

Lehrstuhl und Prüfam
für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik
der Technischen Universität München

Schriftenreihe
Heft 18

**Probabilistische Standsicherheitsanalyse
für tetraedrische Felskeile**

von
Ulrich Trunk

München, 1993

Herausgegeben von Univ.-Prof. Dr.-Ing. R. Floss
Ordinarius für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik

Lehrstuhl und Prüfam
für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik
der Technischen Universität München

Probabilistische Standsicherheitsanalyse für tetraedrische Felskeile

Ulrich Trunk

Vollständiger Abdruck der von der Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen der Technischen Universität München zur Erlangung des akademischen Grades eines

Doktor-Ingenieurs

genehmigten Dissertation

Vorsitzender : Univ.-Prof. Dr.-Ing. H.-J. Bösch

Prüfer der Dissertation:

1. Univ.-Prof. Dr.-Ing. R. Floss
2. Univ.-Prof. Dr.-Ing. K. W. John, Ruhr Universität Bochum

Die Dissertation wurde am 24.11.1992 bei der Technischen Universität München eingereicht und durch die Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen am 16.02.1993 angenommen.

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand im Zusammenhang mit einem von der DFG dankenswerterweise unterstützten Forschungsprojekt zum Thema "Große Felshohlraumbauten". Dabei sollte vor allem der Einfluß der Unsicherheit bzw. Streuung felsmechanischer Parameter auf die Standsicherheit untersucht und quantifiziert werden. Hierzu wurde das Modell des tetraedrischen Gleitkeils gewählt. Die Zuverlässigkeit des Keils wird in Abhängigkeit der streuenden felsmechanischen Parameter bestimmt.

Dem Ordinarius für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik, Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. R. Floss danke ich für die Unterstützung und stete Förderung der Arbeit. Ferner darf ich ihm für die Übernahme des Hauptreferats und die Bereitschaft, diese Arbeit im Rahmen der Schriftenreihe zu veröffentlichen, danken.

Bei Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. K. W. John möchte ich mich für die Übernahme des Koreferats und für die zahlreichen Anregungen und Ermutigungen bedanken.

Herrn Dr.-Ing. Klaus Hönisch danke ich für viele Diskussionen, tatkräftige Unterstützung und seine unermüdliche Gesprächsbereitschaft im Rahmen des gemeinsamen Forschungsprojekts und der vorliegenden Arbeit. Dem Referat Wasserkraft von Lahmeyer International, Frankfurt, und seinen Geotechnikern, besonders Herrn Dr. H. J. Scheibe, darf ich für die gute und unkomplizierte Kooperation meinen Dank aussprechen.

Herr Dr.-Ing. St. Gollwitzer hat die Verbindung von Felsmechanik und Probabilistik tatkräftig unterstützt.

Herzlich bedanken möchte ich mich auch bei meinen Kolleginnen und Kollegen am Lehrstuhl und Prüfamt für ihre Unterstützung und Geduld. Frau Dipl. Geol. Gabriele Hönisch danke ich für ihre gründlichen Auswertungen der Kartierungen.

Mein besonderer Dank gilt meiner Familie, der großen wie der kleinen, und vor allem meiner Frau Elisabeth, die die Arbeit mit Tatkraft und langem Atem unterstützt hat.

München, im Mai 1993

Ulrich Trunk

Kurzfassung

Die Standsicherheit von Felskeilen wird durch streuende Parameter bestimmt. Die Streuung der Parameter wird in deterministischen Berechnungen durch die Verwendung abgeminderter oder veränderter Mittelwerte berücksichtigt, wobei Sicherheitsbeiwerte für verschiedene Parameterkombinationen berechnet werden. Die Zuverlässigkeit und Versagenswahrscheinlichkeit können in dieser Weise jedoch nicht ermittelt werden. Die Probabilistik ermöglicht die Ermittlung der Zuverlässigkeit von Systemen in Abhängigkeit streuender und konstanter Parameter.

Der tetraedrische Keil wird häufig für die Berechnung von Felsböschungen und hohen Wänden von Untertagebauwerken verwendet. Als Starrkörpermethode liefern diese Berechnungen nur Aussagen über den Grenzzustand, nicht jedoch über den Gebrauchszustand. Notwendige Vereinfachungen und Anwendungsgrenzen des Modells beeinflussen sowohl die Ergebnisse für deterministischen Standsicherheitsfaktoren wie für Zuverlässigkeiten oder Versagenswahrscheinlichkeiten.

In einem ersten Schritt wird nur das Versagen infolge Gleiten berücksichtigt, das Versagen infolge Drehung oder Kippen hingegen nicht. Für die tetraedrischen Keile werden die folgenden Größen als Zufallsvariable modelliert, die mittels ihrer Verteilungsfunktionen und den zugehörigen Parametern, wie Mittelwert und Standardabweichung, beschrieben werden:

- Raumstellung,
- Ausbißlängen und
- Scherfestigkeit

der beiden Trennflächenscharen, die den Keil bilden.

Somit enthält das Modell zehn Basisvariable:

- 2 x 2 Richtungsdaten Fallrichtung und Fallwinkel
- 2 x 2 Scherparameter für die Trennflächen
- 2 x 1 Ausbißlängen

Gestalt und Größe des möglichen Gleitkeils werden durch die Trennflächenorientierung und die Ausbißlängen bestimmt. Da bisher eingehende Erkundungs- und Forschungsergebnisse über die Streuung der Scherfestigkeit innerhalb einer Trennfläche nicht veröffentlicht sind, wird nur die Streuung des Mittelwerts der gesamten Trennfläche berücksichtigt. Auch aus diesem Grund werden die relativ einfach anzuwendenden Scherfestigkeitskriterien von Mohr-Coulomb und Barton-Bandis verwendet.

Aufgrund seiner vergleichsweise geringen Streuung wird das spezifische Gewicht von Fels als deterministische Größe angegeben. Da eingehendere Untersuchungen fehlen, werden Lasten aus Wasserdruck und Erdbeben zunächst ebenfalls als deterministische Größen eingeführt. Der Einfluß auf die Zuverlässigkeit und die Bedeutung der Parameter wird durch die Variation der Lastgrößen bestimmt.

Für die Berechnung der Zuverlässigkeit wird die Zuverlässigkeitstheorie erster und zweiter Ordnung verwendet. Besonders für kleine Versagenswahrscheinlichkeiten ist dieses asymptotische

tischen Verfahren besonders geeignet. Es setzt jedoch eine stetige und zweimal differenzierbare Formulierung der Grenzzustands voraus. Mit Hilfe dieser schnellen und einfach anzuwendenden Methode können neben der Versagenswahrscheinlichkeit auch die Gewichte und Sensitivitäten der einzelnen Parameter und Variablen quantifiziert werden.

Der Einfluß der geometrischen Felsparameter Trennflächenorientierung und Ausbißlänge ist vorherrschend. Somit kann eine genauere Erkundung dieser Parameter zu einem besseren und wirtschaftlicheren Entwurf führen.

Aufgrund des starken Einflusses der geometrischen Parameter weisen die Partialsicherheiten der Basisvariablen bei konstantem Sicherheitsniveau eine große Streuung auf. Aus diesem Grund kann die Verwendung von Partialsicherheitsfaktoren für das vorgestellte Keilmodell nicht empfohlen werden.

Summary

The stability of rock wedges is influenced by random rock parameters. In deterministic stability analysis, the dispersion of parameters is taken into consideration by using reduced or modified mean values and calculating the safety factor for different combinations of parameters. However it is not possible to calculate the probability of failure or the reliability in this way. With probabilistic methods, it is possible to evaluate the reliability of systems depending on random and fixed parameters and quantify the influence of deterministic and random parameters on the reliability.

Sliding of tetrahedral rock wedges is a model often used for the design of rock slopes and walls of underground openings. As a rigid block method, this gives only information about the ultimate limit state and not about the serviceability limit state. Simplifications of the model influence the results for the deterministic safety factor as well as for the reliability or probability of failure.

In the first step, only failure by sliding is calculated. The failure by rotation and toppling of wedges is not considered. The model determines the parameters that must be described in the stochastic model by means of distribution functions and their parameters like mean value and standard deviation.

For tetrahedral rock wedges the following parameters are modeled as random parameters:

- the orientation,
- the trace lengths and
- the shear strength

of the two discontinuities forming the wedge.

Thus, the model contains 10 basic random variables:

- 2 x 2 for orientation
- 2 x 2 for shear strength
- 2 x 1 for trace length

The shape and size of wedges bound to slide are determined by the orientations and the trace lengths of both discontinuities.

Detailed investigation or research results about the dispersion of shear strength within a single discontinuity are not published. Thus, only the dispersion of the mean value of shear strength is modeled without adding the dispersion within the discontinuity area. Therefore only the relatively simple shear strength criterions of Mohr-Coulomb and Barton-Bandis are used to describe the shear strength.

Because of the small scatter the specific weight is modeled as an deterministic parameter. The support by shotcrete and anchors is modeled as a deterministic load on the wedge face also.

Due to the lack of detailed informations water pressure and earthquake loads are modeled in a first step as deterministic parameters. The influence on the probability of failure and the importance measures of the parameters is determined by variations of the loads.

For the probabilistic analysis for sliding of tetrahedral rock wedges the First and Second Order Reliability method is used. Especially for small probabilities of failure these asymptotic methods are suitable. The restriction is that the limit state function must be continuous and at least twice differentiable. With this quick and easy to handle analysing method beneath the probabilities of failure the importance measures and the sensitivities of the basic random variables and the deterministic parameters can be quantified.

The influence of the geometric rock mass parameters orientation and trace length is predominant. Thus, a better investigation for these parameters could lead to a better and more economic design of slopes and walls of underground openings. Because of the great influence of the geometric parameters the values for partial safety factors shows a wide scatter for constant safety levels. Thus, the use of partial safety factors for wedge analysis is not recommended.

GLIEDERUNG

1. Einleitung

2. Übersicht Keilberechnung und Probabilistik

2.1. Deterministische Berechnungsalgorithmen für die Berechnung der Standsicherheit tetraedrischer Felskeile	3
2.1.1. Allgemeines	3
2.1.2. Lagenkugelverfahren	3
2.1.3. Verfahren mit Hilfe der Vektorrechnung	3
2.2. Ansätze zur Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit	6
2.2.1. Vergleich der Berechnungsweisen bei deterministischen und probabilistischen Berechnungen	6
2.2.2. Punktschätzungsmethode	7
2.2.3. Monte Carlo-Simulation:	8
2.2.4. Zuverlässigkeitstheorie 1. und 2. Ordnung - First und Second Order Reliability Method (FORM und SORM):	9

3. Parameter des Keilmodells und deren Verteilungen

3.1. Allgemeines	14
3.2. Geometrische Größen	14
3.2.1. Orientierung der Trennflächen	15
3.2.2. Trennflächenintensität und Trennflächenabstand	21
3.2.3. Ausbißlängen	25
3.2.4. Trennflächengröße	29
3.2.5. Klüftigkeitsindex i_c	32
3.3. Modelle für Trennflächensysteme	33
3.4. Scherfestigkeit von Trennflächen	36
3.4.1. Trennflächentypen und Bestimmung der Scherfestigkeit	36
3.4.2. Bruchkriterien für Trennflächen	38
3.4.3. Maßstabeffekte bei der Scherfestigkeit von Trennflächen	45
3.4.4. Einfache Ansätze zur Berücksichtigung von Materialbrücken und Durchtrennungsgrad	50

4. Bestimmung der Verteilungsparameter

4.1. Generelles Vorgehen	53
4.1.1. Auswertung vorhandener Kartierungen und Versuchsergebnisse	53
4.1.2. Auswerteverfahren	54
4.1.3. Notwendige Schätzungen von Verteilungsparametern	54
4.1.4. Einbeziehung von Erfahrung	55
4.2. Ergebnisse für einzelne Parameter	55
4.2.1. Übersicht	55
4.2.2. Trennflächenabstände	55
4.2.3. Ausbißlängen	56
4.2.4. Ausbißflächen	58
4.2.5. Scherparameter	59
4.2.6. Schmidt-Hammer Versuche	60
4.2.7. Bewertung der Ergebnisse	60

