nach Gl. 4.20. Man kann die Bemessungsvorschrift auch so ausdrücken: Die Grenzzustandsgleichung ist mit den α_i - β -Fraktilen - zur sicheren Seite hin - einzuhalten (vgl. Hanisch 1978).

Offenbar müssen $k-1$ Gleichungen hinzukommen, um alle A_i ausrechnen

zu können. Einige A_i liegen i.d.R. fest. Die freien A_i wird man so wählen, daß die Gesamtkosten möglichst gering sind.

Mit den Variationskoeffizienten

$$V_i := \sigma_i / m_i \quad (4.22)$$

kann man aus Gl. 4.20 die Teilsicherheitsfaktoren

$$\eta_i = m_i / X_{iB} = 1 / (1 - \beta \alpha_i V_i) \quad (4.23)$$

für die widerstehenden und

$$\eta_i = X_{iB} / m_i = 1 + \beta \alpha_i V_i \quad (4.24)$$

für die einwirkenden Größen herleiten (beide Formeln stimmen in erster Näherung überein). Die vorher gegen Sicherheitsfaktoren vorgebrachten Einwände gelten weiter. Ganz sinnlos werden die η_i bei Größen mit $\sigma_i / m_i \gg 1$ (z.B. hat die Windlast auf freistehender Wand den Mittelwert Null).

Beispiel 4.2

Eine Horizontalkraft H ($m_H = 8 \text{ MN}$, $\sigma_H = 1,1 \text{ MN}$) ist durch Sohlreibung $W\mu$ ($m_\mu = 0,60$, $\sigma_\mu = 0,05$) und n_A Anker $n_A A$ ($m_A = 200 \text{ kN}$, $\sigma_A = 40 \text{ kN}/\sqrt{n_A}$, Faktor $1/\sqrt{n_A}$ begründet in Abschn. 3.2) sicher aufzunehmen ($P_f = 10^{-5}$). Das Gewicht liege mit $W = 9 \text{ MN}$ fest. Wie groß muß n_A sein?

Die Grenzzustandsgleichung lautet:

$$W\mu + n_A A - H = 0 \quad (k = 3).$$

Damit folgt aus Gl. 4.20 und 4.21

$$W(m_\mu - \beta \sigma_\mu / \sqrt{3}) + n_A (m_A - \beta \sigma_A / \sqrt{3} n_A) - (m_H + \beta \sigma_H / \sqrt{3}) = 0,$$

also mit den Daten und $\beta = 4,2$ nach Tabelle 4.1

$$9000(0,60-4,2 \cdot 0,05/\sqrt{3}) + n_A(200-4,2 \cdot 40/\sqrt{3n_A}) - (8000+4,2 \cdot 1100/\sqrt{3}) = 0.$$

Daraus folgt $n_A = 34,6 \approx 35$.

Die Faktoren $A_i \sigma_i$ werden damit

$$A_1 \sigma_1 = W \sigma_\mu = 9000 \cdot 0,05 = 450 \text{ kN}$$

$$A_2 \sigma_2 = n_A \sigma_A = 35 \cdot 40/\sqrt{35} = 237 \text{ kN}$$

$$A_3 \sigma_3 = \sigma_H = 1100 \text{ kN,}$$

woraus mit Gl. 4.17 die verbesserten Gewichtungsfaktoren

$$\alpha_1 = \alpha_\mu = 450/\sqrt{450^2 + 237^2 + 1100^2} = 0,37$$

$$\alpha_2 = \alpha_A = 237/\sqrt{\quad} = 0,19$$

$$\alpha_3 = \alpha_H = 1100/\sqrt{\quad} = 0,91$$

folgen. Damit lautet Gl. 4.20

$$9000(0,60-4,2 \cdot 0,37 \cdot 0,05) + n_A(200-4,2 \cdot 40 \cdot 0,19/\sqrt{n_A}) - (8000+4,2 \cdot 0,91 \cdot 1100) = 0,$$

woraus $n_A = 39$ folgt.

4.2 Grenzzustandsgleichung nichtlinear

Mit den - normalverteilt angenommenen - Variablen X_1 bis X_k und den nichtstreuenden Parametern A_i laute die Grenzzustandsgleichung

$$f(X_i, A_i) = 0 \tag{4.25}$$

mit einer stetig und differenzierbar vorgegebenen Funktion f .
Näherungsweise folgt die Versagenswahrscheinlichkeit nach Hasofer
u. Lind (1974) wieder aus Gl. 4.3 mit

$$\beta = \frac{f(m_i, A_i)}{\sqrt{\sum (\sigma_i \partial f / \partial X_i)^2}} \quad (4.26)$$

Die partiellen Ableitungen $\partial f / \partial X_i$ sind an der Stelle $X_i = m_i$ zu nehmen.

Zur Bemessung, d.h. zur Bestimmung der freien A_i , muß und darf man Gl. 4.26 vereinfachen. Man ersetzt den Nenner nach Gl. 4.16 und den Zähler durch die lineare Taylor-Näherung

$$\beta \sum \alpha_i \sigma_i |\partial f / \partial X_i| = f(X_{iB}, A_i) + \sum (m_i - X_{iB}) \partial f / \partial X_i \quad (4.27)$$

Wenn die A_i so gewählt werden, daß sich

$$f(X_{iB}, A_i) = 0 \quad (4.28)$$

ergibt, folgen aus Gl. 4.27 die Bemessungswerte

$$X_{iB} = m_i \mp \beta \alpha_i \sigma_i \quad (4.29)$$

(- widerstehend, d.h. $\partial f / \partial X_i > 0$; + einwirkend, d.h. $\partial f / \partial X_i < 0$), also wieder Gl. 4.19. Die Gewichtungsfaktoren α_i ergeben sich nun aus

$$\alpha_i = \alpha_i |\partial f / \partial X_i| / \sqrt{\sum (\sigma_i \partial f / \partial X_i)^2} \quad (4.30)$$

Zunächst bestimmt man die A_i aus Gl. 4.28 und 4.29 mit Gl. 4.21. Daraus ergeben sich mit Gl. 4.30 verbesserte α_i , damit aus Gl. 4.28 und 4.29 verbesserte A_i . Bei mehr als einem freien A_i wird man unter verschiedenen Kombinationen, die Gl. 4.28 erfüllen, die kostengünstigste auswählen.

Beispiel 4.3

Eine lotrechte Widerlagerwand der Länge $\ell = 12$ m soll eine Horizontalkraft H ($m_H = 600$ kN, $\sigma_H = 80$ kN) durch Reibung ($m_\phi = 35^\circ$, $\sigma_\phi = 2^\circ$) und Kohäsion ($m_c = 20$ kN/m², $\sigma_c = 3$ kN/m²) des Bodens ($\gamma = 19$ kN/m³, $\sigma_\gamma = 0$) aufnehmen. Die Höhe h ist so zu bestimmen, daß die Wand genügend sicher ($P_f = 10^{-3}$) gegen Hochrutschen eines Coulomb-Gleitkeils ist; es ist mit ebenem Erdwiderstand zu rechnen.

Die Grenzzustandsgleichung lautet

$$f := \frac{1}{2} \gamma h^2 \tan^2(45^\circ + \phi/2) + 2ch \tan(45^\circ + \phi/2) - H/\ell = 0.$$

Mit Gl. 4.21 und 4.29 sind die Bemessungswerte ($k = 3$, $\beta = 3$)

$$\phi_B = 35 - 3 \cdot 2 / \sqrt{3} = 31,5^\circ,$$

$$c_B = 20 - 3 \cdot 3 / \sqrt{3} = 14,8 \text{ kN},$$

$$H_B = 600 + 3 \cdot 80 / \sqrt{3} = 739 \text{ kN};$$

damit ergibt Gl. 4.28

$$\frac{1}{2} 19 \cdot h^2 \tan^2(45 + 31,5/2) + 2 \cdot 14,8 \cdot h \tan(45 + 31,5/2) - 739/12 = 0,$$

woraus $h = 0,80$ m folgt.

Verbesserte Gewichtsfaktoren ergeben sich aus

$$\begin{aligned} \left(\frac{\partial f}{\partial X_1}\right) = \frac{\partial f}{\partial \phi} &= \left[\frac{1}{2} \gamma h^2 \tan(45^\circ + \phi_B/2) + c_B h\right] / \cos^2(45^\circ + \phi_B/2) \\ &= \left[\frac{1}{2} 19 \cdot 0,8^2 \tan(45 + 31,5/2) + 14,8 \cdot 0,8\right] / \cos^2(45 + 31,5/2) \\ &= 95,1 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \left(\frac{\partial f}{\partial X_2}\right) = \frac{\partial f}{\partial c} &= 2 h \tan(45^\circ + \phi_B/2) = \\ &= 2 \cdot 0,8 \cdot \tan(45 + 31,5/2) = 2,9 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\left(\frac{\partial f}{\partial X_3}\right) = \frac{\partial f}{\partial H} = -1/l = -1/12 \text{ m}$$

und den Standardabweichungen ($\sigma_\phi = 2^\circ \cdot \pi/180^\circ = 0,035$) zu

$$\alpha_\phi = 0,035 \cdot 95,1 / \sqrt{(0,035 \cdot 95,1)^2 + (3 \cdot 2,9)^2 + (80/12)^2} = 0,29$$

$$\alpha_c = 3 \cdot 2,9 / \sqrt{} = 0,76$$

$$\alpha_H = (80/12) / \sqrt{} = 0,58$$

Die verbesserten Bemessungsgrößen sind dann

$$\phi_B = 35 - 3 \cdot 0,29 \cdot 2 = 33,3^\circ$$

$$c_B = 20 - 3 \cdot 0,76 \cdot 3 = 13,2 \text{ kN/m}^2$$

$$H_B = 600 + 3 \cdot 0,58 \cdot 80 = 739 \text{ kN.}$$

Damit liefert $f(\phi_B, c_B, H_B) = 0$ $h = 0,82 \text{ m}$, also praktisch dasselbe wie in erster Näherung.

Auf analytischem Wege werden Gl. 4.28 und 4.30 - von einfachsten Fällen abgesehen - rasch unübersichtlich. Besser arbeitet man mit Bemessungsdiagrammen, die $f(A_i, X_i) = 0$ wiedergeben: Mit $\alpha_i = 1/\sqrt{k}$ und Gl. 4.29 greift man eine in erster Näherung erforderliche Abmessung ab; aus Nachbarpunkten bestimmt man

$$\frac{\partial f}{\partial X_i} = [f(X_i + \Delta X_i, A_i) - f(X_i, A_i)] / \Delta X_i, \quad (4.31)$$

daraus besserte α_i mit Gl. 4.30; mit verbesserten X_{iB} nach Gl. 4.19 greift man ein verbessertes A_i ab. Analog kann man Rechenprogramme anwenden: gemäß Gl. 4.31 wird numerisch statt grafisch differenziert.

Ist mehr als ein A_i wählbar, wird man die kostengünstigste Kombination bestimmen. Teilsicherheitsfaktoren kann man wieder nach Gl. 4.23 und 4.24 berechnen, braucht sie aber zur Bemessung nicht.

Beispiel 4.4

Für die lotrechte, in ihrer Achse bleibende Last Q ($m_Q = 22 \text{ MN}$, $\sigma_Q = 4 \text{ MN}$) ist ein Quadratfundament mit $d = 1,5 \text{ m}$ Sohltiefe auf Boden unter Wasser ($\gamma' = 11 \text{ kN/m}^3$, $\sigma_\gamma = 0$; $m_\phi = 33^\circ$, $l_{V\phi} = 0,15 \text{ m}$; $m_c = 80 \text{ kN/m}^2$, $l_{Vc} = 0,6 \text{ m}$) vorgesehen. Welche Breite b ist bei $P_f = 10^{-5}$ für Grundbruch erforderlich? Diagramme: Gudehus (1982).

Aus Gl. 4.21, 4.29, 3.13 und 3.18 ergeben sich (mit der geschätzten Breite $b = 3,5 \text{ m}$ und $\alpha = 1$) die vorläufigen Bemessungsgrößen ($\beta = 4,2$)

$$Q_B = 22 + 4,2 \cdot 4 / \sqrt{3} = 31,7 \text{ MN}$$

$$\phi_B = 33(1 - 4,2 \cdot 0,15 / 3,5 \cdot \sqrt{3}) = 29,5^\circ$$

$$c_B = 80(1 - 4,2 \cdot 0,6 / 3,5 \cdot \sqrt{3}) = 47 \text{ kN/m}^2.$$

Mit den Hilfsgrößen

$$l_o = \sqrt[3]{Q_B / \gamma'} = \sqrt[3]{31700 / 11} = 14,2 \text{ m},$$

$$c_B / (\gamma' l_o) = 47 / (11 \cdot 14,2) \approx 0,3; \quad d / l_o = 1,5 / 14,2 \approx 0,1$$

liefert Bild 4 (Gudehus 1982) bei $\phi \approx 30^\circ$

$$b / l_o \approx 0,25, \quad \text{also } b = 0,25 \cdot 14,2 = 3,6 \text{ m}.$$

Aus Bild 4 und Gl. 4.3 ergibt sich

$$\begin{aligned} \frac{\partial f}{\partial Q} &= \frac{b / l_o(Q_B) - b / l_o(Q_B + \Delta Q_B)}{\Delta Q_B} \\ &= \frac{0,25 - 0,25 \sqrt[3]{(31700 - 1000) / 31700}}{1000} = 2,6 \cdot 10^{-6} \text{ kN}^{-1}, \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial f}{\partial \phi} &= \frac{b(\phi_B) / l_o - b(\phi_B + \Delta \phi) / l_o}{\Delta \phi} \\ &= \frac{b(\phi = 30^\circ, c / \gamma l_o = 0,2) / l_o - b(\phi = 35^\circ, c / \gamma l_o = 0,2)}{5} = \frac{0,27 - 0,22}{5} = 0,01; \end{aligned}$$

$$\frac{\partial f}{\partial c} = \frac{(b(30^\circ, c/\gamma l_0 = 0,3) - b(30^\circ, c/\gamma l_0 = 0,4))}{0,1 \cdot \gamma \cdot l_0}$$
$$= \frac{0,25 - 0,22}{0,1 \cdot 11 \cdot 14,2} = 1,1 \cdot 10^{-3} \text{ (kN/m}^2\text{)}^{-1}.$$

Damit ergeben sich

$$\sigma_Q \frac{\partial f}{\partial Q} = 4000 \cdot 2,6 \cdot 10^{-6} = 0,010$$

$$\sigma_\phi \frac{\partial f}{\partial \phi} = 1,5 \cdot 0,01 = 0,015$$

$$\sigma_c \frac{\partial f}{\partial c} = 15 \cdot 1,1 \cdot 10^{-3} = 0,016,$$

also mit Gl. 4.30

$$\alpha_Q = 0,010 / \sqrt{0,010^2 + 0,015^2 + 0,016^2} = 0,41$$

$$\alpha_\phi = 0,015 / \sqrt{\quad} = 0,62$$

$$\alpha_c = 0,016 / \sqrt{\quad} = 0,66$$

Diese Werte weichen von $\alpha_i = 1/\sqrt{3} = 0,56$ so wenig ab, daß die erste Bemessung ausreicht (s. Abschn. 5).

Wenn der ungünstigste Mechanismus durch Variation im Einzelfall zu finden ist, sehen Bemessung oder Nachweis etwas anders aus. Streng genommen soll die Variation den Mechanismus mit dem kleinsten β liefern; es genügt jedoch, das Maximum einer erforderlichen haltenden Größe zu ermitteln (s. Abschnitt 2). Die Bemessungswerte nach Gl. 4.19 werden zunächst mit den Gewichtungsfaktoren nach Gl. 4.21 angesetzt bzw. bestimmt (wenn mindestens einer wählbar ist).

Nur wenn Mechanismen und Daten ungewöhnlich genau bekannt sowie Kosten und Risiken relativ hoch sind, wird man die X_i genauer ermitteln (s. Abschn. 5). Dazu bestimmt man zeichnerisch oder rechnerisch den Größtwert einer wählbaren Bemessungsgröße X_{iB} mit den sonstigen X_{jB} sowie $X_{jB} + \Delta X_{jB}$ und wendet Gl. 4.21 an.

Beispiel 4.5 (Bild 4.1)

Gesucht ist die Zahl n von Zugstäben pro Längeneinheit einer angehängten Stützwand derart, daß ein Gleitkeil genügend sicher ($\beta = 3,7$) vermieden wird. Der Gleitkeil sei dreimal so lang wie hoch; weitere räumliche Effekte werden vernachlässigt. Die Ensembledaten der streuenden Größen seien:

Reibungswinkel (gesamte Gleitfläche) $m_\phi = 35^\circ$, $v_\phi = 0,05$;
Auflast pro Flächeneinheit $m_p = 20 \text{ kN/m}^2$, $v_p = 0,25$;
Zugwiderstand pro Längeneinheit $m_M = 40 \text{ kN/m}$,
 $v_M = 0,50$ (auf 1 m bezogen).

Die übrigen Daten enthält Bild 4.1a.

1) Vordimensionierung mit Bemessungswerten

$$\phi_B = 35 (1 - 3,7 \cdot 0,05 / \sqrt{3}) = 31^\circ$$

$$P_B = 20 (1 + 3,7 \cdot 0,25 / \sqrt{3}) = 31 \text{ kN/m}^2$$

$$M_B = 40 (1 - 3,7 \cdot 0,5 / \sqrt{3 \cdot 500}) = 38 \text{ kN/m}$$

(Stabmeterzahl 500 geschätzt).

Damit folgt aus der vereinfachten Bemessungsgleichung

$$nM [l - h \tan(\phi_a + \alpha) / 2 \cos \alpha] \approx \Sigma A = K_a \left(\frac{1}{2} \gamma h^2 + ph \right)$$

$$\text{und } K_a = 0,24 \quad \text{und } \phi_a = 52^\circ \quad (\text{Grundbau-Taschenbuch})$$

$$n = \frac{0,24 (18 \cdot 30^2 / 2 + 31 \cdot 30)}{38 [10 - 30 \cdot \tan(52 + 15) / 2 \cos 15]} = 15.$$

Damit gehören zum Gleitkeil $3 \cdot 30 \cdot 15 = 1350$ Stäbe.

2) Grafisch mit Gl. 4.21 (Bild 4.1b)

ϕ_B und P_B wie vorher,

$$M_B = 40 (1 - 3,7 \cdot 0,5 / \sqrt{3 \cdot 1350}) = 39 \text{ kN/m}.$$

Nr.	W kN/m	P kN/m	ΣA kN/m	\bar{l} m	n= $\Sigma A/M_B \bar{l}$
1	4050	465	2040	4,2	12
2	5400	620	1900	3,1	16
3	6750	775	1620	2,6	16
4	8100	930	1260	2,2	15

Berechnet: Gewicht W und Auflast P

Aus der Zeichnung: Haltekraft ΣA , mittlere Haltelänge \bar{l} .

Maßgebend: Größtwert $n = 16$.

3) Gewichtungsfaktoren genauer ermittelt (Bild 4.1 c)

$$\Delta \varphi = 4^\circ : \Delta \Sigma A = 500 \text{ kN/m}, \Delta n = 500 / (39 \cdot 2,6) = 5,0$$

$$c_{\varphi} \Delta n / \Delta \varphi = 0,05 \cdot 35 \cdot 5,0 / 4 = 2,2$$

$$\Delta p = 10 \text{ kN/m}^2 : \Delta \Sigma A = 100 \text{ kN/m}, \Delta n = 100 / (39 \cdot 2,6) = 1$$

$$c_p \Delta h / \Delta p = 0,25 \cdot 20 \cdot 1 / 10 = 0,50$$

$$\Delta M = 5 \text{ kN/m} : \Delta n = 1440 / (34 \cdot 2,6) - 14 = 2,3$$

$$c_M \Delta n / \Delta M = \frac{0,5}{1440} 40 \cdot 2,4 / 5 = 0,24$$

$$a_{\varphi} = 2,2 / \sqrt{2,2^2 + 0,5^2 + 0,24^2} = 0,97$$

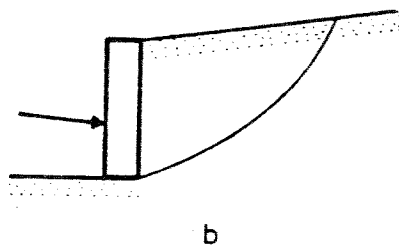
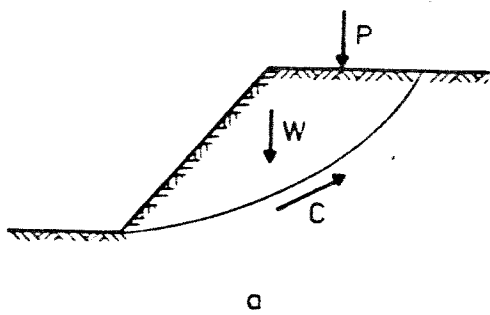
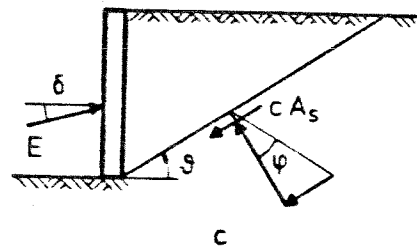
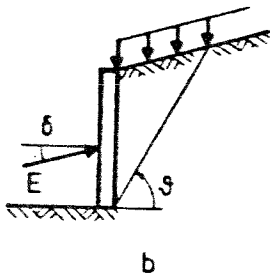
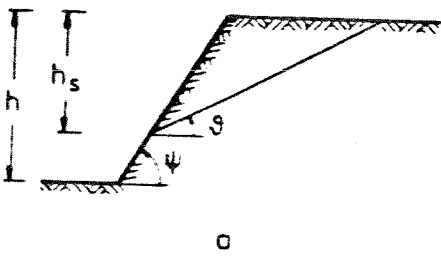
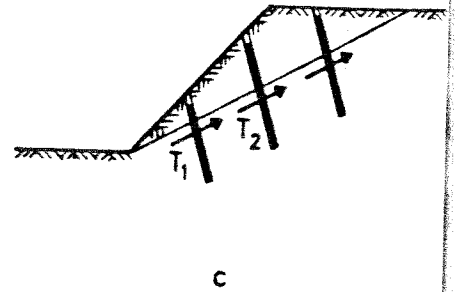
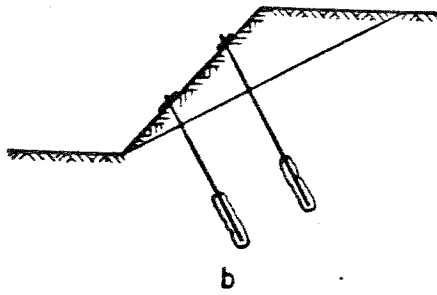
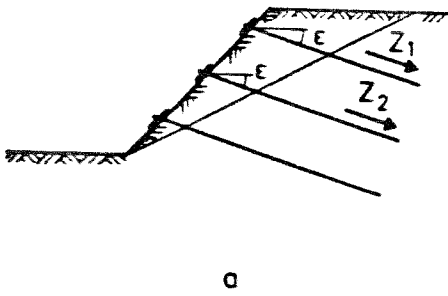
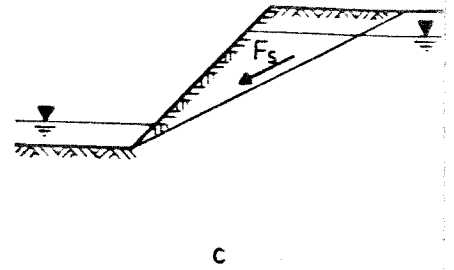
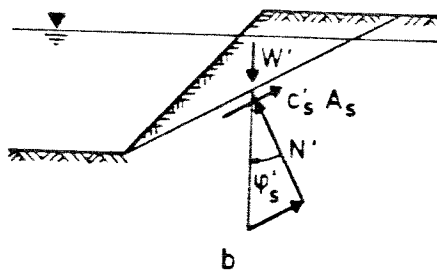
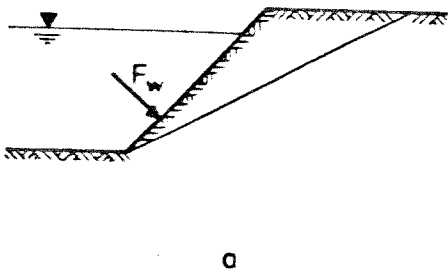
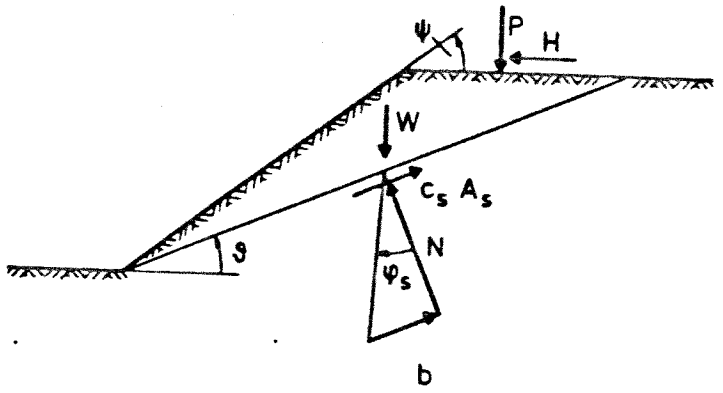
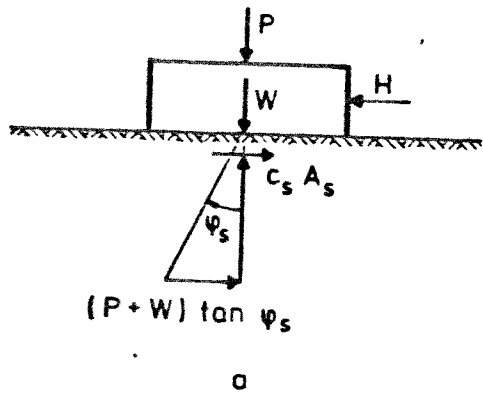
$$a_p = 0,5 / \sqrt{\quad} = 0,22$$