5. Weiterentwicklung des Keilalgorithmus für die Anwendung der Zuverlässigkeitstheorie

5.1. Begründung	61
5.2. Berechnung der Grenzzustandsfunktion bei geometrisch nicht möglichen Keilen - mögliche Übergänge	61
5.2.1. Gründe für Unstetigkeiten	61
5.2.2. Ansätze für stetige Formulierungen	62
5.2.3. Übergang Typ 1 : Verschneidung parallel zur Böschung	63
5.2.4. Übergang Typ 2 : flache Verschneidung	63
5.2.5. Übergang Typ 3 : "Überkippen" einer Trennfläche	68
5.3. Formulierung der sogenannten Bestrafungsfunktion	68
5.3.1. Notwendigkeit und Anforderungen	68
5.3.2. Bestimmung der Bestrafungsfunktion	70
5.4. Abminderung der Kohäsion	72
5.5. Wechsel des Gleitmodus	73
5.5.1. Verwendung der Verteilungsfunktion $\Phi(x)$ der Standardnormalverteilung beim Wechsel des Gleitmodus	73
5.5.2. Übergang von Gleiten auf einer Trennfläche zu Gleiten auf beiden Trennflächen	75

5.5.3. Nahezu böschungparallele Trennflächen	78
5.6. Berücksichtigung äußerer Lasten	78
6. Belastung und Größe des Keils	
6.1. Lasten	79
6.1.1. Eigengewicht	79
6.1.2. Ausbauwiderstand	79
6.1.3. Wasserdruck	79
6.1.4. Erdbebenbelastung	81
6.2. Berechnung der Keilhöhe	82
6.2.1. Allgemeines	82
6.2.2. Bestimmung der Keilhöhe unabhängig von den Ausbißlängen	82
6.2.3. Berechnung der Keilhöhe aus den Ausbißlängen	83
7. Berechnung des Sicherheitsindex β und der Versagenswahrscheinlichkeit	
7.1. Erforderliches Sicherheitsniveau für Felskeile	87
7.2. Korrelationen zwischen einzelnen Parametern	90
7.3. Mittelwertunsicherheit für die gesamte Trennfläche	90
7.4. Einführendes Beispiel	91
7.4.1. Geometrie und Kennwerte	91
7.4.2. Ergebnisse	92
7.5. Parametervariationen	97
7.5.1. Ziel der Parametervariationen	97
7.5.2. Umfang der Parametervariationen	98
7.5.3. Hinweise zum Konvergenzverhalten	99
7.5.4. Ergebnisse	99
7.6. Ermittlung der Partialsicherheitsfaktoren	104
7.6.1. Definition und Begründung	104
7.6.2. Bandbreite der Partialsicherheitsfaktoren	104
7.6.3. Folgerungen	108
7.7. Einfluß äußerer Lasten auf den Sicherheitsindex β	109
7.7.1. Umfang der Untersuchungen	109

7.7.2. Ausbauwiderstand und Wasserdruck	109
7.7.3. Erdbebenbelastung	113
7.8. Einfluß der Modellannahmen auf den Sicherheitsindex β	115
7.8.1. Verteilungsfunktion für die Ausbißlänge	115
7.8.2. Bruchkriterium und Verteilungsfunktionen für die Scherparameter	116
7.8.3. Orientierung: anisotrope und isotrope Verteilungen	120
7.9. Beispiele ausgeführter Böschungen	121
7.9.1. Schachtwände des Pumpspeicherwerks Koepchenwerk	121
7.9.2. Kraftwerksböschung Marsyangdi HEPP, Nepal	123
8. Folgerungen und Ausblick	
8.1. Folgerungen für die Ermittlung felsmechanischer Parameter	127
8.2. Ungeklärte Probleme bei der Keilanalyse	128
8.3. Weitere Entwicklungen	128
8.4. Verwendung der Probabilistik im Entwurfsprozeß	130
9. Zusammenfassung	131
10. Literaturverzeichnis	136
Anhang	144

1. Einleitung

Die Streuung felsmechanischer Parameter wird beim Entwurf von Hohlraumbauten und Böschungen dadurch berücksichtigt, daß vorsichtig abgeschätzte bzw. abgeminderte Parameterwerte verwendet werden. Dieses Vorgehen kann jedoch zu einem sehr konservativen und somit unwirtschaftlichen Entwurf führen, wenn gleichzeitig für alle Parameter ungünstige Werte angesetzt werden. Bei den Trennflächenrichtungen kann aufgrund der räumlichen Streuung ein von der jeweiligen Keilgeometrie unabhängiger Sicherheitsfaktor nicht angegeben werden, da je nach Geometrie flachere bzw. steilere Trennflächen ungünstiger für die Standsicherheit sind.

Der Umfang der Erkundungsarbeiten wird durch das verfügbare Budget, Zeitvorgaben, die Konkurrenzsituation der Planungsanbieter bei der Angebotserstellung und die örtlichen Möglichkeiten (Infrastruktur, Topographie, Entwicklungsstand des Landes etc.) beeinflusst. Demgegenüber stehen Anforderungen von Seiten des Entwurfs an zuverlässige felsmechanische Daten und eine ausreichende Kenntnis der Streuungen im Gebirge (JOHN, 1988; HÖNISCH, 1993). Ein wirtschaftlicher Entwurf erfordert eine Dimensionierung der Hohlräume und Böschungen und der notwendigen Sicherungen auf der Grundlage der Erkundungsergebnisse. Aufgrund enger Zeitpläne und der komplexen Finanzierungsstruktur vieler Projekte sind u.U. weitere Einschränkungen bei der Parameterbestimmung zu akzeptieren. Hinzu kommt, daß auch mit aufwendigen und umfangreichen Versuchsreihen viele Parameter nicht volumen-deckend bestimmt werden können, d.h. ihre Bestimmungsdichte bleibt gering. In-situ Versuche werden häufig an den besonders kritischen Stellen durchgeführt. Es interessiert dabei meist nicht der repräsentative Mittelwert, sondern die in der Planung zu berücksichtigenden Mindestwerte oder charakteristische Werte für bestimmte Parameter, z.B. für den E-Modul oder die Trennflächenfestigkeit (v. SOOS, 1990). Es erfolgen vorsichtige Abschätzungen der untersuchten Gebirgsparameter. Aufgrund dieser Beschränkungen ist die Wahl der anzusetzenden Parameterwerte - Mittelwerte, untere oder obere Fraktile - für rechnerische Untersuchungen von Felsbauwerken Gegenstand umfangreicher Erörterungen, da die Auftretenswahrscheinlichkeit ungünstiger Parameterkombinationen mit deterministischen Berechnungen nicht quantifiziert werden kann.

Mit Hilfe der probabilistischen Analyse der Standsicherheit tetraedrischer Gleitkeile soll untersucht werden, welchen Einfluß die einzelnen Parameter und ihre Streuungen auf das Sicherheitsniveau und somit den Entwurf besitzen. Daraus sollen Hinweise abgeleitet werden, wie bei vergleichbarem Aufwand bessere Erkundungsergebnisse zu erzielen sind. Hierzu wird die Zuverlässigkeitstheorie erster und zweiter Ordnung verwendet. Dies erfordert die Formulierung einer stetigen Grenzzustandsfunktion für den Gleitkeil, die auf der Basis deterministischer Verfahren entwickelt wird.

In der vorliegenden Arbeit werden ausschließlich tetraedrische Gleitkeile behandelt. Keilformen mit mehr als vier Flächen, wie sie z.B. von STEFFEN (1977) und WARBURTON (1981) beschrieben werden, oder Treppenbrüche werden hier nicht untersucht. Ebenso werden andere Versagensmechanismen als Gleiten, wie z.B. Kippen (JOHN, 1971) oder Rotieren um eine Kante oder Achse (WITTKE, 1965) nicht bearbeitet. Im Vordergrund steht zunächst die Modellierung der streuenden geometrischen Größen Trennflächenrichtung und Ausblöß-

länge. Die im Keilmodell verwendeten Parameter werden so gewählt, daß sie im Rahmen des Erkundungsprozesses für eine Krafthauskaverne oder Böschung ermittelt werden können. Das Modell des tetraedrischen Gleitkeils enthält zehn bzw. zwölf Basisvariablen, die mit den zugehörigen Verteilungsfunktionen beschrieben werden:

- 2 x 2 Richtungsdaten Fallrichtung und Fallwinkel
- 2 x 2 bzw. 3 Scherparameter für die Trennflächen
- 2 x 1 Ausbißlängen

Die vorgestellte Methode kann für die Standsicherheitsanalyse sowohl von übertägigen Böschungen wie von hohen Wänden von Untertagebauwerken, z.B. Krafthauskavernen, verwendet werden. Aufgrund der Unterschiede hinsichtlich Parameterstreuung, Witterungseinfluß, Zugänglichkeit bei der Erkundung bei Kavernen und Böschungen können bei der Parameterermittlung für Kavernen i.d.R. geringere Streuungen für die einzelnen Parameter angenommen werden. Für die Beschreibung der Scherfestigkeit von Trennflächen wird das Bruchkriterium von MOHR-COULOMB und das Kriterium von BARTON, BANDIS und CHOUBEY verwendet. Genauere Analysen zur statistischen Modellierung der Scherfestigkeit werden derzeit von J. MURALHA am LNEC (Laboratório Nacional de Engenharia Civil) in Lissabon entwickelt.

Als äußere Lasten werden das Eigengewicht des Keils, Ankerkräfte bzw. Ausbauwiderstände und Kräfte aus Wasserdruck und Erdbebenbelastungen berücksichtigt. Diese Lasten werden als deterministische Größen in das Modell eingeführt, da im Planungsstadium bei der Mehrzahl der Projekte die zur statistischen Beschreibung des Wasserdrucks und der Erdbebenlasten notwendigen Informationen nicht vorliegen.

Zur Bestimmung der Verteilungsparameter werden Projektunterlagen von ausgeführten bzw. in Planung befindlichen Krafthauskavernen ausgewertet. Die ermittelten Verteilungen und Streuungen der einzelnen Parameter werden mit veröffentlichten Ergebnissen verglichen.

Mit Hilfe von Parametervariationen und der Berechnung ausgeführter Böschungen wird der Einfluß der deterministischen Parameter und der Verteilungsparameter der Basisvariablen auf die Versagenswahrscheinlichkeit analysiert. Der Einfluß von Ausbauwiderstand, Wasserdruck und Erdbebenlasten auf den Sicherheitsindex β wird quantifiziert. Ferner wird geprüft, ob für ein jeweils festes Sicherheitsniveau konstante Partialsicherheitsfaktoren angegeben werden können.

2. Übersicht Keilberechnung und Probabilistik

2.1. Deterministische Berechnungsalgorithmen für die Berechnung der Standsicherheit tetraedrischer Felskeile

2.1.1. Allgemeines

Zum Thema Berechnung der Standsicherheit von räumlichen Keilen gibt es eine Vielzahl von Veröffentlichungen. Es sei hier nur auf einige wenige hingewiesen. Umfassendere Ausführungen finden sich z.B. bei HOEK und BRAY (JOHN, 1968; JOHN und DEUTSCH, 1974; HOEK und BRAY, 1974 und 1981; GOODMAN, 1983; JOHN, 1983; GOODMAN und SHI, 1985). Ziel der Arbeit ist es nicht, einen neuen Berechnungsalgorithmus bzw. neue graphische Verfahren für die Berechnung der Standsicherheit von Keilen zu entwickeln. Vielmehr soll ein anerkannter deterministischer Algorithmus erweitert werden, um die Anwendung der Zuverlässigkeitstheorie zu ermöglichen.

2.1.2. Lagenkugelverfahren

JOHN (1968, 1970a, 1970b, 1974) hat mit dem Lagenkugelverfahren ein sehr anschauliches graphisches Verfahren zur Ermittlung der Standsicherheit von Felskeilen entwickelt. Es ermöglicht die Berücksichtigung von Keilgewicht und äußeren Lasten, Reibungswinkel und der Schwankung der Trennflächenrichtungen. Für die Arbeit ohne Computer und Graphikprogramme bietet dieses Verfahren eine gute Übersichtlichkeit und Nachvollziehbarkeit der einzelnen Schritte. Das graphische Verfahren erfuhr durch R.R. DEUTSCH (1977) eine Erweiterung zur Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit. Hinsichtlich der möglichen Verteilungen und der Berücksichtigung von Korrelationen ist die Anwendbarkeit jedoch eingeschränkt. Graphische Verfahren hatten zunächst gegenüber rechnergestützten einen zeitlichen Nachteil, der jedoch durch die Entwicklung graphisch orientierter Computerprogramme ausgeglichen werden konnte. Eine ausführliche Darstellung der möglichen Untersuchungen mit Hilfe der Lagenkugel findet sich bei PRIEST (1982).