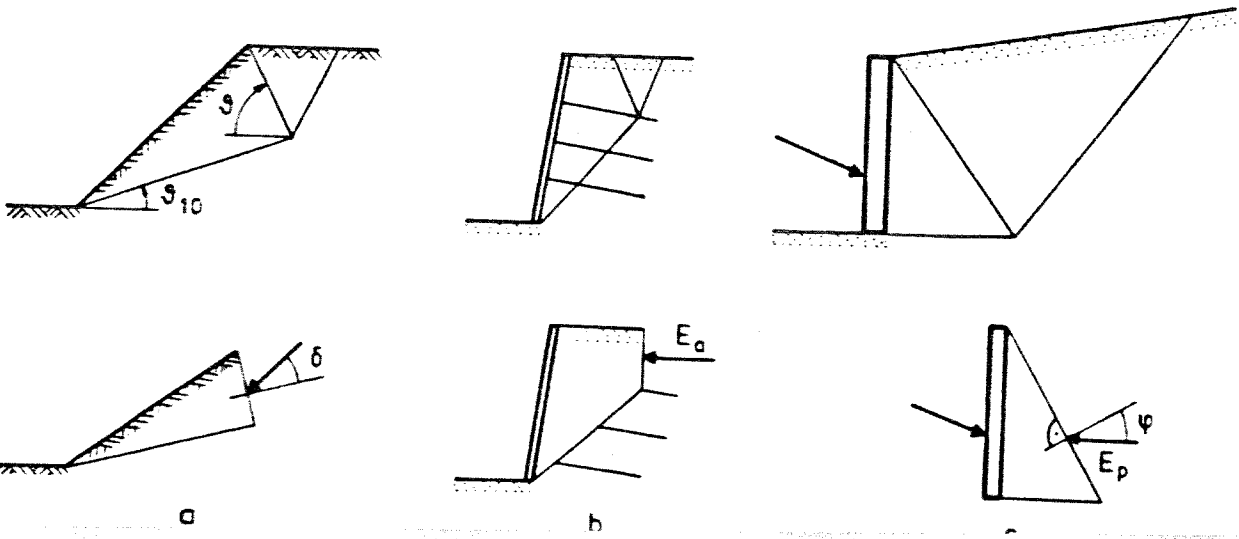
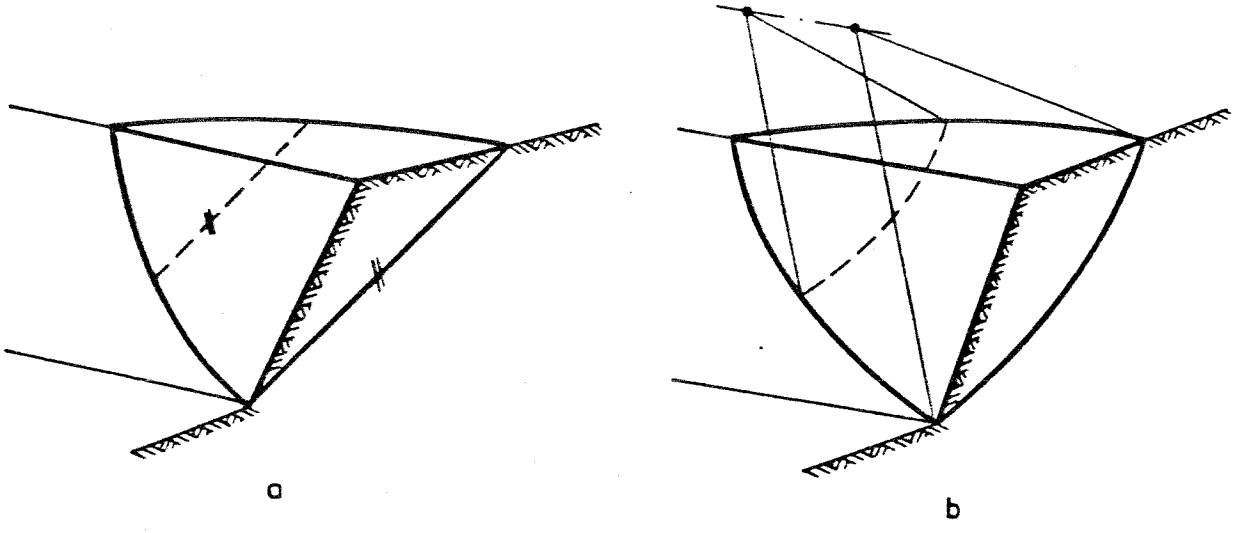
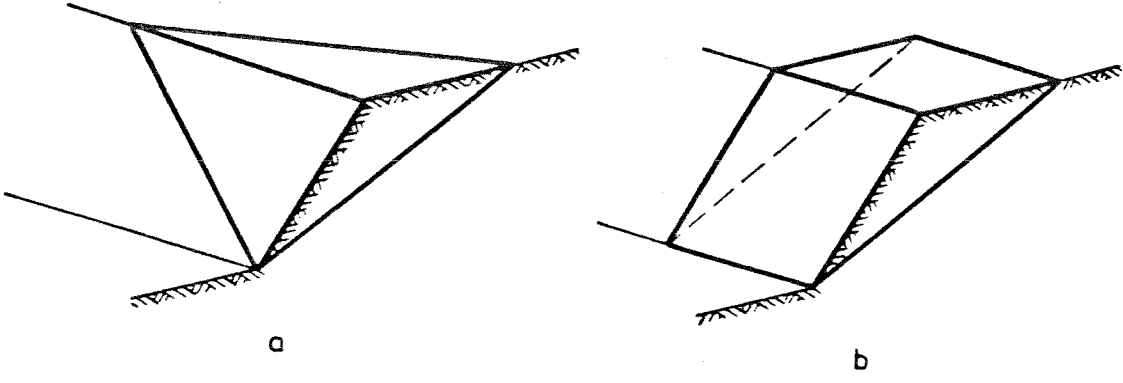
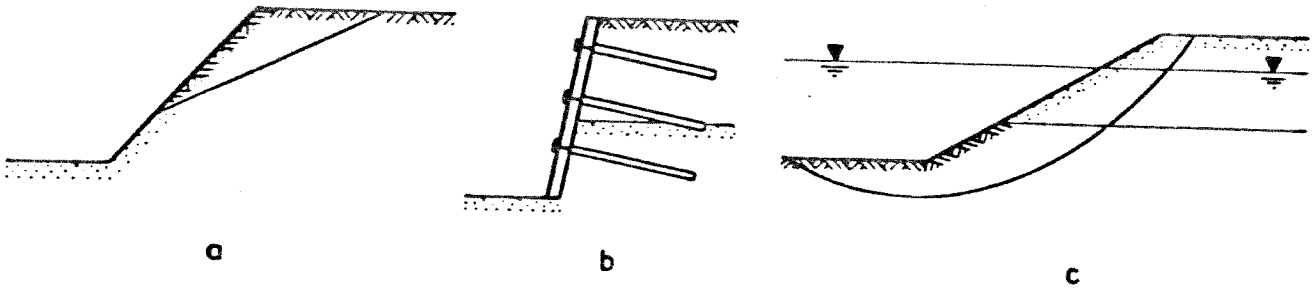
$$a_M = 0,24 / \sqrt{\quad} = 0,11.$$

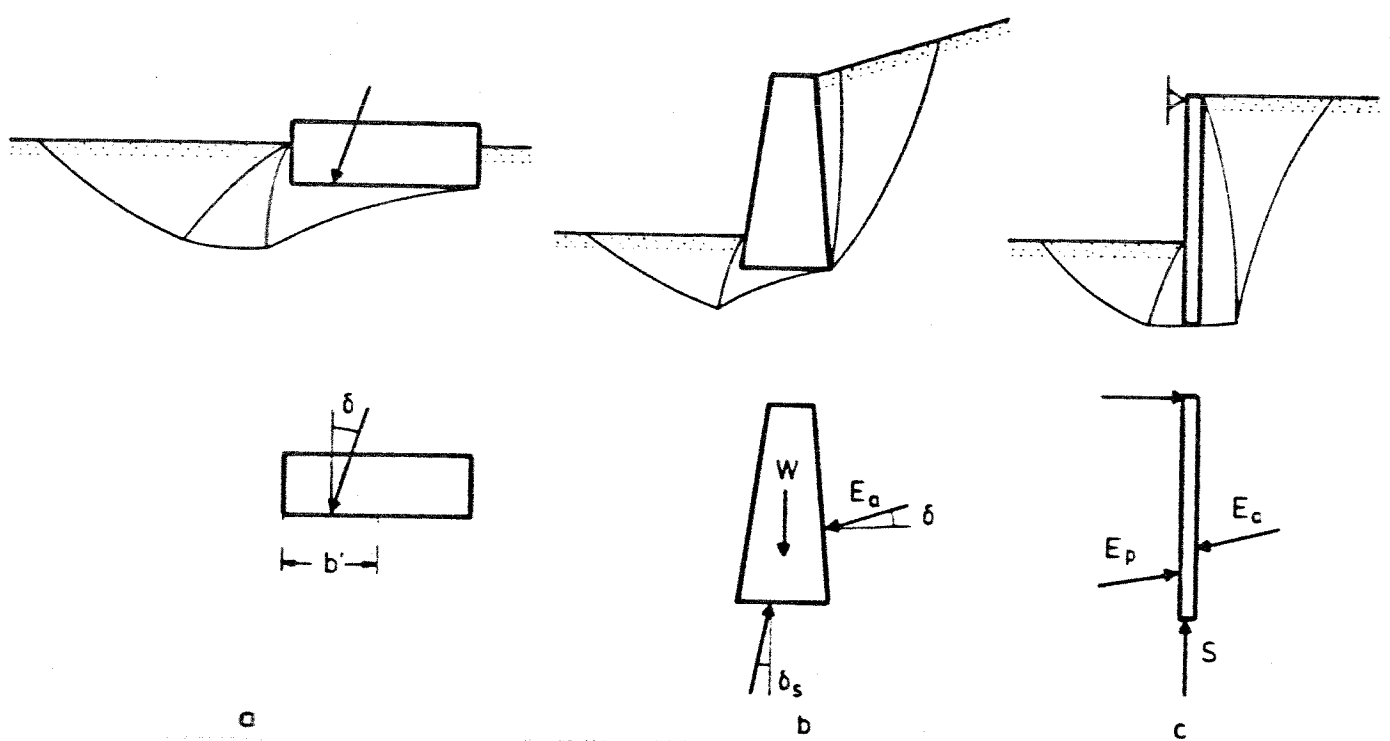
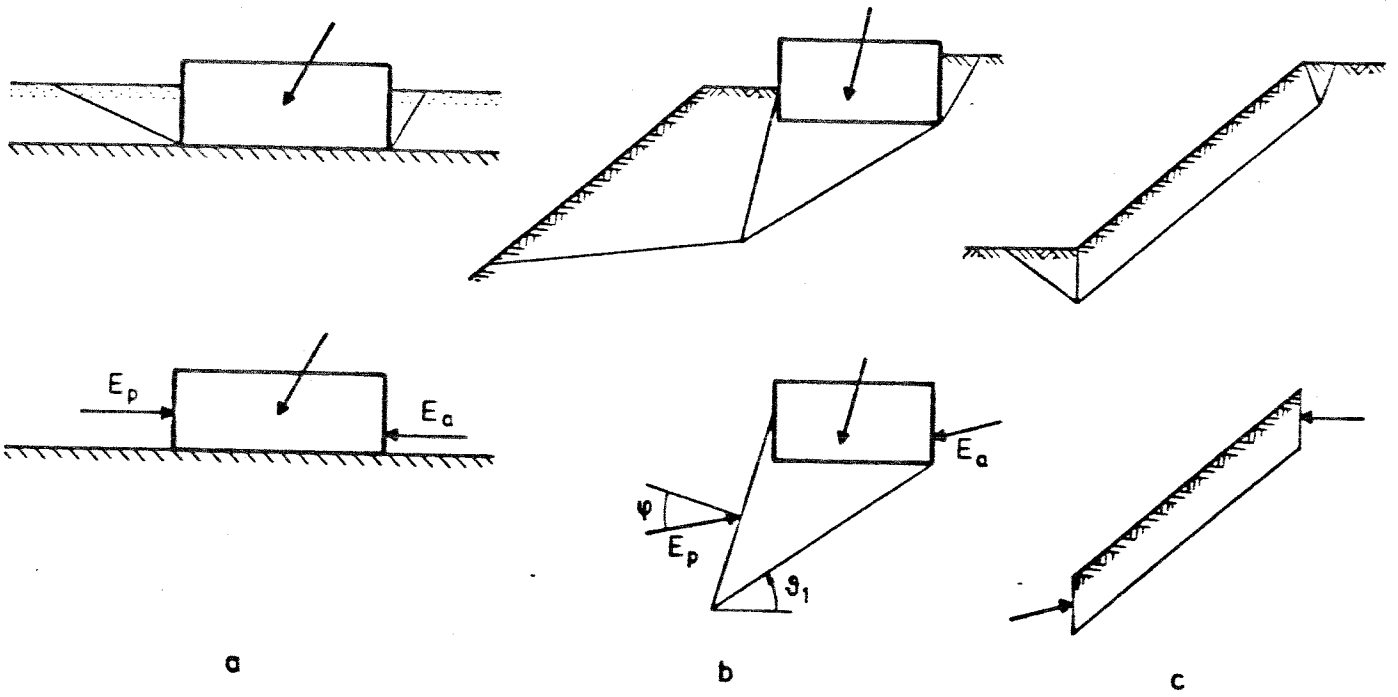
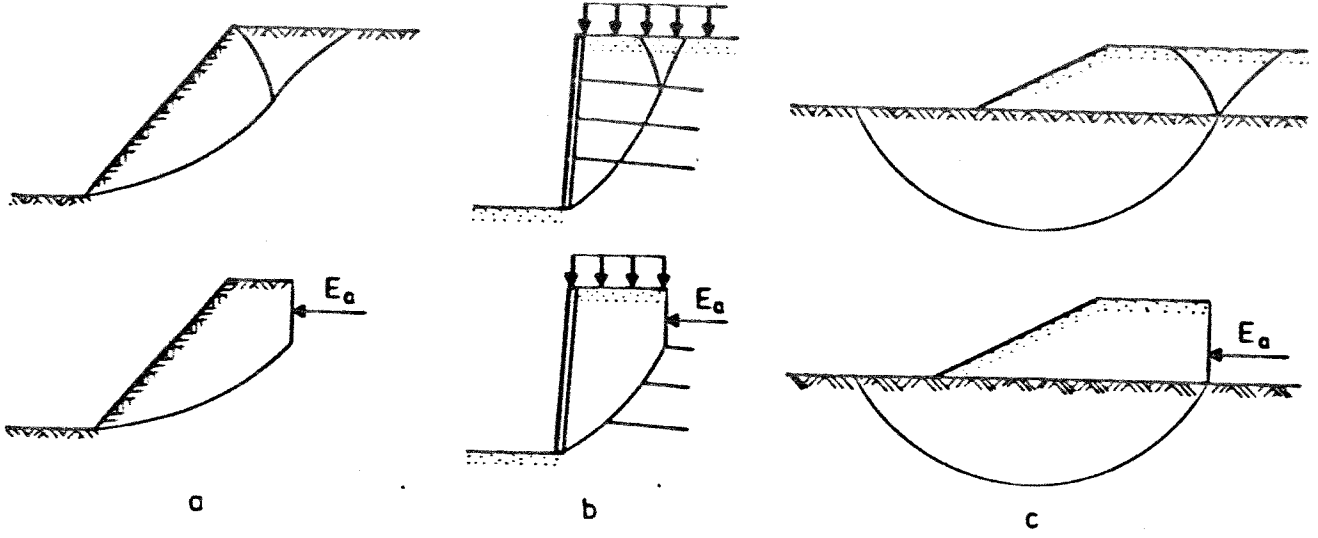
Die damit nach Gl. 4.19 berechneten Bemessungswerte ergeben grafisch (nicht in Bild 4.1) $n = 18$.