2.1.3. Verfahren mit Hilfe der Vektorrechnung

WITTKÉ (1965a, 1965b, 1967 und 1987) entwickelte ein Rechenverfahren für beliebige tetraedrische Felskeile mit den Methoden der Vektorrechnung. Im Gegensatz zu JOHN (1968) können hierbei auch Versagensmechanismen wie Kippen, Rotieren um eine Achse oder um einen Drehpunkt erfaßt werden. Gegenüber den graphischen Verfahren hat es jedoch den Nachteil, daß es für eine Handrechnung sehr aufwendig und weniger anschaulich ist. Von Vorteil ist die mögliche Berücksichtigung einer Trennflächenkohäsion. Die Kontrolle von Zwischenergebnissen ist allerdings nur bei ausreichender Erfahrung möglich. Die Einführung von Rechenanlagen und PC's in der Geotechnik ermöglichte eine "Automatisierung" des Berechnungsablaufs. Deshalb wurde dieses Verfahren für die vorliegende Arbeit gewählt. Es werden im folgenden nur endliche Gleitkeile untersucht, die auf beiden Trennflächen oder nur einer Trennfläche gleiten. Die anderen erwähnten Versagensmechanismen bleiben zu-

In Abbildung 1 ist ein tetraedrischer Gleitkeil mit den zugehörigen Definitionen der Achsen und Winkel dargestellt. Die einzelnen Bezeichnungen sind untenstehend aufgelistet:

α_i	Winkel zwischen der positiven x -Achse und der Höhenlinie der Trennfläche i , die von der Böschungskante zum Schnittpunkt der beiden Höhenlinien verläuft, in [°]
β_i	Winkel zwischen der Horizontalen und dem jeweiligen Fallvektor v_i mit u_i als Drehachse in [°]
u_i, v_i, w_i	Einheitsvektoren der Trennfläche i ; Streich-, Fall- und Normalenvektor
u_i	Einheitsvektor entlang der Höhenlinie, positiv von der Böschungskante zum Schnitt der beiden Höhenlinien auf der Verschneidung X
v_i	Fallvektor
w_i	Normalenvektor, Richtung entsprechend der Orthogonalitätsbedingung, d.h. bei der Trennfläche $i=1$ ist w_i gleich dem Lotvektor entsprechend den felsmechanischen Konventionen. Bei der Trennfläche $j=2$ zeigt w_j in die Gegenrichtung des Lotvektors. Der Vektor w_j zeigt für Winkel $\beta_j > 90^\circ$ der Trennfläche j "nach oben".
X bzw. X_{j2}	Verschneidungslinie der beiden Trennflächen i und j . Der Verschneidungsvektor X hat die Komponenten $\{x_1, x_2, x_3\}$ in x -, y - und z -Richtung.
h	Höhe des Keils, gemessen zwischen dem Durchstoßpunkt der Verschneidung in der Böschungfläche und der Böschungskrone. Die Böschungskrone ist der Schnitt von Böschungfläche und Böschungsoberfläche.
h^*	Gesamte Höhe des Keils, gemessen zwischen dem Durchstoßpunkt der Verschneidung in der Böschungfläche und dem Durchstoßpunkt der Verschneidung an der Böschungsoberfläche.
δ	Neigung der Böschungsoberfläche gegenüber der Horizontalen.
ϵ	Fallwinkel der Böschungfläche bzw. Böschungsfallwinkel .
ϵ_x	Neigung der Projektion der Verschneidung X auf die y - z -Ebene gegenüber der Horizontalen.
ϵ_z	Winkel zwischen der positiven x -Achse und der Projektion der Verschneidung X auf die x - y -Ebene, Drehsinn mathematisch positiv.
θ	Keilöffnungswinkel
ω_i	Winkel zwischen dem Verschneidungsvektor X und dem Fallvektor v_i
φ_i	Reibungswinkel der Trennfläche i
c_i	Kohäsion der Trennfläche i
C_i	Normalkraft auf die Trennfläche i bei Gleiten auf zwei Trennflächen
Q_n	resultierende Kraft auf die Trennfläche i , wenn der Keil <u>nur</u> auf der Trennfläche i gleitet
R	Resultierende aller Kräfte auf den Keil, Komponenten $\{R_x, R_y, R_z\}$
A	resultierende Ankerkraft mit den Komponenten $\{A_x, A_y, A_z\}$
T	Resultierende der abtreibenden Kräfte auf den Keil entlang der Bewegungsrichtung mit den Komponenten $\{T_x, T_y, T_z\}$

Es wird vereinfachend angenommen, daß sich alle Kräfte annähernd momentenfrei zu einer Resultierenden zusammensetzen lassen, d.h. daß alle Kräfte durch den Schwerpunkt des Keils gehen. Dies setzt Annahmen hinsichtlich der Verteilung der Normal- und Schubspannung innerhalb der Keilflächen voraus. Diese Annahmen erscheinen jedoch zulässig und sind notwendig, da genauere Kenntnisse über die Spannungsverteilung selten vorliegen. Der Keil wird vereinfachend als Starrkörper betrachtet, die Verformungen bleiben somit unberücksichtigt. Eine Weiterentwicklung der Starrkörperv erfahren erfolgte in der Key-Block-Theory von GOODMAN und SHI (1985), die eine Ermittlung der Beweglichkeit der einzelnen Blöcke in Abhängigkeit von anderen Blöcken ermöglicht. Mit Hilfe der Distinct-Element-Method (CUNDALL, 1985, 1987; HART, 1991) können auch die Verformungen der einzelnen Klüftkörper ermittelt werden. Beide Verfahren sind für frühe Projektphasen wegen des höheren Aufwands nicht geeignet.

2.2. Ansätze zur Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit

2.2.1. Vergleich der Berechnungsweisen bei deterministischen und probabilistischen Berechnungen

Bei einer deterministischen wie bei einer probabilistischen Sicherheitsanalyse ist zunächst eine Vereinfachung der geotechnischen Verhältnisse zu einem Modell notwendig. Streuende Parameter können bei einer probabilistischen Betrachtung mit ihrem Verteilungstyp und ihrer Streuung eingeführt werden. Bei deterministischen Berechnungen sind geeignete Abminderungen des sogenannten wahren Mittelwerts notwendig, um zum Rechenwert für den jeweiligen Parameter zu kommen (v. SOOS, 1990).

Im Gegensatz zu einer deterministischen Standsicherheitsanalyse mit einem globalen Standsicherheitsfaktor η als Ergebnis wird bei einer probabilistischen Analyse der Standsicherheit die operative Versagenswahrscheinlichkeit P_f bzw. des Sicherheitsindex β nach geeigneten Methoden ermittelt und dann mit erforderlichen bzw. anzustrebenden Versagenswahrscheinlichkeiten verglichen, wie sie z.B. in den "Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen" (GruSiBau, 1981, S. 11 u. 23) oder anderen Autoren (MEYERHOF, 1982; GUDEHUS, 1987) formuliert werden. Eine einfache Unterscheidung in

- kein Versagen für : $\eta > 1$
- Versagen für : $\eta < 1$,

wie bei deterministischen Berechnungen, ist bei der Bewertung der operativen Versagenswahrscheinlichkeit P_f nicht möglich. Im Gegensatz zu deterministischen Berechnungen beeinflussen neben dem mechanischen Modell auch das probabilistische Modell das Ergebnis. Beide sollen die Wirklichkeit möglichst gut wiedergeben. Fehler im probabilistischen Modell haben unzutreffende Versagenswahrscheinlichkeiten zur Folge. Da die berechnete Versagenswahrscheinlichkeit von zahlreichen Annahmen und Vereinfachungen im mechanischen und stochastischen Modell beeinflusst wird, kann die Versagenswahrscheinlichkeit nur als operativer und nicht als tatsächlicher Wert interpretiert werden (POTTHARST, 1982). Trotzdem wird im weiteren statt von der operativen Versagenswahrscheinlichkeit P_f vereinfachend nur von der Versagenswahrscheinlichkeit P_f gesprochen. Die Schwierigkeit liegt i.d.R. nicht

auf der mathematisch-statistischen Seite in der zuverlässigen Berechnung der operativen Versagenswahrscheinlichkeit, sondern in der Modellbildung und der genügenden Datenbasis für die einzelnen Parameter. Die Qualität bei der Bestimmung der angesetzten Parameterverteilungen ist wichtig für die Beurteilung der Ergebnisse.

Sowohl bei deterministischen wie bei probabilistischen Berechnungen ist eine Formulierung des Gleichgewichts- oder Grenzzustands in der sogenannten Grenzzustandsgleichung notwendig, die häufig mit $F(x)$, $g(x)$, *limit state function* oder *F-Limit* bezeichnet wird. Die Grenzzustandsgleichung ist so zu formulieren, daß für einen Wert $g(x) = 0$ gerade der Übergang von Versagen zu Nichtversagen beschrieben wird.

Es sollen hier kurz die Vor- und Nachteile einzelner, in der Literatur im Zusammenhang mit der Keilanalyse verwendeter Verfahren beschrieben und mit der Methode verglichen werden, die für die vorliegende Arbeit gewählt wird. Es erfolgt keine umfassende Beschreibung von Verfahren zur Berechnung von Versagenswahrscheinlichkeiten. Hierzu darf auf entsprechende Literatur, z.B. BENJAMIN und CORNELL (1970), ANG und TANG (1975 und 1984), THOFT-CHRISTENSEN (1982) verwiesen werden.

2.2.2. Punktschätzungsmethode

Eine einfache Methode zur Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit ist die Punktschätzungsmethode nach ROSENBLUETH (1975), s.a. LOCHER (1983), HARR (1987), ESTERHUIZEN (1990). Für jeden streuenden Parameter X_i - also für jede Zufallsvariable -, für den Mittelwert μ_i und Standardabweichung σ_i bekannt sind bzw. abgeschätzt werden, werden zwei Werte berechnet:

$$x_{i1} = \mu_i + \sigma_i$$

$$x_{i2} = \mu_i - \sigma_i$$

also jeweils Mittelwert plus bzw. minus einer Standardabweichung. Der Standsicherheitsfaktor η_j wird nach vorgegebenen Gleichungen, wie sie auch für deterministische Berechnungen benutzt werden, berechnet. Für n Zufallsvariable sind somit 2^n Berechnungen der jeweiligen Sicherheitsfaktoren η_j notwendig. Aus den Werten η_j ergeben sich der mittlere Sicherheitsfaktor μ_η und die Standardabweichung σ_η zu

$$\mu_\eta = \frac{1}{n} \sum \eta_i \quad \sigma_\eta^2 = \frac{1}{n} \sum \eta_i^2 - \left(\frac{1}{n} \sum \eta_i \right)^2.$$

Es handelt sich hierbei um eine einfache und anschauliche Methode, eine Berücksichtigung von Korrelationen und die Ermittlung von Parametersensitivitäten ist jedoch in geschlossener Form nicht möglich.

Zur Ermittlung der Bruchwahrscheinlichkeit ist die Kenntnis der Verteilungsfunktion der Sicherheitsfaktoren η_j notwendig, oder es sind geeignete Annahmen über den Verteilungstyp zu treffen. Im Allgemeinen kann der Verteilungsfunktionstyp für den Standsicherheitsfaktor η nicht angegeben werden. Bei Annahme einer Normalverteilung ergibt sich die Bruchwahr-

scheinlichkeit aus der normierten Größe $x = \frac{1.0 - \mu_\eta}{\sigma_\eta}$ und der Umkehrfunktion der Standardnormalverteilung Φ^{-1} zu:

$$P_f = P[\eta \leq 1] = 0.5 - \Phi^{-1}\left(\frac{1.0 - \mu_\eta}{\sigma_\eta}\right).$$

Dies zeigt, daß die Punktschätzungsmethode aufgrund der geschilderten Einschränkungen nicht universell anwendbar ist. Bei komplizierteren Grenzzustandsfunktionen ist die Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit ungenau, und das Maß der Ungenauigkeit kann nicht bestimmt werden. Die Punktschätzungsmethode ist von der analytischen Formulierung der Grenzzustandsfunktion nicht unabhängig, d.h. für $F(x) = R - S$ und $F(x) = 1 - R/S$ ergeben sich unterschiedliche Versagenswahrscheinlichkeiten. Die Punktschätzungsmethode erfüllt somit nicht alle Forderungen, die u.a. POTTHARST (1977) an ein Berechnungsmodell nach dem neuen Sicherheitskonzept gestellt hat.