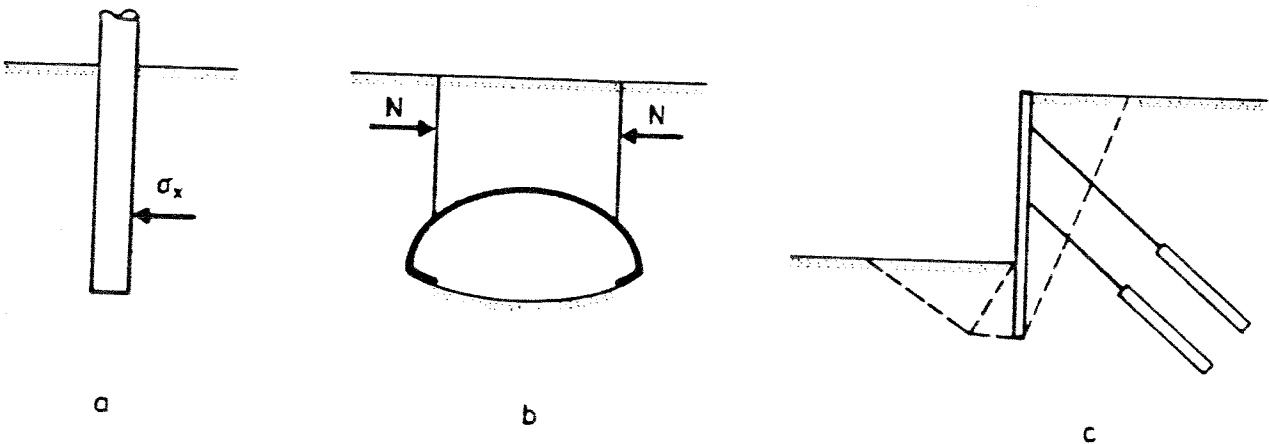
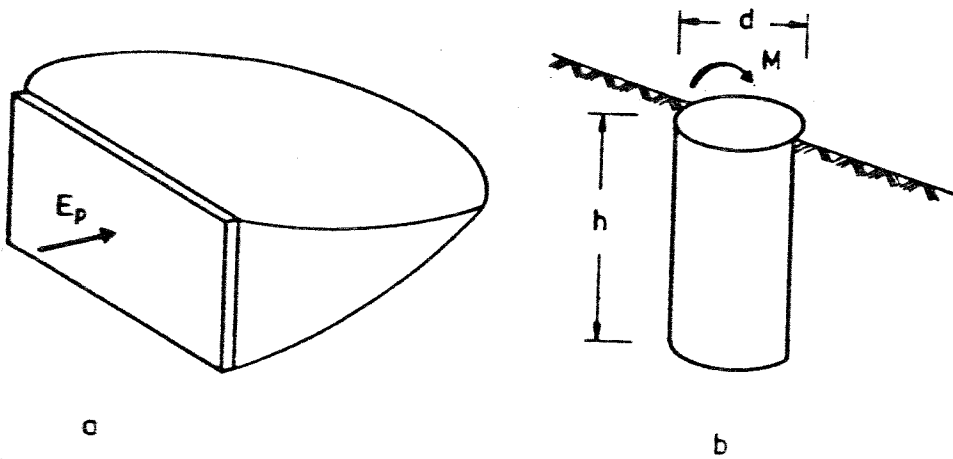
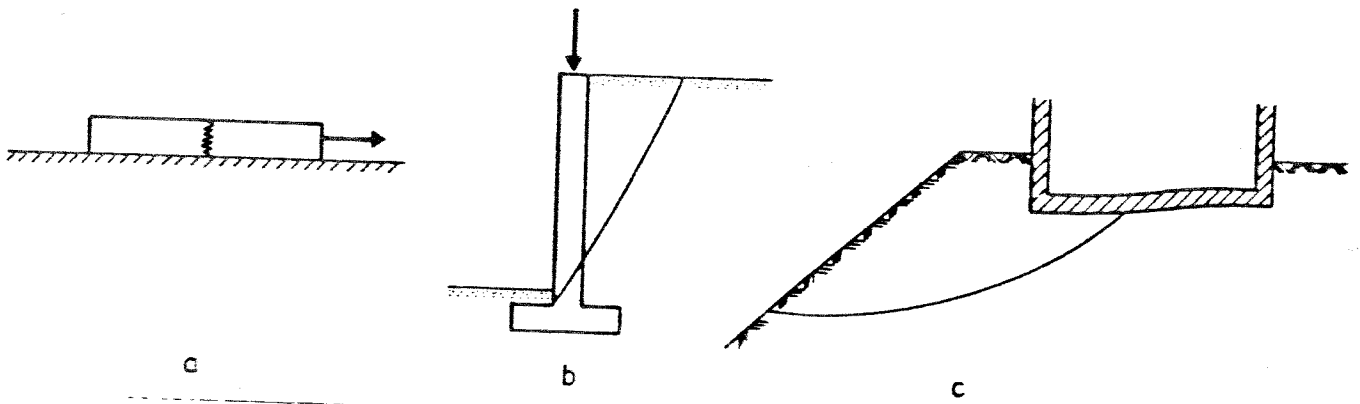
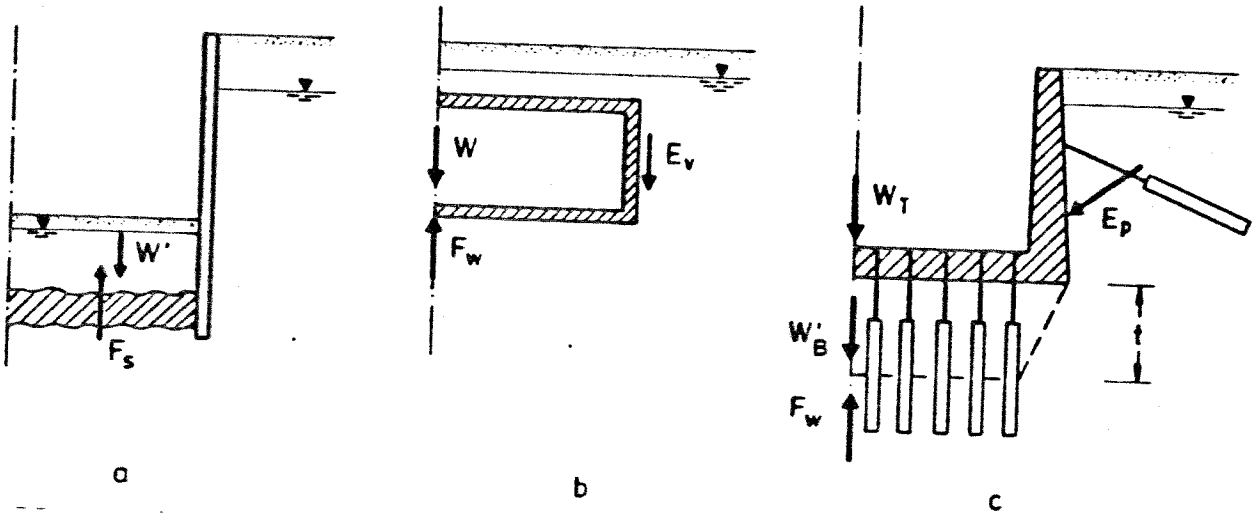
Mit einem Rechenprogramm ergibt sich aus denselben Daten $\min \beta = 3,7$ bei $\alpha = 44^\circ$.