- Es muß für alle Baustoffe, Konstruktionssysteme und Belastungsarten anwendbar sein.
- Mit Hilfe des Sicherheitsmaßes sollen sich auf einfache Weise die für die Bemessungspraxis erforderlichen Sicherheitsbeiwerte herleiten lassen.
- Es soll transparent sein, d.h. der Einfluß der einzelnen Unsicherheitsquellen auf das Ergebnis soll erkennbar sein.
- Es muß durch die verfügbaren Daten der Einflußgrößen definierbar sein. (i. a. sind nur Mittelwerte und Variationskoeffizienten bekannt.)
- Es muß unabhängig sein von der analytischen Formulierung eindeutig definierter Grenzzustände der Gebrauchsfähigkeit oder der Bruchtragfähigkeit.

ESTERHUIZEN (1990) verwendet die Punktschätzungsmethode zur Ermittlung des Einflusses der Trennflächenscherfestigkeit auf die Versagenswahrscheinlichkeit beim tetraedrischen Gleitkeil somit unter der Annahme eines normalverteilten Standsicherheitsfaktors, wobei das Gesetz der großen Zahl, das die Verwendung der Normalverteilung rechtfertigen würde, nicht unbedingt gültig ist. Die Punktschätzungsmethode ist wegen des nicht normalverteilten Standsicherheitsfaktors für geometrisch streuende Größen wie Trennflächenorientierungen, Trennflächenabstände und Ausbißlängen nicht geeignet. Deshalb wird von vielen Autoren, ESTERHUIZEN (1990), MURALHA (1991), HOEK (1991) die Monte Carlo-Simulation verwendet.

2.2.3. Monte Carlo-Simulation:

Bei der Monte Carlo-Simulation werden für die einzelnen Zufallsvariablen, die in der zu untersuchenden Grenzzustandsfunktion enthalten sind, mit Hilfe eines Zufallszahlengenerators Werte ermittelt, wobei unterschiedliche Verteilungsfunktionen berücksichtigt werden können. Mit Hilfe dieser Zufallszahlen können auf numerischem Weg Zufallsexperimente durchgeführt werden. Aus den Berechnungen ergibt sich eine Dichte- bzw. Verteilungsfunktion für die Standsicherheit. Daraus kann der Anteil der Kombinationen ermittelt werden, für die Versagen auftritt. Die Versagenswahrscheinlichkeit ergibt sich somit zu

$$P_f = \frac{\text{Anzahl der Simulationen mit Versagen}}{\text{Anzahl aller Simulationen}}.$$

Die Monte Carlo-Simulation ist auch für nicht stetige Grenzzustandsfunktionen geeignet, bei denen innerhalb des Wertebereichs eines oder mehrerer Parameter unterschiedliche Versagensmechanismen auftreten können, z.B. Wechsel im Versagensmodus beim tetraedrischen Gleitkeil von 'Gleiten auf zwei Trennflächen' zu 'Gleiten auf einer Trennfläche', von 'Gleiten auf 'Kippen' oder 'Rotieren um eine Achse'. Im Gegensatz zur Zuverlässigkeitstheorie 1. oder 2. Ordnung (First und Second Order Reliability Method) sind hierbei keine Gradienten, partielle Ableitungen o.ä. zu berechnen. Für jede Parameterkombination wird jeweils nur berechnet, ob ein Versagen vorliegt oder nicht, ob $g(\mathbf{x}) > 0$ oder $g(\mathbf{x}) < 0$ ist.

Die nicht notwendige Stetigkeit der Grenzzustandsfunktion ist ein wichtiger Grund, warum viele Autoren zur Modellierung geometrisch streuender Größen, wie Trennflächenorientierung, Trennflächenabstand oder Klüftigkeit, Ausbißlänge, etc. Monte Carlo-Simulationen verwenden.

Der Umfang der Berechnungen mit Hilfe von Zufallszahlengeneratoren wird sehr aufwendig, wenn das System viele Zufallsvariable enthält. Dies erfordert den Einsatz leistungsfähiger PC's, Workstations oder Großrechner.

Aufgrund der Grenzen der Zufallszahlengeneratoren, mehr als 10^6 Zufallszahlen können kaum erzeugt werden, sind Versagenswahrscheinlichkeiten kleiner 10^{-5} nicht mehr zuverlässig bestimmbar (MADSEN et al., 1986). Dies entspricht in etwa der Sicherheitsforderung der GruSiBau (1981) für Lastfall 2. Asymptotische Verfahren sind für diese geringen Versagenswahrscheinlichkeiten besser geeignet. Die Möglichkeit, den Einfluß bzw. das Gewicht einzelner deterministischer wie stochastischer Parameter zu bestimmen, ist im Gegensatz zur Zuverlässigkeitstheorie 1. und 2. Ordnung nicht möglich (GOLLWITZER, 1991).

2.2.4. Zuverlässigkeitstheorie 1. und 2. Ordnung - First und Second Order Reliability Method (FORM und SORM):

2.2.4.1. Erläuterung

Der Ansatz soll an einem einfachen Modell mit zwei Zufallsvariablen erläutert werden. Auf ein Bauteil wirken eine treibende Komponente S und eine haltende Komponente R . Beide Komponenten seien normalverteilt und nicht korreliert. Die Grenzzustandsfunktion hat dann die Form:

$$g(R,S) = R/S - 1 \quad \text{bzw.}$$

$$g(R,S) = R - S,$$

d.h. Versagen tritt auf, wenn die treibende Komponente größer als die haltende ist. Abbildung 2 zeigt die zweidimensionale Verteilungsdichte für r und s . Linien gleicher Auftretenswahrscheinlichkeit von r und s bilden einen "Wahrscheinlichkeitshügel". Dieser entspricht der gemeinsamen Wahrscheinlichkeitsdichte $f_{R,S}(r,s)$ der Funktion $g(R,S)$. Die Versagenswahrscheinlichkeit P_f ergibt sich zu

$$P_f = \iint_{r-s < 0} f_R(r) \cdot f_S(s) \cdot dr \cdot ds$$

mit : r haltende Komponente
 s abtreibende Komponente
 f Verteilungsdichte der Normalverteilung

Die Versagenswahrscheinlichkeit entspricht anschaulich dem im Versagensbereich liegenden Volumenanteil des Wahrscheinlichkeitshügels. Die Variablen r und s werden in standardnormalverteilte Variable

$$r' = (r - \mu_r) / \sigma_r \quad \text{und}$$

$$s' = (s - \mu_s) / \sigma_s \quad \text{transformiert.}$$

Es erfolgt somit eine Transformation vom sogenannten X -Raum in den standardnormalverteilten U -Raum. Aus den Variablen x_i werden die standardnormalverteilten Variablen u_i , im vorliegenden Fall wird aus r die Größe r' , aus s wird s' .

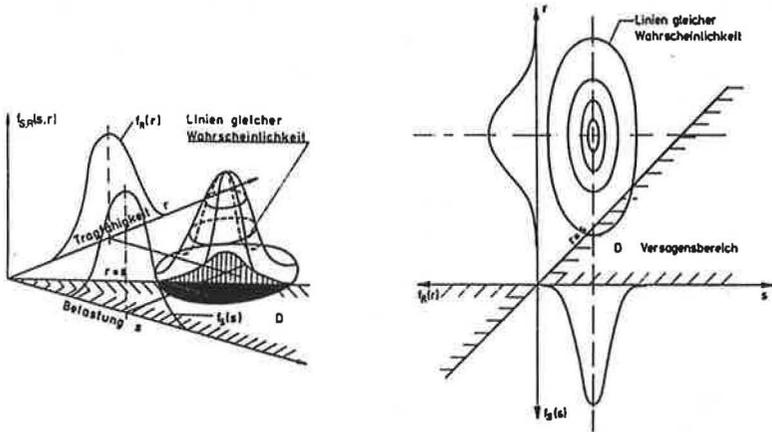


Abb. 2 Zweidimensionale Verteilungsdichte für haltende Komponente r und treibende Komponente s (aus SCHUELLER, 1981).

Die Höhenlinien sind nun konzentrische Kreise. Die Grenzzustandsfunktion hat die Form:

$$g(r', s') = r' \cdot \sigma_r - s' \cdot \sigma_s + \mu_r - \mu_s$$

Der kürzeste Abstand β von der Versagensgeraden ($g(r', s') = 0$), ergibt sich mit der HESSEschen Normalform mit

$$r' \cdot \sin \omega + s' \cdot \cos \omega - \beta = 0$$

und

$$\sin \omega = -\frac{\sigma_r}{\sqrt{\sigma_r^2 + \sigma_s^2}} = -\alpha_R$$

$$\cos \omega = \frac{\sigma_s}{\sqrt{\sigma_r^2 + \sigma_s^2}} = -\alpha_S$$

mit der Bedingung, daß auf der Versagensgeraden $r - s = 0$ ist, zu

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}}$$

Dieser Punkt wird auch β -Punkt, Bemessungs- oder Lösungspunkt genannt. An ihm hat die Dichtefunktion im Versagensbereich den größten Wert. Die Werte α_R und α_S sind für nicht korrelierte Variablen die zugehörigen Wichtungsfaktoren und zeigen den Einfluß der jeweiligen Variablen auf die Versagenswahrscheinlichkeit. Die α -Werte entsprechen den Gradienten der transformierten Grenzzustandsfunktion im sogenannten standardnormalen U -Raum. Für die Summe aller Quadrate der Wichtungsfaktoren gilt:

$$\sum \alpha_i^2 = 1$$

Weitere Informationen über den Einfluß von deterministischen und streuenden Parametern - korrelierte und nicht korrelierte - ergeben sich aus den Parametersensitivitäten, die im weiteren noch erläutert werden.

Die Dichte der standardisierten Zufallsvariablen beträgt

$$f_{r',s'}(r',s') = \frac{1}{2\pi} e^{-r'^2/2} \cdot e^{-s'^2/2} .$$

Die Versagenswahrscheinlichkeit berechnet sich mit einigen Zwischenschritten, die hier nicht aufgeführt werden sollen, aus der Verteilungsfunktion Φ der Gauss'schen Normalverteilung zu

$$P_f = \Phi(-\beta) .$$

Der Wert β wird wegen dieser Verknüpfung mit der Versagenswahrscheinlichkeit auch als Sicherheitsindex bezeichnet. Im Anhang B findet sich ein Tabelle zur Umrechnung von Werten für die Versagenswahrscheinlichkeit P_f und den Sicherheitsindex β .

2.2.4.2. Ermittlung des β -Punktes

In der Regel ist eine einfache Darstellung der Grenzzustandsfunktion in zwei oder drei Dimensionen nicht möglich, da die Zufallsvariablen

- nicht normalverteilt,
- korreliert und
- nichtlinear

sein können.

Im allgemeinen Fall sind die im folgenden kurz skizzierten Schritte zur Bestimmung des Bemessungspunktes notwendig. Eine Darstellung der Theorie und der benötigten Formeln findet sich bei RACKWITZ und FIESSLER (1978), FIESSLER (1979), ANG und TANG (1984) und im Handbuch zu COMREL-TI, RCP (1990).

- Transformation der i.d.R. nicht standardnormalverteilten und u.U. korrelierten Zufallsvariablen x_i in unkorrelierte, standardnormalverteilte Zufallsvariable u_i , also der Übergang vom sogenannten X -Raum in den sogenannten U -Raum. Geeignete Transformationen wurden u.a. von ROSENBLATT (1952) erarbeitet. Genaueres findet sich z.B. in THOFT-CHRISTENSEN und BAKER (1982).
- Anwendung eines numerischen Optimierungsverfahrens, um den Punkt mit der größten Dichte im Versagensbereich, den β -Punkt, zu finden, z.B. mit COMREL-TI (1990).
- Linearisierung (First Order Reliability Method bzw. FORM) oder parabolische Näherung (Second Order Reliability Method bzw. SORM) der Grenzzustandsfunktion im Lösungspunkt mit Hilfe einer TAYLOR-Entwicklung zur Ermittlung des Wertes β und der daraus berechneten operativen Versagenswahrscheinlichkeit P_f .

2.2.4.3. Vorteile der Zuverlässigkeitstheorie 1. und 2. Ordnung gegenüber anderen Verfahren

Ein großer Vorteil dieser Methode liegt in der Unabhängigkeit des Ergebnisses von der analytischen Formulierung der Grenzzustandsfunktion, wie sie u.a. von der GruSiBau (1981) und POTTHARST (1977) gefordert werden. Konvergenz vorausgesetzt, liefern die beiden folgenden Formulierungen für die Bedingung $F(R,S) = 0$ das gleiche Ergebnis für den Sicherheitsindex β und die daraus abgeleitete Versagenswahrscheinlichkeit:

$$F(R,S) = R - S \quad \text{bzw.} \quad F(R,S) = 1 - R/S.$$

Bei der Punktschätzungsmethode ergeben sich für die beiden o.g. Formulierungen des Grenzzustands unterschiedliche Ergebnisse. Gegenüber der Monte Carlo-Simulation ergeben sich eine stetige Grenzzustandsfunktion vorausgesetzt - erhebliche Rechenzeitvorteile. Die schnelle und effiziente Lösungspunktsuche - ca. 5 bis 30 sec. auf einem PC-486 - ermöglicht somit die Variation der Eingangswerte, die in der Felsmechanik z.T. abgeschätzt werden müssen, da nicht immer Versuche in ausreichender Zahl durchgeführt werden können. Das Variantenstudium und eine Überprüfung der Vereinfachungen im stochastischen Modell werden hiermit möglich. Im Ingenieurbereich scheidet der sinnvolle Einsatz probabilistischer Methoden i.d.R. nicht an den fehlenden statistischen Methoden, sondern eher an einer unzureichenden Modellbildung für den Grenzzustand und mangelnder Kenntnis oder Untersuchungsmöglichkeit des Verteilungstyps und der Streuung der einzelnen Parameter. Dies ist jedoch ein generelles Problem in der Felsmechanik (JOHN, 1976).

Darüber hinaus können bei der vorgestellten Methode Korrelationen zwischen den einzelnen Zufallsvariablen sowie Funktionen von Zufallsvariablen in Abhängigkeit anderer Zufallsvariablen berücksichtigt werden. Die Berechnung der α_i -Werte bei unkorrelierten Zufallsvariablen und die Berechnung der Sensitivitäten e_i führen zu Aussagen über Gewichte bzw. Bedeutung einzelner deterministischer wie stochastischer Parameter. Die Empfindlichkeit des β -Punktes, auch Sensitivität genannt, gegenüber der Änderung eines deterministischen Parameters oder eines Verteilungsparameters einer Zufallsvariablen wird wie folgt ermittelt:

Die Formulierung für die Sensitivitäten lautet (RCP, 1990):

$$\alpha_{\tau_k} = \frac{\partial \beta}{\partial \tau_k} \approx - \frac{\partial g(u, \tau_k)}{\partial \tau_k} \frac{1}{\|\alpha_E\|}$$

ermittelt am Punkt $U = u^*$, dem Lösungspunkt

mit α_{τ_k} Sensitivität für Parameter τ_k ; hierbei kann es sich um einen deterministischen Parameter oder um einen Parameter einer Verteilungsfunktion handeln

β β -Wert im untersuchten Punkt $U = u^*$

α_{τ_k} α -Vektor der Hyperfläche, der näherungsweise dem Gradienten α im normierten U -Raum im β -Punkt ($U = u^*$) entspricht.

Das Ergebnis folgt aus der Zuverlässigkeitstheorie 1. Ordnung. Es ist vorteilhaft, die Sensitivitäten in einer normierten Form, den Elastizitäten e_{τ_k} , anzugeben, um die einzelnen Ergebnisse besser vergleichen zu können. Sie folgen aus den Sensitivitäten aus einer Normierung mit dem β -Wert und dem Parameterwert τ_k :

$$e_{\tau_k} = \frac{\partial \beta}{\partial \tau_k} \frac{\tau_k}{\beta} = \alpha_{\tau_k} \frac{\tau_k}{\beta} .$$

Im Gegensatz zum Gradienten im U -Raum ($\|\alpha\| = 1$) ist i.a. $\|e_{\tau_k}\| \neq 1$.

Beispiele zu den Elastizitäten finden sich in Kapitel 7.

Für eingehendere Darstellungen sei auf RACKWITZ und FIESSLER (1978), FIESSLER (1979), ANG und TANG (1984) und RCP (1990) hingewiesen. Dort finden sich auch Literaturhinweise zu speziellen Fragestellungen.

3. Parameter des Keilmodells und deren Verteilungen

3.1. Allgemeines

Die Inhomogenität des Felsens, vor allem seiner geometrischen Parameter, führte zu einer intensiven Beschäftigung mit der Bestimmung und Beschreibung der einzelnen Parameter und ihrer Streuungen. Als erstes wurden dabei die Trennflächenrichtungen untersucht und Verfahren entwickelt, mit deren Hilfe eine Ermittlung von Kluftschwerpunkten oder mittleren Stellungen einzelner Scharen möglich sind. Später kamen weitere Parameter wie Trennflächenabstand, Ausbißlänge, Klüftigkeit, Durchtrennungsgrad etc. hinzu. Zusätzlich zur Beschreibung der vorliegenden Geometrie wurden Kluftmodelle entwickelt, die die Verteilung und Form der Trennflächen im Raum beschreiben. Diese Modelle sollen so formuliert sein, daß sie die in der Natur gefundenen Verteilungen für einzelne Parameter wie Trennflächenabstand, Ausbißlänge etc. wiedergeben.

Im folgenden soll eine Zusammenfassung der Literatur zur statistischen Kluftmodellierung und der Scherfestigkeit von Trennflächen in der Weise erfolgen, wie sie für die weitere Bearbeitung und für die Begründung des stochastischen Modells des Gleitkeils und der verwendeten Basisvariablen notwendig ist. Eine Kurzfassung findet sich bei TRUNK und FLOSS (1991). Einen "state-of-the-art report" und weitere Literaturhinweise zum Thema Kluftstatistik finden sich bei GROSSMANN (1977, 1987, 1990) und bei KULATILAKE (1988).

3.2. Geometrische Größen

Die Inhomogenität des Felsens wird im Gegensatz zu Lockergestein im Sinne der Bodenmechanik vor allem durch seine geometrischen Größen bestimmt. Somit ist für ein möglichst wirklichkeitsnahes Modell eine zutreffende Beschreibung der Geometrie notwendig.

Es sollen zwei Arten von Trennflächen (GROSSMANN, 1990) unterschieden werden:

- kleine und derart verteilte Trennflächen, daß der Fels im Vergleich zu den Bauwerksabmessungen als homogen betrachtet werden kann, weshalb Kontinuumsmethoden verwendet werden können,
- größere Trennflächen, die den Einsatz von Diskontinuumsmethoden erfordern.

Unter Trennflächen, im Englischen discontinuities, werden folgende Flächen zusammengefaßt:

- Schichtflächen
- Schieferungsflächen
- Klüfte
- Scherflächen
- Störungen.

Die Klüftung eines Felsens besteht somit aus einigen, meist wenigen Trennflächenscharen mit annähernd parallelen Trennflächen zueinander und einigen Trennflächen zufälliger Orientierung. Normalerweise werden nur Trennflächenscharen untersucht, einzelne ausgeprägte und mechanisch wirksame Störungen aber ausgenommen. Für diese werden die folgenden Größen bestimmt :

- Orientierungen
- Abstände
- Öffnungsweiten
- Ausbißlängen
- Flächengrößen und
- Intensität (Kluftfläche pro Volumen).

3.2.1. Orientierung der Trennflächen

Die klassische Auswertung der Messungen von Trennflächenrichtungen geschieht mit Hilfe von Zählkegeln. Dazu wurden Methoden entwickelt, wie die ungleiche Datenerfassung aufgrund der Form und Gestalt der Beobachtungsfläche korrigiert werden kann, da z.B. parallel zu einer Aufschlußfläche streichende Trennflächen seltener gemessen werden als senkrecht dazu stehende. Diese Methoden sind auch in Programmen zur Auswertung von Trennflächenmessungen, z.B. GEODAT, Ruhr-Universität Bochum, und DIPS, University of Toronto, enthalten. Die Zuordnung, welcher Meßwert zu welcher Schar gehört, erfolgt durch den Bearbeiter.

Mit Hilfe numerischer Verfahren wird andererseits versucht, Clusterbildungen, also die Ermittlung von Kluftschwerpunkten, auf der Basis theoretischer Überlegungen zu erarbeiten, siehe GROSSMANN (1977), WALLBRECHER (1986).

GROSSMANN geht hierbei von der Vorstellung aus, daß die Wahrscheinlichkeit gleich Null ist, daß zwei aufeinander senkrecht stehende Trennflächen zur gleichen Schar gehören. Von diesem Ansatz ausgehend, entwickelt er ein Verfahren zur Clusterbildung. Bei der zugehörigen Trennflächenaufnahme erfolgt seitens des Bearbeiters keine Zuweisung der Meßwerte zu einer bestimmten Schar. Die ungleichförmige Datenerfassung wird bei der Ermittlung der Cluster und ihrer Eigenschaften durch die Verwendung räumlicher Hilfsflächen gleicher Wahrscheinlichkeit berücksichtigt. Auswerteformeln liegen für Bohrlochaufnahmen, ebene Kreisflächen, z.B. Ortsbrust eines Tunnels, und ebene, rechteckige Flächen vor (GROSSMANN, 1987b). Die Streuungen sind für kleine Aufschluß- oder Aufnahmeflächen größer. Dies ist bei der Interpretation von Trennflächenaufnahmen zu berücksichtigen.

3.2.1.1. Isotrope Modelle

Obwohl graphische Verfahren bereits seit den dreißiger Jahren verwendet wurden (SANDER, 1948; MÜLLER, 1933), wurde erst 1966 von WATSON die erste mathematische Formulierung zur Beschreibung der Verteilung der Trennflächenrichtungen vorgelegt. Isotrope Modelle gehen davon aus, daß die Standardabweichung vom Mittelwert bzw. Kluftschwerpunkt in jeder Richtung gleich groß ist (GROSSMANN, 1990). Zu den isotropen Modellen gehören die Arnold-, Bingham-, sphärische Normal- und isotrope bivariate Normalverteilung. Obwohl die Notwendigkeit anisotroper Modelle mehrfach nachgewiesen wurde, werden nach wie vor isotrope Modelle benutzt.

3.2.1.2. Anisotrope Modelle

3.2.1.2.1 Übersicht

Bei den anisotropen Modellen sind zwei Arten zu unterscheiden:

- Modelle, die Fallen und Streichen als Achsen für minimale und maximale Standardabweichungen verwenden
- Modelle, die die Richtungen der maximalen und minimalen Standardabweichung unabhängig von Fallen und Streichen ermitteln.

Die erstgenannten Modelle können zu unbefriedigenden Ergebnissen führen, da Fall- und Streichrichtung nicht immer mit den Richtungen der maximalen und minimalen Standardabweichung zusammenfallen, vor allem bei nahezu horizontal einfallenden Trennflächenscharen.

Zur zweiten Gruppe gehören die Bingham-Verteilung, die bivariate Fisher-Verteilung und die 'Bivariate Normalverteilung auf der Tangentialebene zur mittleren Stellung' (GROSSMANN, 1985). Die Bingham-Verteilung hat jedoch den Nachteil, daß zwei senkrecht aufeinander stehende Trennflächen zur gleichen Schar gehören können (SHANLEY und MAHTAB, 1975).

Die gemessenen Daten müssen aufgrund der Fehler, die bei der Messung wegen der begrenzten Aufnahmefläche auftreten, korrigiert werden, um die tatsächlichen Häufigkeiten der Richtungen zu erhalten. Die möglichen Meßfehler sind bei KULATILAKE (1988a) zusammengefaßt. Der Algorithmus von MAHTAB und YEGULAP (1982) ist nach Ansicht von KULATILAKE (1988) von den veröffentlichten Clusteralgorithmen am besten geeignet.

Die Suche nach einem bei unterschiedlichen geologischen Situationen universal geeigneten Verteilungstyp für die Trennflächenrichtungen eines Clusters war bisher nicht erfolgreich (KULATILAKE, 1988). Es wurden mehrere Verteilungsfunktionen untersucht, i.d.R. bivariate und anisotrope Verteilungen:

- Gleichverteilung auf der Kugeloberfläche
- Normalverteilung auf der Kugeloberfläche
- bivariate Fisherverteilung
- bivariate Binghamverteilung
- bivariate Normalverteilung auf der Tangentialebene zur mittleren Stellung
- bivariate Lognormalverteilung

3.2.1.2.2 Test auf den Verteilungstyp

EINSTEIN et al. (1979) versuchten für 22 verschiedene Kluftaufnahmen geeignete Verteilungen mit den bekannten Testverfahren zu bestimmen. Es war nicht möglich, einen Verteilungstyp zu bestimmen, der bei mindestens 18 Beispielen die 5%-Signifikanz beim χ^2 -Test erfüllt. Ähnliches wird bei GROSSMANN (1990) berichtet. Umfangreiche Analysen von Messungen aus unterschiedlichen geologischen Verhältnissen zeigten, daß kein Verteilungstyp generell statistisch befriedigend ist. Für Fisher-, Bivariate Fisher- und Bingham-Verteilungen kann eine gleiche Anzahl von "best fits" erzielt werden. Die vielfältigen Einflüsse - Anisotropie des Gesteins, Sedimentation, Grad der Metamorphose, Spannungszu-

stand, Abkühlungsvorgänge - lassen eine eindeutige mechanische Erklärung und die Ermittlung eines stets zutreffenden Verteilungstyps nicht zu (s.a. DERSHOWITZ und EINSTEIN, 1988). Bei der Abkühlung eines Basalts treten häufig hexagonale Kluftsysteme auf, siehe hierzu als Beispiel die Projektunterlagen des Wasserkraftprojekts AGUS IV auf den Philippinen. Innerhalb eines Homogenbereichs dürfte eine befriedigende Zuordnung eines Verteilungstyps möglich sein.