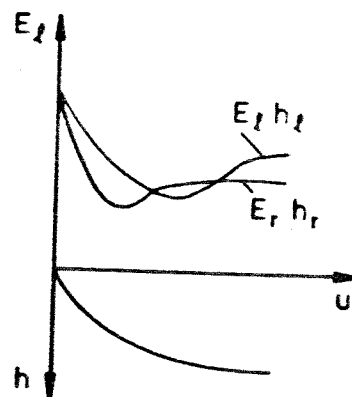
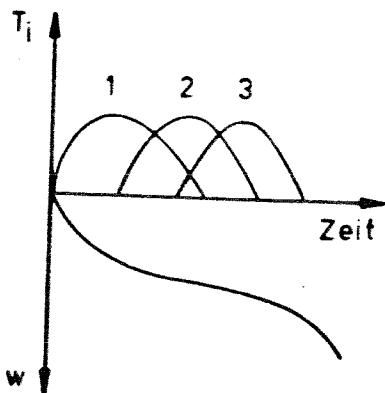
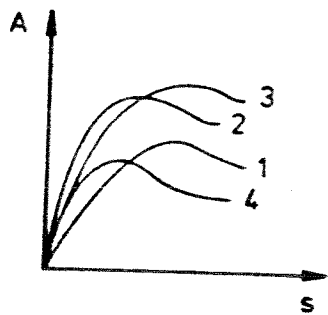
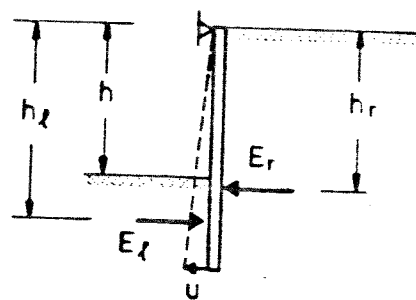
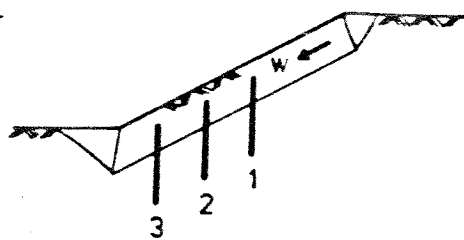
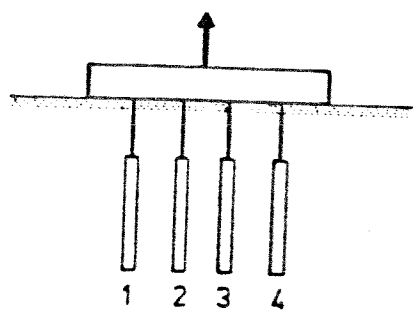
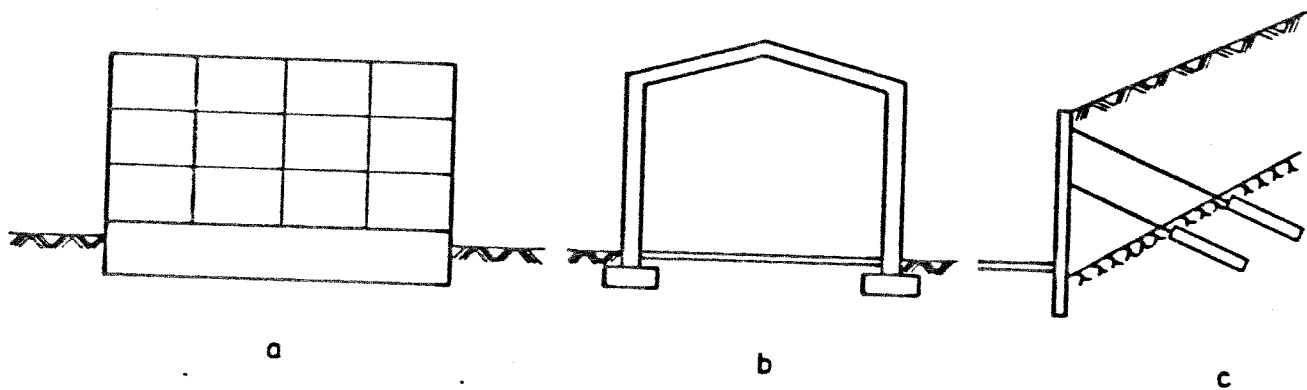
Andere Formeln für β als Gl. 4.26 ergeben sich, wenn die X_i nicht normalverteilt sind (Hashofer u. Lind 1974). Sie sind aber für Grenzzustände der Tragfähigkeit im Grundbau praktisch nicht erforderlich (zur Begründung s. Abschn. 5 und 6).







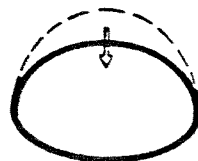
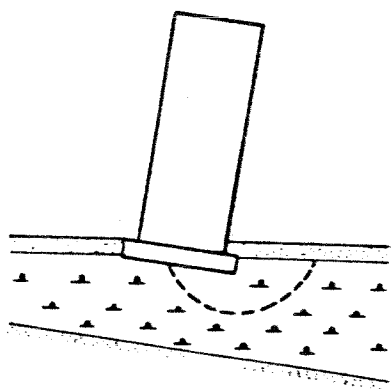




a

b

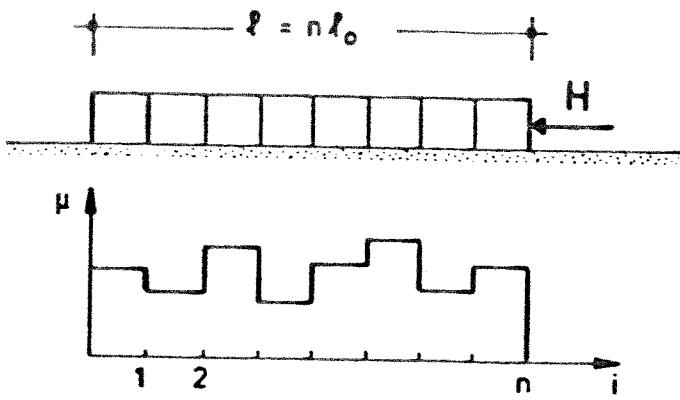
c



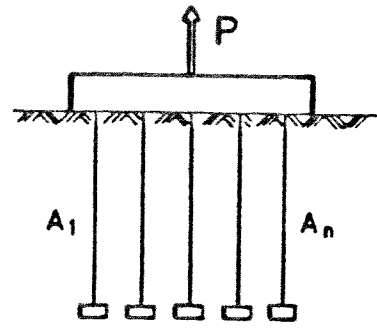
a

b

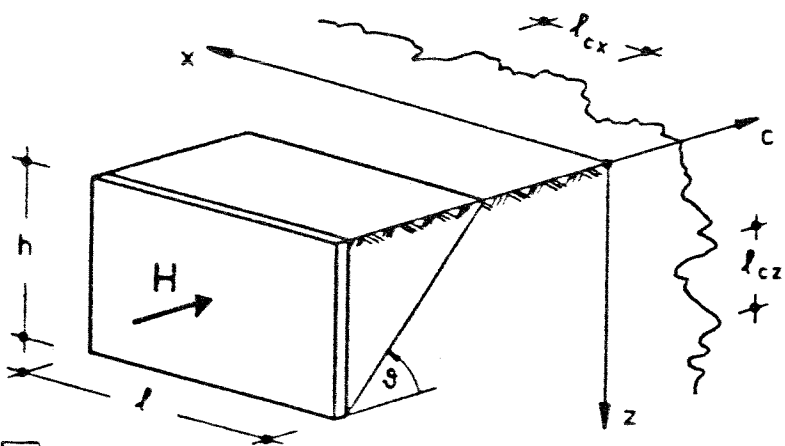
c



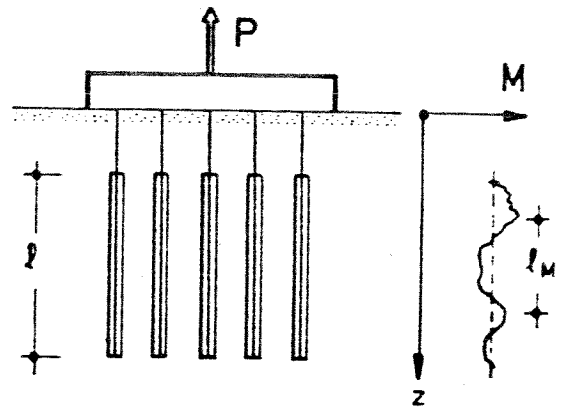
31



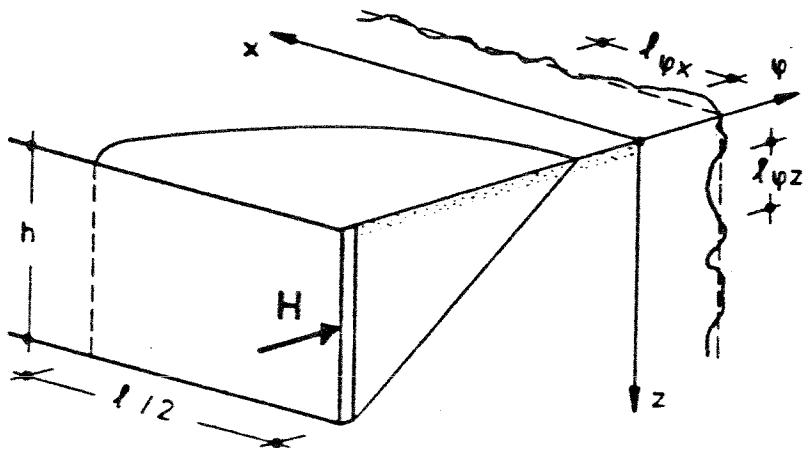
34



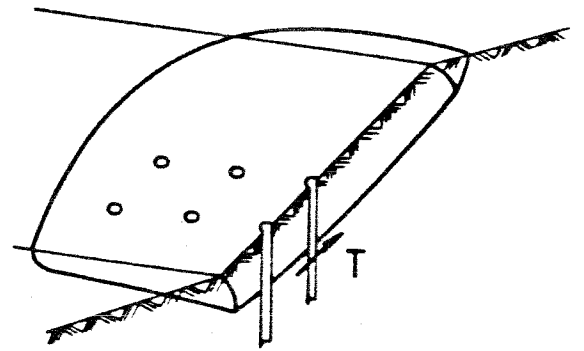
32



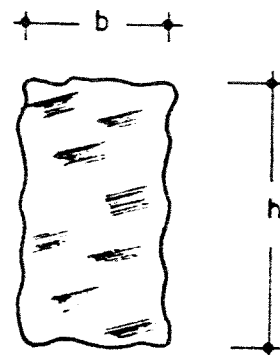
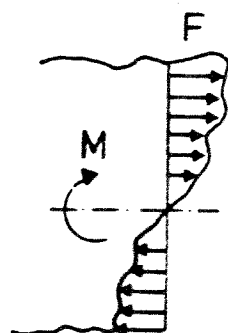
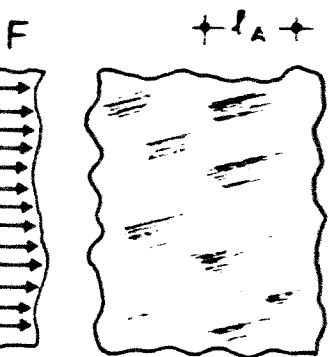
35