3.2.1.2.3 Die Bivariate Normalverteilung auf der Tangentialebene zur mittleren Stellung

GROSSMANN (1977, 1985, 1990) schlägt nach eigenen Auswertungen und aus den oben genannten Gründen die einfach zu handhabende bivariate Normalverteilung auf der Tangentialebene zur mittleren Stellung vor, wie sie am LNEC (Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lissabon) entwickelt wurde, da aufwendigere Verteilungen keine bessere Übereinstimmung bieten. Im Zusammenhang mit dem Programm zur Bestimmung der Zuverlässigkeit ist die Normalverteilung ebenfalls zu bevorzugen, da sie bei der Lösungspunktsuche nach dem in Kapitel 2 skizzierten Verfahren numerisch weniger Schwierigkeiten als andere Verteilungstypen bereitet, und die Transformation in den standardnormalverteilten Raum ohne Probleme möglich ist.

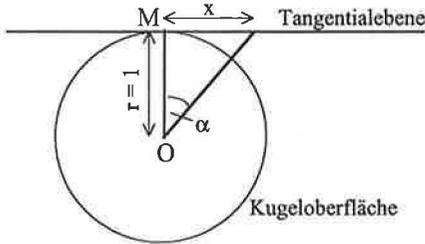


Abb. 3 Definition der Normalverteilung auf der Tangentialebene, dargestellt in einem ebenen Schnitt durch Kugel und Tangentialebene, nach GROSSMANN (1977:72)

Es gilt: $\arctan(x) = \alpha$ und $\lim_{x \rightarrow \infty} \arctan(x) = 90^\circ$,

somit ist die Wahrscheinlichkeit $P = 0$, daß zwei Trennflächen einer Schar senkrecht aufeinander stehen. Der Punkt M kennzeichnet die mittlere Stellung der Trennflächenschar, die mit einer Auswertung der Richtungsdaten ermittelt wird.

Abbildung 3 zeigt die Definition der Normalverteilung auf der Tangentialebene in einem ebenen Schnitt durch die Kugel. Abbildung 4 zeigt den Vergleich zwischen der Normalverteilung auf der Kugeloberfläche und der Normalverteilung auf der Tangentialebene für unterschiedliche Standardabweichungen von $\sigma = 10^\circ$, $\sigma = 20^\circ$ und $\sigma = 30^\circ$. Für Winkel zwischen

Mittelwert und $\alpha = 2 \cdot \sigma$ sind die Unterschiede zwischen den Dichtefunktionen gering. Bei $\alpha = 90^\circ$ wird der Unterschied zwischen beiden Definitionen deutlich.

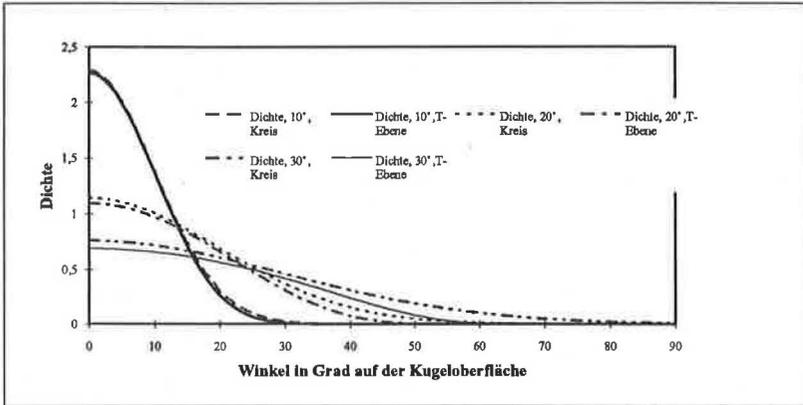


Abb. 4 Vergleich der Dichtefunktionen für Normalverteilung auf der Kugeloberfläche und für Normalverteilung auf der Tangentialebene für verschiedene Standardabweichungen

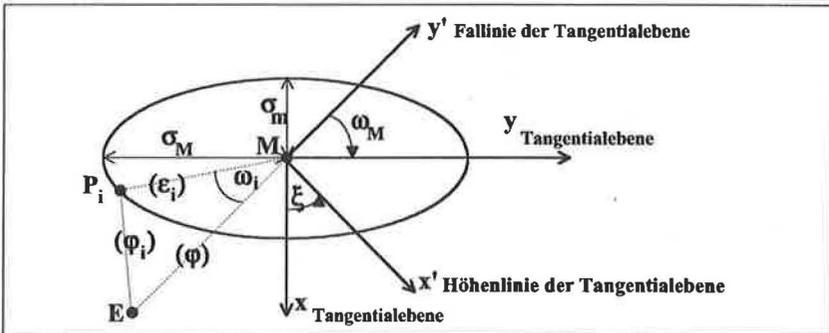


Abb. 5 Bivariate Normalverteilung auf der Tangentialebene zur mittleren Stellung in M in einer vereinfachten Darstellung. (Weitere Erläuterungen im Text)

Die Dichtefunktion der bivariaten Normalverteilung auf der zur mittleren Stellung tangente Ebene kann auf der Tangentialebene, $f_P(\omega, \varepsilon)$, und auf der Kugeloberfläche, $f_{Kugel}(\omega, \varepsilon)$, formuliert werden. Die Formulierung für die Tangentialebene lautet:

$$f_P(\omega, \varepsilon) = \frac{1}{2\pi\sigma_M\sigma_m} \cdot \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\cos^2(\omega - \omega_M)}{\sigma_M^2} + \frac{\sin^2(\omega - \omega_M)}{\sigma_m^2} \right) \tan^2 \varepsilon \right]$$

Zwischen der Dichtefunktion auf der Tangentialebene und der Dichtefunktion auf der Kugeloberfläche gilt die Beziehung:

$$f_{Kugel}(\omega, \varepsilon) = \frac{1}{\cos^3 \varepsilon} \cdot f_P(\omega, \varepsilon)$$

Die Winkel ω und ε sind Winkel eines sphärischen Dreiecks auf der Kugeloberfläche. Der Punkt E ist der Durchstoßpunkt der vertikalen Achse mit der oberen Halbkugel. GROSSMANN verwendet für seine Darstellungen die obere statt der sonst gebräuchlicheren unteren Halbkugel. Der Punkt M entspricht der mittleren Stellung der betrachteten Schar. P_i ist ein beliebiger Punkt auf der Kugeloberfläche, für den die Dichte der bivariaten Normalverteilung bestimmt werden soll. Der Winkel zwischen M und P_i ist ε . Der Winkel $\angle EMP_i$ ist der Winkel ω .

Die Werte σ_M und σ_m sind die maximale bzw. minimale Standardabweichung der bivariaten Normalverteilung auf der Tangentialebene. Linien gleicher Häufigkeit sind bei bivariaten Normalverteilungen im allgemeinen Fall Ellipsen, für $\sigma_M = \sigma_m$ sind es Kreise. Die Richtungen von σ_M und σ_m entsprechen somit den Ellipsenachsen. Der Winkel ω_M ist der Winkel zwischen der Projektion des Großkreises von Punkt E nach Punkt M , der mittleren Stellung, auf die Tangentialebene und der Richtung der maximalen Standardabweichung σ_M , gemessen im Uhrzeigersinn.

Die in Abbildung 5 dargestellte Ellipse mit den Halbachsen σ_M und σ_m und dem Koordinatensystem x und y ist eine Linie gleicher Wahrscheinlichkeit. Der Winkel zwischen den Achsen y und y' ist ω_M . Die Projektion des Großkreises von E nach M auf die Tangentialebene ist gleich der Fallinie der Tangentialebene, somit ist der Winkel ω_M der Winkel zwischen der Fallinie der Tangentialebene und der Richtung der maximalen Standardabweichung σ_M bzw. der y -Achse. Die Drehrichtung von ω_M ist positiv im Uhrzeigersinn. Der Drehwinkel ξ zwischen den beiden Koordinatensystemen x, y und x', y' hat die Größe von ω_M , dreht jedoch positiv im Gegenuhrzeigersinn. Die Koordinatenachse x' ist parallel zum Streichen, die Achse y' ist parallel zum Fallen der mittleren Stellung in M . Das sphärische Dreieck ΔEMP_i ist hier stark vereinfacht in der Ebene dargestellt. Die Projektionen der jeweiligen Großkreise sind in Wirklichkeit keine Geraden. Der Winkel zwischen dem Durchstoßpunkt der vertikalen Achse E und M ist φ und entspricht dem Fallwinkel der mittleren Stellung. Der Winkel zwischen M und P_i ist ε . Der Winkel $\angle EMP_i$ ist ω_i . Die bivariate Verteilung von GROSSMANN ist in Abhängigkeit von den Winkeln ε_i und ω_i formuliert.

Für die Verwendung der bivariaten Normalverteilung in *COMREL-TI* ist eine Umformulierung der o.g. Gleichungen notwendig, um die bivariate Normalverteilung mit zwei - im vorliegenden Fall unkorrelierte - Normalverteilungen zu beschreiben. Durch folgende Umformung wird die in Winkelfunktionen von ε_i und ω_i auf der Kugeloberfläche definierte bivariate Normalverteilung in eine bivariate Normalverteilung auf der Tangentialebene in Abhängigkeit von x und y überführt:

$$\begin{aligned} x &= \tan \varepsilon \cdot \sin(\omega - \omega_M) & \text{und} & & y &= \tan \varepsilon \cdot \cos(\omega - \omega_M) \\ \sigma_x &= \sigma_m & \text{und} & & \sigma_y &= \sigma_M \end{aligned}$$

Daraus folgt die Dichtefunktion der bivariaten Normalverteilung in (x, y) auf der Tangentialebene:

$$f_P(x, y) = \frac{1}{2\pi\sigma_x\sigma_y} \cdot \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x^2}{\sigma_x^2} + \frac{y^2}{\sigma_y^2}\right)\right]$$

Sie entspricht somit der allgemeinen Form der bivariaten Normalverteilung mit der Dichtefunktion in Abhängigkeit von x und y :

$$f_{x,y}(x, y) = \frac{1}{2\pi\sigma_x\sigma_y\sqrt{1-\rho^2}} \cdot \exp\left[-\frac{1}{2(1-\rho^2)}\left(\frac{(x-\mu_x)^2}{\sigma_x^2} - 2\rho\frac{(x-\mu_x)}{\sigma_x} \cdot \frac{(y-\mu_y)}{\sigma_y} + \frac{(y-\mu_y)^2}{\sigma_y^2}\right)\right]$$

mit μ_i Mittelwert der Variablen i
 σ_i Standardabweichung der Variablen i
 ρ Korrelationskoeffizient zwischen den Variablen x und y

Da die Achsrichtungen so gewählt sind, daß die Achsen x und y mit den Richtungen der maximalen bzw. minimalen Standardabweichung σ_M und σ_m zusammenfallen, und der Koordinatenursprung in den Mittelwerten x und y liegt, gilt: $\rho = \mu_x = \mu_y = 0$.

Im allgemeinen Fall sind die Richtungen der maximalen und minimalen Standardabweichung σ_M und σ_m nicht identisch mit den Richtungen der Koordinatenachsen x und y .

Mit folgender Koordinatentransformation erhält man aus den Werten x und y im Koordinatensystem der Ellipsenhalbachsen die Werte x' und y' in den Richtungen von Fallen und Streichen der Tangentialebene zur mittleren Stellung:

$$\begin{bmatrix} x' \\ y' \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos \xi & \sin \xi \\ -\sin \xi & \cos \xi \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} x \\ y \end{bmatrix}$$

Ein positiver Wert für x' führt zu einer Zunahme des Winkels der Fallrichtung, ein positiver Wert für y' zu einer des Fallwinkels. Ausgangspunkt der Zunahme ist jeweils die mittlere Stellung der Trennflächenschar. Aus den Werten x' und y' lassen sich für die weiteren Berechnungen die Differenzwinkel für Fallen und Fallrichtung ermitteln, die auf die Werte der mittleren Stellung zu addieren sind, um die Richtung eines beliebigen Punktes P auf der Kugeloberfläche mit zugehöriger Dichte zu erhalten.

Die Winkel φ und θ ergeben sich zu, siehe Abb. 6:

$$\theta = \arctan(x'/y') \quad \text{und} \quad \varphi = \arctan\sqrt{x'^2 + y'^2}$$

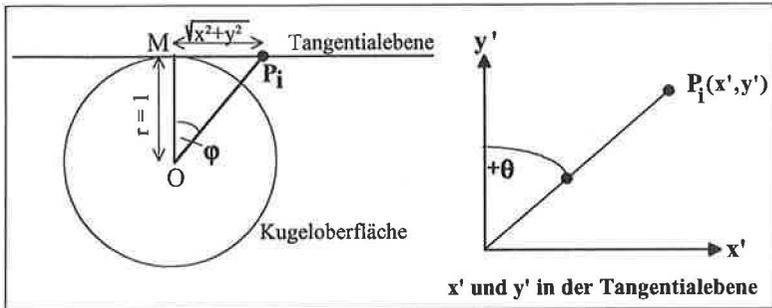


Abb. 6 Ermittlung des Differenzwinkels für Fallwinkel φ und Fallrichtung θ aus den Koordinaten x' und y' auf der Tangentialebene

3.2.2. Trennflächenintensität und Trennflächenabstand

3.2.2.1. Übersicht

Die Trennflächen- bzw. Kluftintensität kann durch mehrere Indizes beschrieben werden:

- durchschnittliche Anzahl der Trennflächen pro Einheitslänge, λ [1/m]
- mittlerer Trennflächenabstand entlang einer Meßstrecke $1/\lambda$ [m]
- durchschnittliche Anzahl der Trennflächen pro Einheitsfläche
- mittlere Ausbißlänge pro Einheitsfläche
- mittlere Trennflächengröße pro Einheitsvolumen
- Intensität I als Summe aller Trennflächeninhalte der Schar pro Volumen [m^2/m^3]
- räumlicher Durchtrennungsgrad
- mittleres Volumen des Matrixblocks
- Summe der Anzahl der Trennflächen pro Meter aller Scharen pro Einheitsvolumen, J_V [$1/\text{m}^3$]

Indizes, die in drei Dimensionen definiert sind, sind schwierig zu bestimmen. Sie werden i.d.R. aus den leichter meßbaren ein- oder zweidimensionalen Indizes abgeleitet. Die üblichsten sind die mittlere Trennflächenanzahl entlang einer Meßlinie pro Einheitslänge λ oder der mittlere Trennflächenabstand entlang einer Meßlinie (KULATILAKE, 1988).

GROSSMANN (1990) definiert die Intensität einer Trennflächenschar als Summe aller Flächen einer Schar pro Volumen. Die Einheit ist [m^2/m^3]. Die Dimension von λ , der Anzahl aller Trennflächen einer Schar pro Meter, ist gleich der Intensität. Beide Zahlen sind jedoch nur dann gleich, wenn alle Trennflächen einer Schar die gleiche Orientierung besitzen (GROSSMANN, 1990). Der Trennflächenabstand - ermittelt als Reziprokwert der Intensität - ist gebräuchlicher und wird üblicherweise in [m] angegeben. Er entspricht dem mittleren Abstand zwischen Flächen unterschiedlicher Größe einer Schar, gemessen entlang der Normalen auf die mittlere Stellung der Schar. Dieser Abstand ist eine genauere Maßzahl als der sonst gebräuchliche Wert.

Es muß generell zwischen dem wahren und dem scheinbaren Trennflächenabstand unterschieden werden. Durch eine geeignete Wahl mehrerer Meßlinien ist die Bestimmung der wahren Abstände möglich. In geologisch komplexen Strukturen mit einer "wechselhaften mechanischen Geschichte" kann eine Kombination von Trennflächenscharen mit nahezu gleichen, geclusterten und zufälligen Trennflächenabständen vorhanden sein.

3.2.2.2. Abhängigkeit vom Spannungszustand

Zur Abhängigkeit des Verteilungstyps des Trennflächenabstands vom Spannungsfeld im Fels bei der Entstehung dieser Schar gibt es mehrere Theorien. Übereinstimmend wird angenommen, daß die Kluftentstehung in einem gleichmäßigen Spannungsfeld durch einen Poisson-Prozeß beschrieben werden kann, d.h. die Entstehung einer Kluft und der Abstand zur nächsten sind unabhängig voneinander (PRIEST und HUDSON, 1976, 1979, 1983; DERSHOWITZ und EINSTEIN, 1988; GROSSMANN, 1990). In den genannten Arbeiten finden sich auch die mathematischen Ableitungen. Spannungsgradienten im Fels führen eher zu regelmäßigen und gleichen Abständen. Sind bei der Kluftentstehung bereits andere Scharen vorhanden, führt dieser multiplikatorische Prozeß eher zu lognormalverteilten Trennflächenabständen. Als Beispiel hierfür die folgende Abbildung 7 aus PRIEST und HUDSON (1979:342).

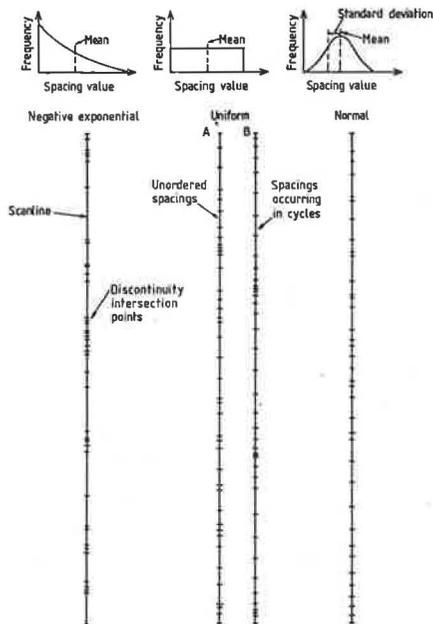


Abb. 7 Vergleich der Trennflächenabstände für verschiedene Verteilungsfunktionen (aus PRIEST und HUDSON, 1979:342).

3.2.2.3. Anpassung an Verteilungsfunktionen

Die Verteilung der Trennflächenabstände wurde von vielen Autoren untersucht. Die negative Exponentialverteilung scheint in den meisten Fällen am geeignetsten zu sein. Nicht alle Autoren benutzten "Goodness-of-fit"-Tests, also Kolmogoroff-Smirnoff- oder χ^2 -Tests, um die Richtigkeit ihrer Vermutung zu bestätigen. Häufig wurden nur die Auftragungen für die gemessenen Verteilungen und mit den theoretischen Verteilungen verglichen. Eigene Auswertungen finden sich in Kapitel 4.

Wie PRIEST und HUDSON (1976, 1979, 1983) in ihren umfangreichen Arbeiten zeigten, sind die Abstände fast immer exponentialverteilt, sofern nicht die Scharen mit gleichen Abständen vorherrschend sind. In zahlreichen Untersuchungen in-situ stellten sie fest, daß innerhalb einer 20%-igen Abweichung die Exponentialverteilung immer bestätigt wird, sofern mindestens 200 Meßwerte vorliegen.

BAECHER (1983) kommt aus der Analyse eigener Messungen zu einem ähnlichen Ergebnis. Nur in 8% der Fälle konnte das 5%-Kriterium des Kolmogoroff-Smirnoff-Tests nicht erfüllt werden. Dieses Ergebnis unterstützt die Annahme einer Exponentialverteilung für die Trennflächenabstände. Bei der Exponentialverteilung sind Mittelwert und Standardabweichung gleich groß. Bei unterschiedlicher Anordnung der Meßlinien ändert sich zwar der Mittelwert, jedoch nicht der Verteilungstyp. Man erhält wiederum eine Exponentialverteilung.

Verteilungsfunktionen für Trennflächenabstände verschiedener Autoren		
zitiert nach KULATILAKE, 1988.		
Autor	Jahr	Verteilungsfunktion
Steffen et al.	1975	Lognormalverteilung
Bridges	1975	Lognormalverteilung
Call et al.	1976	negative Exponentialverteilung
Priest und Hudson	1976	negative Exponentialverteilung
Barton	1977	Lognormalverteilung
Baecher et al.	1977	negative Exponentialverteilung
Einstein et al.	1979	negative Exponentialverteilung bei ca. 80 % bestätigt, Lognormalverteilung bei ca. 20%
Wallis und King	1980	negative Exponentialverteilung
Sen und Kazi	1984	Lognormalverteilung

Abb. 8 Vergleich der Verteilungsfunktionen für Trennflächenabstände

3.2.2.4. Ermittlung der Indizes

Aus der Wahrscheinlichkeitstheorie kann abgeleitet werden, daß die Anzahl der Trennflächen pro gewählter Länge einer Poissonverteilung folgt, wenn die Abstände negativ exponentialverteilt sind. Die Güte der Information ist von der Länge der Meßlinie abhängig. Die Genauigkeit der Schätzung für λ ist i.d.R. ausreichend, wenn die Länge der Meßlinie dem Fünffachen des mittleren Trennflächenabstands entspricht, bei einem typischen mittlerem Ab-

stand von einem Meter somit 50 Meter; genaueres bei PRIEST und HUDSON, 1981. Hierzu ist anzumerken, daß bei diesen Längenanforderungen u.U. jedoch der Homogenbereich kleiner ist als die erforderliche Meßlänge. Dann ist die Schätzung für λ weniger genau. Dies ist bei der Bestimmung der Verteilungsparameter zu beachten.

PRIEST und HUDSON (1983) schließen von der Anzahl der Trennflächen pro Längeneinheit entlang beliebiger Meßlinien im Raum auf die Anzahl der Trennflächen pro Längeneinheit entlang dem Normalenvektor der mittleren Stellung der jeweiligen Trennfläche. KARZULOVIC und GOODMAN (1985) entwickelten daraus eine Methode, wie von Meßlinien auf die Trennflächenzahl pro Längeneinheit entlang dem Normalenvektor der mittleren Stellung einer Trennflächenschar geschlossen werden kann. Die Anzahl der Meßlinien sollte hierbei größer als die Zahl der Trennflächenscharen sein. Unterschiedlich orientierte Aufnahmeflächen reduzieren die Unsicherheit, besonders bei nahezu parallel zur Aufschlußfläche streichenden Trennflächenscharen. Deshalb sollte bei Erkundungsstollen für Kraftwerkskavernen immer ein Querschlag angeordnet werden, bei Böschungen sollten nach Möglichkeit zwei unterschiedlich orientierte Aufnahmeflächen aufgenommen werden.

Eine i.d.R. genügend genaue Beziehung zwischen dem RQD-Wert und der Trennflächenfrequenz, d.h. Anzahl der Trennflächen pro Längeneinheit, λ und der Grundlänge t - beim RQD-Wert ist $t = 0.1$ m - wurde von PRIEST und HUDSON ermittelt und u.a. von WALLIS und KING (1980) bestätigt. Die Unterschiede zwischen Vorhersage und Messung lagen bei ca. 5%.

$$RQD = 100 \cdot e^{-t \cdot \lambda} (t \cdot \lambda + 1)$$

SEN und KAZI (1984) untersuchten den Einfluß der begrenzten Länge der Meßlinie auf die Ergebnisse. Sie geben Beziehungen zwischen dem Trennflächenabstand auf der Basis einer unendlich langen Meßlinie ($1/\lambda$) und dem Mittelwert $E(X)$, der aus einer Meßlinie mit endlicher Länge L bestimmt werden kann. Aus den Plots kann sowohl für die negative Exponentialverteilung wie für die Lognormalverteilung der Einfluß der Meßlinienlänge auf den Mittelwert abgeschätzt bzw. die erforderliche Länge bestimmt werden, um gewisse Fehlergrenzen einzuhalten. Die empfohlene Fehlerschranke liegt bei 5% bis 7%. Fehler in den Gleichungen von SEN und KAZI sind bei KULATILAKE (1988b) beseitigt. Bei PRIEST und HUDSON (1976) findet sich auch eine Formel für die Genauigkeit der Schätzung des RQD-Wertes in Abhängigkeit von der Länge der Meßlinie.