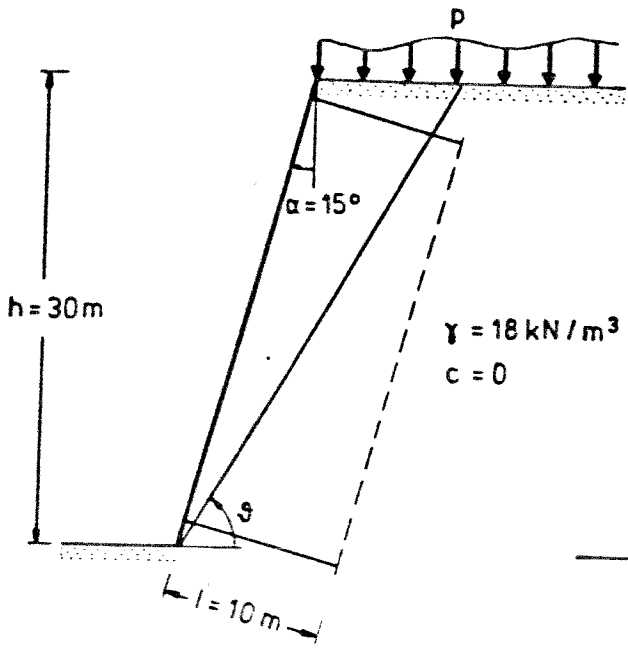


33

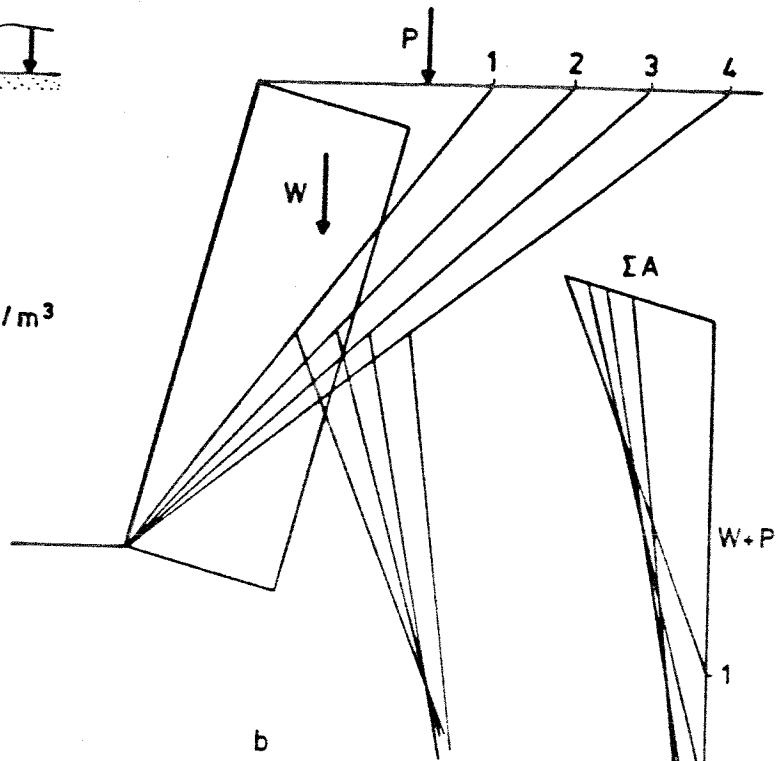


36

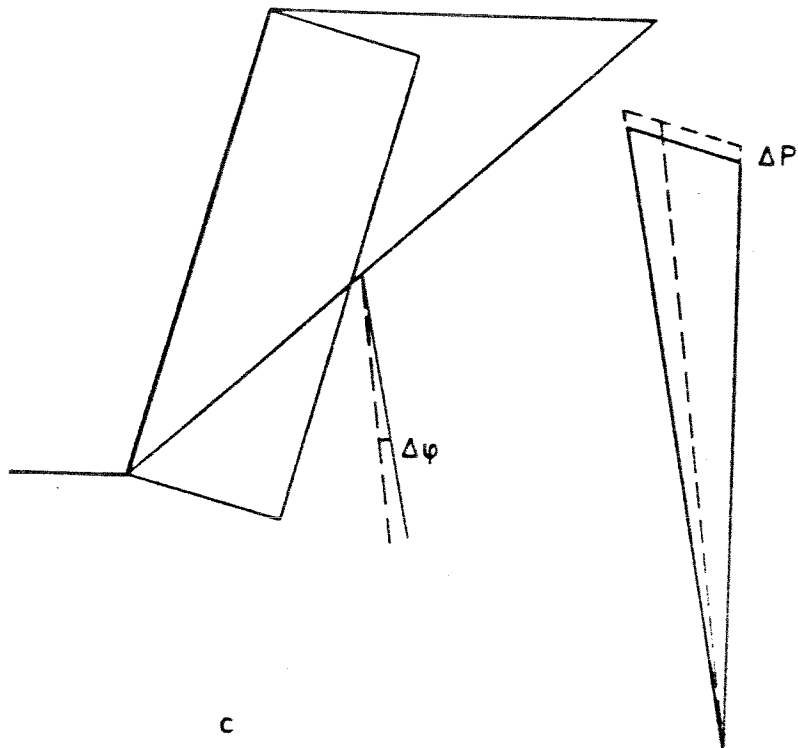
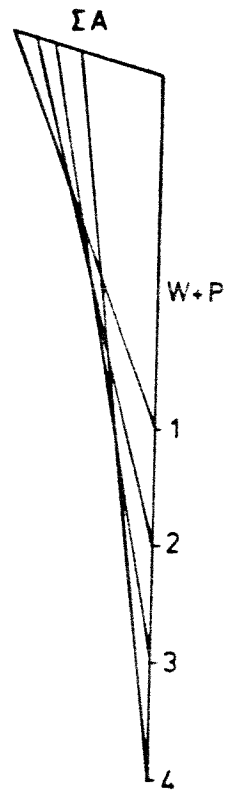




a



b



c

SICHERHEITSNACHWEISE FÜR GRUNDBAUWERKE

- Nachträge -

- 5. Zuverlässigkeit
 - 5.1 Hypothesen
 - 5.2 Datengewinnung und -verarbeitung
 - 5.3 Kontrollen, Korrekturen, Verantwortung

- 6. Zur Normung
 - 6.1 Rahmenrichtlinien
 - 6.1.1 Vorbemerkungen
 - 6.1.2 Hypothesen
 - 6.1.3 Datengewinnung und -verarbeitung
 - 6.1.4 Kontrollen und Versuche
 - 6.2 Einzelnormen

5 Zuverlässigkeit

Mit dem in Abschnitt 4 beschriebenen Verfahren soll die Versagenswahrscheinlichkeit in akzeptablen Grenzen gehalten werden. Es ist höchstens so zuverlässig wie die verwendeten Hypothesen, Daten und Berechnungsverfahren. Eine kritische Diskussion ist angebracht, damit wichtige Komponenten des Sicherheitsnachweises nicht übersehen werden. Wir beschränken uns auf die in Abschn. 2 bis 4 verwendeten Konzepte; die viel weiter reichenden geradezu philosophischen Fragen seien nur angedeutet.

5.1 Hypothesen

Die geometrischen, mechanischen und statistischen Hypothesen in Abschn. 2 und 3 sind keineswegs über jeden Zweifel erhaben. Wir wollen versuchen, die damit möglicherweise verbundenen Fehler zu bewerten; zur Begründung normativer Festlegungen ist ein solcher Versuch unerlässlich.

Die Bilder 2.1 bis 4.1 sind gegenüber jeder denkbaren grundbaulichen Realität grafisch stark vereinfacht. Solche geometrischen Hypothesen sind praktisch unvermeidlich, wenn die Nachweise überschaubar und nicht zu aufwendig sein sollen. Um die damit verbundenen Fehler zu bewerten, bedarf es korrekativer Vergleichslösungen und einwandfreier Fehlermaße; daran hapert es aber im allgemeinen.

Wenn tatsächlich ebene Gleitflächen vorliegen, sind geometrische Fehler immer noch durch Vereinfachungen der Umgrenzung des Gleitkörpers und mitwirkender Baukörper möglich. Man wird Ersatzlinien bzw. -flächen so wählen, daß die berechneten Gewicht- und Kohäsionskräfte möglichst unverändert bleiben. Trotzdem werden in einem gewissen Streubereich Abweichungen auftreten, die sich aufgrund zahlreicher Testbeispiele statistisch beschreiben ließen. Abschnitt 4 folgend könnte man

daraus berechnen, daß sich der Sicherheitsindex um einen gewissen Betrag $\Delta\beta$ vermindert. Die geometrische Vereinfachung wäre dann legitimiert, wenn $\Delta\beta$ einen erlaubten Betrag nicht übersteigt.

Soweit ist dieses Vorgehen korrekt, doch ziemlich belanglos. Es kann aber als Orientierungshilfe in komplizierteren Fällen dienen, in denen sich geometrische von mechanischen und statistischen Hypothesen nicht mehr trennen lassen.

Eine wichtige, aber anfechtbare mechanische Hypothese ist das auf Coulomb zurückgehende Extremalprinzip. Es ist durchaus fraglich, ob

- ein bestimmter Typ von Gleitflächen tatsächlich auftritt,
- die Gleitflächen eine solche Lage einnehmen, daß die Sicherheit minimal wird,
- auf allen Gleitflächen $\tau = c + \sigma \tan \phi$ gilt.

Diese Annahmen folgen nicht allgemein aus Gleichungen, die den Übergang zum Grenzzustand beschreiben (Gudehus 1985). Nur Versuche können also den Anwendungsbereich bestätigen und begrenzen. Eine genaue Bestätigung ist die Ausnahme. Wenn dieselben Annahmen andernfalls trotzdem benützt werden, ist ihre Zuverlässigkeit schwer zu beurteilen: Exakte Vergleichslösungen fehlen, und die Abweichungen lassen sich nicht statistisch messen. In allgemeinerer Gestalt ist dies das Kernproblem von K. Poppers "Logik der Forschung".

Einfacher bewerten läßt sich das Spektrum möglicher Gleitflächen. Wenn Versuche für eine einzige Gleitebene sprechen, wird man deren ungünstigste Lage beim praktischen Nachweis nur ungefähr bestimmen. Es ist machbar und sinnvoll, den damit verbundenen Fehler durch ein $\Delta\beta$ auszudrücken und auf einen erlaubten Betrag zu begrenzen. Ebenso kann man bei zusammengesetzten Mechanismen vorgehen. Wenn der Typ vereinfacht wird (z.B. 2-Körper-Translation statt 3-Körper-Rotation), lassen sich die Abweichungen ebenfalls berechnen. Eine Bewertung durch $\Delta\beta$ ist aber schon fragwürdig, da der Fehler systematisch und nicht stochastisch ist.

An dieser Stelle ist eine Bemerkung zu Korrektur- (oder Modell-)faktoren angebracht. Nicht selten werden Abweichungen zwischen Theorie und Experiment durch einen empirischen Faktor in der Grenzzustandsgleichung erfaßt, der gelegentlich auch noch als stochastische Variable behandelt wird. Dem ist entgegenzuhalten, daß

- eine Theorie grundsätzlich nicht durch Korrekturen nach dem Experiment geheilt werden kann (Popper 1936);
- auch anders als mit einem globalen Faktor nachträgliche Übereinstimmung erzielt werden könnte;
- eine derartige Korrektur keineswegs stochastisch ist.

Von solchen Korrekturfaktoren wird daher abgeraten. Man sollte das β -Konzept (Abschn. 4) auf experimentell bestätigte Grenzzustandsgleichungen einschränken. Zur Korrektur eignen sich allenfalls baubegleitende Messungen (s. Abschn. 5.3).

Auf wahrhaft schwankenden Boden begeben wir uns mit statistischen Hypothesen. Der Einfachheit halber betrachten wir die übrigen Hypothesen als gesichert. Es wäre denkbar, die geologische Geschichte von Anfang an als stochastischen Prozeß nachzurechnen. Die geophysikalischen Einwirkungen wären aber weitgehend anzunehmen. Solche Gedankenexperimente können immerhin dabei helfen, sich auf geeignete Verteilungsfunktionen zu beschränken (wie sich beispielsweise begründen läßt, daß Korngrößenverteilungen bevorzugt log-normal sind).

Eine Begründung durch Versuchsserien scheidet einstweilen am Aufwand. Daher stehen hinter den Vorschlägen in Abschn. 3 nicht nur wissenschaftliche, sondern auch pragmatische Überlegungen:

- 1) Die summenbildenden Zufallsgrößen sind nicht völlig unabhängig, mit Normalverteilungen läßt sich aber besonders einfach arbeiten.
- 2) Mit der Varianzlänge wird absichtlich vereinfachend ein

fester Zusammenhang zwischen Autokorrelationslänge und Streuung auf dieser Länge postuliert, um wenigstens über die pauschale Vorgabe von Variationskoeffizienten hinauszukommen.

- 3) Der Bodenaufbau wird durch stochastisch homogene Schichten mit nichtstochastischen Grenzen dargestellt, weil sich diese Darstellung bewährt hat.

Wie zuverlässig diese Vereinfachungen je nach Anwendungsbereich sind, sollte zur Begründung normativer Festlegungen bekannt sein. Dazu einige Vorschläge:

- Zu 1: Es sind Fallgruppen abzugrenzen, bei denen - wie in Beispielen von Abschn. 2 - Summen unabhängiger Zufallsgrößen entscheidend sind.
- Zu 2: In Verbindung mit in-situ-Versuchen und baubegleitenden Messungen sollten genauere Baugrundprofile aufgenommen werden, um den vermuteten Zusammenhang einzugrenzen.
- Zu 3: Mit realistisch schwankenden Schichtgrenzen lassen sich Abweichungen $\Delta\beta$ berechnen. Aus mehreren solcher Beispiele und einem festzulegenden Höchstwert für $\Delta\beta$ ergeben sich Toleranzen für die Vereinfachung des Schichtenverlaufs.

Trotz alledem muß das sogenannte freie Ermessen (engineering judgment) des Baugrundexperten hinzukommen. Dieser Beitrag zum Sicherheitsnachweis ist als intuitive statistische Verarbeitung zu deuten, die nur in kleinen Schritten dem rationalen Kalkül weichen wird. Diese Evolution ist ganz natürlich (s. z.B. "Biologie der Erkenntnis" von R. Riedl).

5.2 Datengewinnung und -verarbeitung

Die Streuung der Daten wird beim β -Konzept (Abschn. 4) weitgehend erfaßt. Es genügt daher, auf mögliche statistische und deterministische Fehler kurz hinzuweisen. Hypothesenfehler seien vorübergehend beiseite gelassen.

Statistische Fehler entstehen durch die Auswahl und den Umfang der Stichproben. Mittelwerte und Streuungen sind daher subjektiv verfälscht. Mit statistischen Methoden lassen sich diese Fehler abschätzen und in $\Delta\beta$ umrechnen. Aus der Vorgabe von β -Toleranzen lassen sich also - zumindest grundsätzlich, wenn auch nicht eindeutig - Anforderungen an Stichprobenwahl und -umfang herleiten.

Deterministische Datenfehler können u.a. dadurch entstehen, daß

- Proben sich durch Entnahme, Transport und Lagerung verändern;
- Laborversuche andere Randbedingungen enthalten als für die Auswertung angenommen;
- indirekte Meßwerte (z.B. Sondierwiderstände) mit einer mechanisch falschen Theorie oder einer unzulänglichen Korrelationsbasis ausgewertet werden.

Solchen Fehlern ist mit einer Umrechnung in $\Delta\beta$ nicht beizukommen, aber auch kaum mit Korrekturfaktoren. Es gilt vielmehr, fehlerwirksame Versuchsmethoden zu vermeiden und unvermeidliche mechanische Effekte bei der Auswertung zu berücksichtigen (Beispiel: Verzweigung bei Triaxialversuchen).

Die Datenverarbeitung bringt weitere Fehler mit sich. Die in Abschn. 2.1 und 2.2 genannten Verfahren sind zwar mathematisch so einfach, daß an ihrer Logik nicht zu zweifeln ist (sonst wären Existenz, Eindeutigkeit und Konvergenz zu prüfen). Es bleiben aber Diskretisierungen, Rundungs- und Zeichnungsungenauigkeiten, die sich akkumulieren können. Sie sind zumindest teilweise stochastisch, so daß die Umrechnung auf $\Delta\beta$ Sinn hat.

5.3 Kontrollen, Korrekturen, Verantwortung

Wie die natürliche Evolution ist das Bemühen um die Standsicherheit ein nie endender Prozeß: Hypothesen werden durch bessere ersetzt, Daten korrigiert und ergänzt, Bauweisen dem beobachteten Verhalten angepaßt. Dabei kommt Kontrollen - im weitesten Sinne, d.h. von der Überwachung bis zur wissenschaftlichen Kritik - eine Schlüsselfunktion zu. Zu berücksichtigen sind auch menschliche Fehler auf allen Ebenen - von der Verwechslung bis zum Hypothesenirrtum. Kontrollen ohne mögliche Konsequenzen sind die Mühe nicht wert - also ist auch von Korrekturen zu sprechen. Schließlich sei auf die Verantwortung hingewiesen, wenn auch nur sehr kurz.

Kontrollen zum Zwecke der Standsicherheit beziehen sich auf Hypothesen, Datengewinnung, Datenverarbeitung und Bauausführung. Schwierigstes - und zweifellos nicht durch Vorschriften einzufangendes - Kontrollobjekt sind die Hypothesen. Hier gelten nur Logik und einwandfreie Beobachtungen. Praktische Einzelfälle nützen nur ausnahmsweise; um so wichtiger sind lückenlos nachvollziehbare Berichte über Schäden aus nichttrivialen Gründen.

Datengewinnung und -verarbeitung sind durch Vorschriften soweit geregelt, daß Kontrollen vor allem deren Einhaltung sicherstellen sollten. Es sei daran erinnert, daß menschliche Schwächen die Standsicherheit oft mehr als die Streuungen von Einwirkungen und Widerständen verringern. So ist durch Kontrollen dafür zu sorgen, daß

- die Bodenuntersuchungen nach Art und Umfang der Schwierigkeit und Bedeutung des Objekts angemessen sind, also nicht einfach an den Billigsten vergeben werden;
- nur technisch einwandfreie Geräte fachkundig eingesetzt werden;
- Daten nicht übersehen, verwechselt, vernichtet, verfälscht oder zurückgehalten werden;

- bei der Versuchsauswertung und der statischen Berechnung keine bekannten Mechanismen und Daten übersehen, verwechselt, verfälscht oder unlogisch verarbeitet werden.

Sehr wichtig ist daher eine klare Darstellung in allen Arbeitsanleitungen, Vorschriften, Protokollen, Berechnungen und Erläuterungen.

Auch Kontrollen bei der Bauausführung sind für die Sicherheit unerlässlich. So gehört zum Sicherheitsnachweis auch, daß

- unmißverständliche Baupläne und -erläuterungen richtig verstanden,
- Toleranzen der Abmessungen und Baustoffkennwerte eingehalten, und
- angetroffene Bodenverhältnisse protokolliert werden.

Eine Sonderstellung nimmt der Grundbau durch das zunehmende Gewicht der baubegleitenden Messungen ein. Sie sollen dazu beitragen, unvermeidbare Mängel der Hypothesen und Daten ad hoc aufzudecken. Ähnlich verhält es sich mit Probelastungen in situ. Von einer Auswertung im Sinne der modernen Sicherheitstheorie ist man noch weit entfernt; daran ändert sich so rasch nichts, denn

- der Datenumfang ist und bleibt statistisch unzulänglich;
- Daten- und Hypothesenfehler lassen sich selten kausal aufschlüsseln;
- ein unangekündigter Kollaps ist nicht auszuschließen, auch wenn er sich per definitionem mit keinem Auswertungsverfahren vorhersagen läßt.

Immerhin ist zu hoffen, daß mit guter Meßtechnik, rationaler Mechanik und nachvollziehbarer Erfahrung die Statistik auch hier als Orientierungshilfe dient.

Korrekturen können sich in allen Stufen aus den Kontrollen ergeben, womit die Zuverlässigkeit zunimmt. Eine knappe und keineswegs vollständige Auflistung möge genügen:

- Triviale (laut GruSiBau grobe) Fehler sind oft harmlos, wenn sie rasch entdeckt und korrigiert werden;
- es ist gerade im Grundbau keine Schande, einen neu entdeckten Mechanismus nachträglich bei Entwurf oder Ausführung zu berücksichtigen;
- erweist sich das Verhalten aufgrund baubegleitender Messungen schlechter als erwartet, sind Verstärkungen einzubauen, wozu ein erneuter Sicherheitsnachweis gehört;
- das nächste ähnliche Bauprojekt gelingt besser, wenn über nichttriviale Fehler und Korrekturen von früher klare Berichte vorliegen;
- solche Berichte eignen sich zwar selten zur Prüfung von Hypothesen, geben aber der Forschung unentbehrliche Anstöße.

Schließlich seien noch einige Bemerkungen zur Verantwortung gewagt. Jeder muß in einem gewissen Rahmen für seine Fehler aufkommen, also ggf. Korrekturen oder Schadenersatz leisten; andernfalls wäre es um die Standsicherheit schlecht bestellt. Klar sind Fälle schlichter oder grober Fahrlässigkeit, wenn es sich um offenkundige Verstöße gegen kodifizierte Regeln handelt. Wie aber steht es mit der Verantwortung, wenn die Anleitungen zum Standsicherheitsnachweis lückenhaft, widersprüchlich, unklar oder kaum zugänglich sind? Mit "Anleitungen" sind hier wissenschaftliche Publikationen, allgemeine und auf den Einzelfall bezogene Vorschriften gemeint.

Lücken in den Anleitungen sind grundsätzlich unvermeidbar und unschädlich, solange der Anwendungsbereich klar umrissen ist. Wenn der Anwender darüber hinausgeht, hat er dies zunächst selbst zu verantworten. Anders steht es mit in der Anleitung übersehenen Versagensmechanismen; sie fallen auf den Verfasser zurück, wenn sie in der Fachwelt ansonsten nachweislich bekannt sind. Stellen sich bislang nicht widerlegte Hypothesen als falsch heraus, ist allerdings kein einzelner zur Rechenschaft zu ziehen.

Widersprüche - zu einwandfreien Beobachtungen oder innerhalb eines Pakets von Anleitungen - entstehen durch zunehmenden Umfang und mangelnde Koordinierung. Eine befriedigende Lösung für dieses wachsende Problem ist noch nicht in Sicht. Der juristische Vorschlag, daß sich der Anwender von der Widerspruchsfreiheit zu überzeugen hat, ist jedenfalls nicht praktikabel. Immerhin bietet das neue Sicherheitskonzept ein einheitliches Ordnungsmuster, womit sich Widersprüche leichter vermeiden lassen.

Klarheit und Zugänglichkeit der Anleitungen lassen zunehmend zu wünschen übrig; auch darunter leidet die Sicherheit. Die Verantwortung dafür ist schwer zu fassen. Wenn nun neue Vorgaben für Sicherheitsnachweise im Grundbau entstehen, ist jedenfalls nicht zuletzt zu fordern, daß sie klar und leicht zugänglich sind.

6 Zur Normung

6.1 Rahmenrichtlinien

6.1.1 Vorbemerkungen

Rahmenrichtlinien für Standsicherheitsnachweise im Grundbau sind als Festschreibung und Spezialisierung der GruSiBau sowie als deutsches Gegenstück zum Euro-Code 7 zu verstehen. Die Vorschläge in diesem Abschnitt beziehen sich auf Inhalt und Gliederung, nicht auf Organisation und Terminplan der Rahmenrichtlinien. Welche Teile bis wann in eine GruSiBau für den Grundbau oder in Abschnitt 1 der neuen DIN 1054 kommen, bleibt also zunächst offen. Zur Begründung dient das β -Konzept, soweit dies sinnvoll erscheint.

Die Gliederung lehnt sich an diejenige der vorigen Abschnitte an. Am Anfang stehen somit die geometrischen, mechanischen und statistischen Hypothesen. Da nur solche Hypothesen in Vorschriften niederzulegen sind, die nicht über jeden Zweifel erhaben (wie etwa die Erhaltungssätze), aber praktisch unentbehrlich sind, ist ein Dilemma nicht zu vermeiden: Normenverfasser müssen etwas festlegen und dazu stehen, ohne es letztlich begründen zu können. Um so wichtiger ist es, den Geltungsbereich der Hypothesen vorsichtig abzugrenzen.

Genauer begründen lassen sich Vorschriften zur Datengewinnung und -verarbeitung. Zur Vorinformation gehörende Daten, die insbesondere Einwirkungen und Baugrundtypen betreffen, sind festzulegen oder zu übernehmen. Die dazu unerläßliche Klasseneinteilung bleibt zwangsläufig willkürlich. Toleranzen für die Datengewinnung und -verarbeitung ergeben sich aus Schranken für den Sicherheitsindex. So lassen sich auch einfachere Fälle abgrenzen, in denen konstante Teilsicherheitsfaktoren genügen. Die Darstellung der Sicherheitsnachweise ist ebenfalls zu behandeln.

Kontrollen - im weiten Sinne von Abschn. 5.3 - sind schwer zu begründen, soweit sie wissenschaftliche Hypothesen berühren. Was den trivialen, d.h. unzweifelhaft geregelten Ablauf betrifft (trivium bezeichnete im Mittelalter drei festgelegte Ausbildungswege), genügen wenige Hinweise. Regeln für Sicherheitsnachweise aufgrund baubegleitender Messungen zeichnen sich nur in ersten Umrissen ab.

Eng mit Erdstatik und Kontrollen verknüpft sind Modellversuche und Probelastungen. Beim Bemühen, auch diesen Bereich zu regeln, zeigt sich wieder deutlich, daß Sicherheitsnachweise nicht in unabhängige Teilschritte zerfallen dürfen: Gerade Sicherheitsrichtlinien müssen nicht nur klar gegliedert sein, sondern die Zusammenhänge immer wieder herausstellen.

6.1.2 Hypothesen

Geometrische Hypothesen vereinfachen die Grenzen statistisch homogen angenommener Boden- und Bauwerksbereiche. Enthalten ist die Reduktion auf ebene Probleme. Dafür lassen sich empirische und pragmatische Gründe anführen. Toleranzen und Anwendungsgrenzen lassen sich allerdings schwer präzisieren. Auf die Verknüpfung mit mechanischen und statistischen Hypothesen ist zu achten.

Schicht- und Bauteilgrenzen sind gemeinsam festzulegen: Je größer ein monolithisch wirkendes Bauteil, desto größer die Schichteinteilung. Dies ist zulässig, solange durch räumliche Mittelwertbildung (s. Abschn. 2.1 und 3.1) für relevante Mechanismen der Sicherheitsindex β (s. Abschn. 4) um nicht mehr als ein festzulegendes $\Delta\beta$ verfälscht ist.

Die übrigen Hypothesen voraussetzend, lassen sich die mit einem $\Delta\beta$ verbundenen Anwendungsgrenzen durch Vergleichsrechnungen hinreichend festlegen. So ist es möglich, sogenannte Regelfälle abzugrenzen: vereinfachte Bauwerksquerschnitte, Lastverteilungen und ebene Schichtgrenzen, die sich senkrecht zur

Bildebene nicht ändern. Darüber hinaus sind - nach "freiem Ermessen", also ohne $\Delta\beta$ - diejenigen Sonderfälle abzugrenzen, bei denen

- dünne Schwächezonen den Mechanismus festlegen, oder
- Mechanismen mit gedungenen Bauwerken sich nicht auf ebene Probleme reduzieren lassen, oder
- lokales Versagen zu globalem anwachsen kann ("progressiver Bruch").

Mechanische Hypothesen lassen sich entsprechend Abschn. 2 und 5 abgrenzen. Sogenannte Regelfälle wird man zweckmäßig dadurch kennzeichnen, daß bei ihnen

- die für den Nachweis angenommenen Mechanismen durch Versuche belegt sind,
- Boden- und Bauteilwiderstände genügend genau duktil angenommen werden dürfen.

Da $\Delta\beta$ sich als Toleranzmaß hierfür kaum eignet, ist "freies Ermessen" unumgänglich. Auch die Abgrenzung durch Auflistung von Fällen und Kriterien wird nicht scharf sein können. Sonderfälle lassen sich in Anlehnung an Abschn. 2.3 auflisten, aber vorerst kaum genauer regeln.

Mit statistischen Hypothesen werden sich Regelverfasser schwer tun, da sie nicht vertraut und durch Versuche kaum zu belegen sind. Es ist aber auch insoweit unumgänglich, Regelfälle abzugrenzen. Dazu dienen die Vorschläge in Abschn. 3. Der Anwendungsbereich dürfte sich nur unscharf durch eine Liste von Fällen und Kriterien umreißen lassen, wobei "freies Ermessen" weiter hilft als $\Delta\beta$.

Regeln für räumliche Mittelwerte verknüpfen offenbar geometrische, mechanische und statistische Hypothesen. Sie richten sich nach Größe und Steifigkeit des Bauwerks, relevanten Mechanismen und Bodenklassen. Zur Abgrenzung dienen Vergleichsberechnungen mit $\Delta\beta$, "freies Ermessen" muß aber hinzukommen.

6.1.3 Datengewinnung und -verarbeitung

Man unterscheidet bei der Gewinnung zweckmäßig zwischen Daten, die

- von früheren vergleichbaren Fällen stammen (Vorinformationen),
- für das Projekt gewonnen werden (Projektdaten),
- die Anforderungen der physischen und sozialen Umgebung kennzeichnen (Umfelddaten).

Eine Einteilung in Klassen ist dafür praktisch unumgänglich, aber wissenschaftlich kaum zu begründen.

Vorinformationen über Einwirkungen und Widerstände festzulegen, gehört zu den Hauptaufgaben der Normverfasser. Bei Einwirkungen und Bauteilwiderständen ist auf die Verträglichkeit mit anderen Fachbereichen zu achten: Massivbau, Stahlbau, Wasserbau usw. Regelfälle sind dadurch zu definieren, daß und inwieweit Wechselwirkungen vernachlässigt werden dürfen (z.B. beim Erd- druck). Abschnitt 3.2 und 3.3 folgend sei darauf hingewiesen, daß die heutigen Normen insoweit noch nicht verträglich sind.

Was die Bodenwiderstände betrifft, sollten die in Abschn. 3.1 vorgestellten Varianzlängen aufgrund von Musterbeispielen probe- und klassenweise festgelegt werden. So lassen sich auch Sonderfälle abgrenzen, bei denen feste Varianzlängen sinnlos sind, und einfache Fälle, bei denen feste Variationskoeffizienten genügen.

Die Vorschriften zur Gewinnung von Projektdaten konzentrieren sich bisher zu sehr auf Entnahme- und Versuchsgeräte sowie deren Bedienung. Für die Standsicherheit mindestens ebenso wichtig sind Vorgaben über Stichprobenwahl und -umfang, Versuchsauswertung und Darstellung. Dazu einige Vorschläge:

- Lage und Umfang der Stichproben sind nicht allein durch eine β -Toleranz zu regeln, aber auch nicht ganz dem freien Ermessen zu überlassen. Die Wahl sollte in den Projektunterlagen durch Vorinformationen, relevante Mechanismen und Schadensfolgen sowie in Frage kommende Bauweisen begründet werden.

- Bei der Versuchsauswertung sind die verwendeten mechanischen Hypothesen zu nennen, damit man ihre Tragweite feststellen kann. Mittelwerte und Streuungen sind so darzulegen und zu kommentieren, daß versteckte Risiken oder Reserven vermieden werden. Dazu sind mögliche Bauweisen und Mechanismen anzuführen. Die Darstellung der Rohdaten ist davon scharf zu trennen.

Zu den Umfelddaten gehören die nach Gefahrenklassen abgestuften Mindestwerte des Sicherheitsindex. Die Tabellenwerte der GruSiBau wird man für gut überwachte Bauvorgänge abmindern können, sofern die physische Umgebung unempfindlich ist. Die seitlichen Auswirkungen durch Bodenaushub, Grundwasserabsenkung und Erschütterungen erfordern Toleranzgrenzen für Entwurf und Überwachung; dazu sind typische Fälle aufzulisten.

Nun zur Datenverarbeitung beim Nachweis im engeren Sinne von Abschn. 4. Aus den Rahmenrichtlinien sollte hervorgehen,

- wann der Nachweis nach Stufe I, II oder III der GruSiBau angebracht ist;
- welche Fehlertoleranzen dabei einzuhalten sind;
- was in der Darstellung nicht fehlen darf.

Dazu nun einige Vorschläge.

Die Wahl der Nachweisstufe läßt sich durch β -Toleranzen untermauern. Pragmatismus muß und darf hinzukommen, da die Nachweise so einfach wie vertretbar bleiben sollen und die benutzten Hypothesen und Daten nie ganz zuverlässig sind (s. Abschn. 5.1 und 5.2).

Eine Reihe besonders einfacher Regelfälle wird sich der Stufe I zuordnen, d.h. mit konstanten Teilsicherheitsfaktoren behandeln lassen. Diese Gruppe sollte sich zweckmäßig mit der Geotechnischen Kategorie I - gemäß Eurocode 7 und DIN 4020 - überdecken. Zur Begründung und Abgrenzung dienen Vergleichsrechnungen mit zur Vorinformation passenden Daten. Der Preis für die Vereinfachung sind sehr vorsichtige Mindestwerte für

β , was in der Mehrzahl der Fälle eine Überdimensionierung bedeutet. Dagegen ist nichts zu sagen, wenn der Mehraufwand bei der Ausführung geringer als die Einsparung beim Sicherheitsnachweis ist.

Häufiger als in anderen Baubereichen dürfte im Grundbau Stufe II, also der β -Nachweis angebracht sein. Eine Zuordnung zur Geotechnischen Kategorie II liegt nahe, bedarf aber noch der Prüfung. Wie aus Abschn. 4 hervorgeht, ist nach einiger Gewöhnung der Nachweis kaum aufwendiger als nach Stufe I. Diesem geringen Preis stehen einige Vorteile gegenüber:

- Die Anwender erkennen durch die bessere Differenzierung deutlicher, wie sich die Risiken verteilen;
- da β ein korrektes und nahezu universelles Sicherheitsmaß ist, läßt sich der Aufwand - von der Datengewinnung bis zur Ausführung - damit ausgewogen verteilen;
- da die mit Entwurfsvarianten verbundenen Risiken genauer als nach Stufe I vergleichbar sind, schälen sich kostengünstige Lösungen auch eher heraus.

Selbstverständlich bedarf es nun einer ganzen Reihe von Demonstrationsbeispielen.

In gewissen schwierigen Sonderfällen ist Stufe III erforderlich, also eine direkte Abschätzung der Versagenswahrscheinlichkeit. Gerade im Grundbau kommt es dabei weniger auf die mathematische Verarbeitung als auf die sorgfältige Prüfung der Hypothesen und Daten an. Hierhin gehören Versuche und baubegleitende Messungen, vorerst seltener numerische Modellberechnungen (s. Abschn. 6.1.4).

Fehlertoleranzen bei der Datenverarbeitung lassen sich aus β -Toleranzen herleiten. Es gilt, Werte für $\Delta\beta$ so festzulegen, daß

- die nötige Variation von Mechanismen nicht auf die Spitze getrieben, aber auch nicht zu früh abgebrochen wird;
- Rundungs- oder Zeichnungsfehler sich nicht zu sehr akkumulieren.

Auch dazu bedarf es einiger Vergleichsberechnungen.

Die Darstellung des Sicherheitsnachweises muß selbstverständlich übersichtlich und lückenlos nachvollziehbar sein. Nicht fehlen dürfen Hinweise darüber, woher die verwendeten Hypothesen und Daten stammen. Auch Begründungen für ad hoc vorgenommene Vereinfachungen gehören dazu. Schließlich ist darzulegen, wie bei Änderungen des Entwurfs beim Bauablauf vorzugehen ist und wann sie geotechnisch unumgänglich sind.

6.1.4 Kontrollen und Versuche

Mehrere Kontrollen sind trivial, so daß sie in einer Rahmenrichtlinie nur aufzulisten sind; sie beziehen sich u.a. auf

- Gelände- und Laborarbeiten zur Datengewinnung,
- Versuchsauswertung und Erdstatik,
- Bauausführung und -nutzung.

Schwieriger zu regeln sind andere Kontrollen und Versuche, auf die wir nun eingehen wollen:

- Überprüfung von Hypothesen,
- numerische Simulation,
- Modellversuche,
- Probelastungen und
- baubegleitende Messungen.

So zeigt sich noch einmal, wie komplex Sicherheitsnachweise eigentlich sind.

Hypothesen wird man im Einzelfall nur ausnahmsweise überprüfen (vgl. Abschn. 5.1 und 6.1.2). Anlaß dazu können die folgenden Kontrollen geben.

Durch numerische Simulation - vorzugsweise mit finiten Elementen - lassen sich Grenzzustandsgleichungen grundsätzlich verbessern. Da sich vielerlei Fehler einschleichen können, sollte man solche Verfahren aber nur zulassen, wenn

- die benutzten Stoffgesetze experimentell und numerisch abgesichert sind,
- die Stoffkennwerte aus einwandfreien Versuchen stammen,
- Diskretisierungs- und Rundungsfehler nachweisbar genügend beschränkt bleiben,
- Anfangs- und Randbedingungen der Realität entsprechen,
- das Verfahren durch Modell- oder Großversuche belegt ist.

Diese Bedingungen sind heute noch selten erfüllt.

Die Vorgaben zu Probebelastungen müssen über Durchführung und Protokoll hinausgehen, damit der größere Zusammenhang gewahrt bleibt. Je gleichmäßiger der Prüfkörper ist, desto mehr tragen Einbau und Tragverhalten zur Bodenuntersuchung bei und sind auch so auszuwerten. Lage und Anzahl richten sich nach der Vorinformation und wirken sich auf die Sicherheitszuschläge aus (s. Abschn. 3.2). Es ist sinnvollerweise zu fordern, daß

- die Wahl der Lage durch den bis dato bekannten Schichtverlauf begründet wird,
- die Anzahl in angemessener Relation zu derjenigen früherer Probebelastungen steht,
- die Varianzlängen bei der Auswertung berücksichtigt werden,
- die sicheren Bemessungswerte daraus nachvollziehbar ermittelt werden.

Dies ist ohne freies Ermessen nicht möglich, so daß auch die Verantwortung dafür zu regeln ist.

Baubegleitende Messungen lassen sich am schwersten regeln, da sie sämtliche Komponenten des Standsicherheitsnachweises betreffen können. Es wäre schon ein Fortschritt, wenn zumindest gefordert würde, daß

- die Wahl der Art, Lage und Abfragefolge der Meßgeber nachvollziehbar begründet wird,
- die Rohdaten sofort übersichtlich grafisch dargestellt und so weitergegeben werden,
- die Meßberichte nachvollziehbar in Sicherheitsaussagen und Baumaßnahmen umgesetzt werden.

Derartige Regeln sind mit realistischen Beispielen zu erproben und zu verbessern.

6.2 Einzelne Normen

Aus den Rahmenrichtlinien werden sich Änderungen für alle diejenigen Normen (und Empfehlungen) ergeben, die Standsicherheitsnachweise betreffen. Es genügt vorerst, hier darauf kurz hinzuweisen, da sich viele Einzelheiten noch ergeben oder ändern werden.

Bodenuntersuchungen sind im Entwurf der neuen DIN 4020 umfassend geregelt. Es gilt nun, diesen Entwurf mit den sich abzeichnenden Rahmenrichtlinien abzustimmen. Die Prüfnormen für Geräte kann man unbedenklich ausklammern. Zu überarbeiten sind aber diejenigen Passagen in den Berechnungsnormen, die sich auf Baugrunddaten beziehen.

Einwirkungen werden sich ebenfalls einheitlicher und kürzer regeln lassen. Die DIN 1055 wird sich insgesamt durch die GruSiBau ändern, und der den Boden betreffende Teil 2 ist nicht auszunehmen. Insbesondere ist klarer zu regeln, wann Erd- und Sohldrücke als Einwirkungen oder Widerstände anzusehen sind. Entsprechende Passagen in den Berechnungsnormen können deshalb nicht unverändert bleiben. Angaben über Grundwasser und offenes Wasser sind mit dem dafür zuständigen Fachbereich abzustimmen.

Berechnungsverfahren sind in mehreren Normen betroffen: DIN 1054, 4014, 4017, 4026, 4084, 4085. Im Sinne des Siebke-Konzepts können die Rahmenrichtlinien zunächst zur Begründung beitragen. Den Hauptbeitrag werden Sicherheitszu- und -abschläge und die Einordnung in die Stufen I, II oder III bilden. Toleranzen für die Berechnungsverfahren sollten hinzukommen.

Kontrollen sind an verschiedenen Stellen in den Untersuchungs-

Berechnungs- und Ausführungsnormen angesprochen. Die Rahmenrichtlinien können dazu beitragen, daß solche Angaben vertäglich und ausgewogen sind. Bezüglich der baubegleitenden Messungen ist allerdings Zurückhaltung angebracht, da die Zusammenhänge erst noch besser aufzuklären sind.