3.2.2.5. Folgerungen für die Keilanalyse

Bei der Entwicklung der probabilistischen Keilanalyse wurde der Trennflächenabstand bisher nicht als eigene Basisvariable in das Modell eingeführt. Bei Ermittlung der Stabilität bzw. Versagenswahrscheinlichkeit von Keilen, z.B. in Kavernenwänden oder bei Kraftausböschungen, ist nicht so sehr die Anzahl der möglichen Keile von Interesse, wie dies z.B. im Bergbau der Fall ist (ESTERHUIZEN, 1990). Im Vordergrund steht vielmehr die Frage, welches Sicherheitsniveau für die Keile vorhanden ist, und ob eine Sicherung zur Einhaltung einer geforderten Versagenswahrscheinlichkeit notwendig ist. In der Regel sind die Trennflächenabstände im Vergleich zu den Bauwerksabmessungen so klein, daß das Auftreten des in der Analyse berechneten Keils durch die Streuung von Orientierung, Ausbißlängen und Scherparametern möglich ist. Der Trennflächenabstand ist jedoch bei der Wahl der Werte für die Kohäsion und die anzusetzenden Ausbißlängen zu berücksichtigen. Die Kohäsion berück-

sichtig in diesem Fall auch den Scherwiderstand bei der Durchtrennung von Materialbrücken zwischen zwei Trennflächen einer Schar bei kleinem Trennflächenabstand. Dieser vorerst nur ingenieurmäßige Ansatz sollte für eine genauere Einbeziehung des Trennflächenabstands weiterentwickelt werden. Der Trennflächenabstand ist zudem wichtiger Parameter bei der Berechnung der Trennflächengröße als Produkt zweier Trennflächenabstände oder mit Hilfe von Kluffmodellen.

3.2.3. Ausbißlängen

3.2.3.1. Längenmeßfehler und Stützungslänge

Aus den gemessenen Ausbißlängen soll auf die Trennflächengröße geschlossen werden. Dies ist nicht eindeutig möglich, da

- Längenmeßfehler bei der Auswertung eingehen,
- zu wenig Kenntnisse über die Form von Trennflächen vorhanden sind.

Beim Übergang von der gemessenen Ausbißlänge zur Trennflächengröße sind folgende Meßfehler möglich:

- die Wahrscheinlichkeit des Auftretens einer Trennfläche hängt vom Winkel zwischen der Trennfläche und dem Aufschluß ab,
- eine größere Trennfläche wird mit einer größeren Wahrscheinlichkeit angetroffen als eine kleinere,
- ein längerer Ausbiß schneidet eine Meßlinie mit einer größeren Wahrscheinlichkeit als ein kürzerer; dasselbe gilt für Meßflächen,
- Stützungsfehler, da Ausbisse unter einer bestimmten Länge nicht mehr gemessen werden oder nicht mehr sichtbar sind,
- die Größe des Aufschlusses hat Einfluß auf die maximal meßbare Ausbißlänge, z.B. bei einem Erkundungsstollen mit drei Meter Durchmesser für eine Kraft-hauskaverne mit einem Querschnitt von 30 x 50m.

Diese Zusammenhänge sind bei der Bestimmung der Verteilungsfunktion und ihrer Parameter zu beachten.

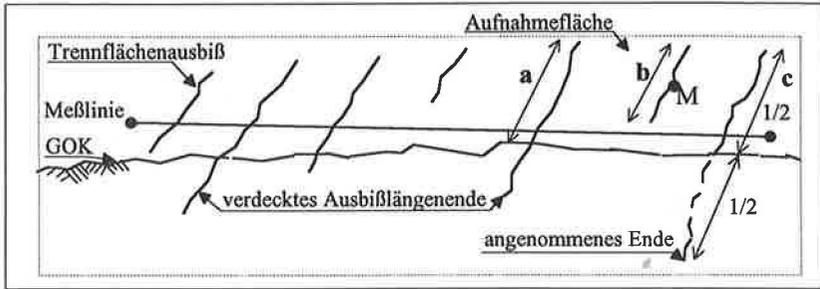


Abb. 9 Schematische Darstellung von Ausbißlängen mit Meßlinie, Aufnahmeeffläche und Geländeoberkante (GOK): a) nur ein Ende des Ausbisses sichtbar; b) ganze Ausbißlänge; c) angenommene halbe Ausbißlänge, da das Ende nicht sichtbar ist.

3.2.3.2. Bestimmung des Verteilungstyps

Viele Autoren haben sich mit der Verteilungsform der Ausbißlängen beschäftigt. In der Regel werden die Lognormalverteilung und die negative Exponentialverteilung als geeignet angesehen. Nicht alle Autoren führten jedoch Tests auf Annahme bzw. Ablehnung der Verteilungstypen durch. KULATILAKE ist der Meinung, daß kein Autor alle möglichen Längenmeßfehler in der Auswertung berücksichtigt hat.

Häufig können Meßlinien nur am Fuß eines Aufschlusses angeordnet werden. Dies führt dazu, daß häufig nur sogenannte halbe Ausbißlängen (semi-trace length) gemessen werden können. CRUDEN (1977) entwickelte ein Verfahren, wie dieser Fehler abgeschätzt werden kann. PRIEST und HUDSON (1981) geben ebenfalls ein Verfahren an, wie die einzelnen Arten von Ausbißlängen - beide Enden sichtbar, nur ein Ende sichtbar, keines der beiden Enden sichtbar - berücksichtigt werden können.

Werden viele halbe Ausbißlängen gemessen, führt dies zu einer Erhöhung des in Berechnungen anzusetzenden Mittelwerts. Sind alle Enden der Ausbißlängen verdeckt, z.B. in einem Stollen mit kleinem Durchmesser, ist ohne zusätzliche Informationen von unendlichen Ausbißlängen auszugehen.

Verteilungsfunktionen für Ausbißlängen verschiedener Autoren		
zitiert nach KULATILAKE, 1988.		
Autor	Jahr	Verteilungsfunktion
ROBERTSON	1970	negative Exponentialverteilung
MCMAHON	1974	Lognormalverteilung
BRIDGES	1975	Lognormalverteilung
CALL et al.	1976	negative Exponentialverteilung
PRIEST UND HUDSON	1976	negative Exponentialverteilung
BARTON	1977	Lognormalverteilung
CRUDEN	1977	negative Exponentialverteilung
BAECHER et al.	1977	Lognormalverteilung
EINSTEIN et al.	1979	Lognormalverteilung
BAECHER et al.	1983	3 x Lognormalverteilung, 4 x negative Exponentialverteilung

Abb. 10 Verteilungsfunktionen für Ausbißlängen verschiedener Autoren

Einen wichtigen Einfluß bei der Bestimmung des Verteilungstyps der Ausbißlängen haben Längenmeßfehler und die Länge der Meßlinie bzw. die Größe der Beobachtungsfläche (DERSHOWITZ und EINSTEIN, 1988; BAECHER, 1983; KULATILAKE, 1988; CRUDEN, 1977). Bei einer Exponentialverteilung haben die kleinsten Ausbißlängen die größte Dichte. Diese kleinen Ausbißlängen können häufig nicht mehr genau beobachtet werden bzw. sind als Mikrorisse mit dem bloßen Auge nicht zu erkennen. Zeit- und Kostengründe zwingen häufig zu einer Vernachlässigung kleiner Ausbißlängen bei der Trennflächenaufnahme, da ihre mechanische Bedeutung für die Stabilität vernachlässigbar ist. Zudem ist die Auswirkung der Vernachlässigung kleiner Längen auf die berechnete Versagenswahrscheinlichkeit bisher wenig untersucht worden. Kleine Aufnahmeflächen können bei unvollständiger Erfassung der Klüftenden zu dem Schluß führen, daß große Ausbißlängen nicht vorhanden sind. Dies führt zu einer Unterschätzung des Mittelwerts.

Eine interessante Eigenschaft von Längenmeßfehlern ist, daß sie quasi als Filter wirken, die viele gebräuchliche Verteilungen zu einer Lognormalverteilung hin verschieben. Mit den üblichen Testverfahren (Kolmogoroff-Smirnoff-Test, χ^2 -Test) sind solche verschobene Verteilungen von echten Lognormalverteilungen nicht zu unterscheiden (BAECHER, 1983). In Kapitel 7 wird untersucht, welchen Einfluß diese Unsicherheit bezüglich des wahren Verteilungstyps der Ausbißlängen auf die Versagenswahrscheinlichkeit eines Felskeils hat. Da Größen- bzw. Längenmeßfehler in der Geologie häufig nicht zu vermeiden sind, ist zu vermuten, daß viele ermittelte Lognormalverteilungen das Ergebnis von Längenmeßfehlern sind.

Von PITEAU (1973) und KULATILAKE und WU (1984c) wurden Methoden zur Ermittlung der Ausbißlängenverteilung aus einer Meßfläche erarbeitet. Bei KULATILAKE ist keine Annahme zum Verteilungstyp nötig.

3.2.3.3. Berücksichtigung der Stützungslänge

Bezüglich der Stützungslänge, also der Länge, unterhalb derer eine Messung der Ausbißlänge nicht mehr erfolgen muß, wurden sehr unterschiedliche Vorschläge unterbreitet.

- CALL et al. (1976) 15 cm bis 30 cm
- PRIEST und HUDSON (1981) 10 mm

Die in der Praxis bei der Erkundung für Wasserkraftanlagen bisher gebräuchliche Kappungslänge dürfte zwischen 30 cm und 50 cm liegen (HÖNISCH, 1993), da die Aufnahme der hinsichtlich der Stabilität wirksamen Trennflächen im Vordergrund stand.

BAECHER und LANNEY (1978) und WARBURTON (1980a) geben Formeln an, mit deren Hilfe der Stützungs einfluß ermittelt werden kann. Beide Verfahren setzen eine Annahme zum Verteilungstyp voraus.

ROBERTSON (1970) schloß nach der Auswertung von 9000 gemessenen Ausbißlängen der De Beer Mine, daß die Ausbißlängen entlang der Falllinie und entlang der Höhenlinie in etwa die gleiche Verteilung besitzen, und somit die Trennflächen annähernd quadratisch oder kreisförmig sind. Dagegen fanden BRIDGES (1975) und EINSTEIN et al. (1979), daß die Ausbißlängen entlang Fallen und Streichen nicht gleich und zudem eher lognormalverteilt sind.

3.2.3.4. Folgerungen für die Keilanalyse

Zusammenfassend kann gefolgert werden, daß die Verwendung einer negativen Exponentialverteilung für die Ausbißlängen sinnvoll ist. Die Auswirkung der Annahme einer Lognormalverteilung statt einer Exponentialverteilung auf die Versagenswahrscheinlichkeit wird in Kapitel 7 untersucht. Je nach geologischen Verhältnissen, bei denen eine voneinander unabhängige Entstehung der Klüfte in einem Poissonprozeß nicht gegeben ist, kann auch eine Lognormalverteilung zutreffender sein. Die umfangreichen Arbeiten, vor allem von BAECHER et al., EINSTEIN et al., PRIEST und HUDSON, zeigen, daß es schwierig sein dürfte, im Rahmen üblicher Projekte der Wasserkraft einen so großen Datenumfang zu erarbeiten, daß neue grundsätzliche Überlegungen zum Verteilungstyp angestellt werden können. Vielmehr sollte das vorhandene Datenmaterial auf ihre Übereinstimmung mit den in der Fachöffentlichkeit anerkannten Verteilungstypen hin analysiert werden, siehe Kapitel 4. Vorhandene Unterlagen sollten vor der Durchführung von Tests auf den Verteilungstyp überprüft werden, unterhalb welcher Länge bei der Trennflächenaufnahme bzw. der Kartierung Ausbißlängen nicht oder nicht vollständig aufgezeichnet wurden, was eine Verschiebung hin zu einer Lognormalverteilung bewirkt. Die Daten sind dann entsprechend den oben geschilderten Verfahren aufzubereiten. Das Arbeiten mit Unter- und Obergrenzen für die Kappungsgrenze ermöglicht eine Einschätzung des Fehlers. Eine untere Kappung, bei der kleine Ausbißlängen vernachlässigt werden, führt zu einer Erhöhung des gemessenen Mittelwertes. Eine Vernachlässigung bzw. falsche Abschätzung großer Ausbißlängen führt zu einer Unterschätzung des Mittelwertes. Das vorhandene Sicherheitsniveau wird überschätzt. Werden in einem Erkundungsstollen für eine Kaverne für eine Schar nur durchgehende Trennflächen beobachtet, so

ist ohne zusätzliche Informationen zunächst davon auszugehen, daß die Trennflächen auf volle Kavernenbreite durchtrennt sind.

Da bisher keine Untersuchungen zur Korrelation der Ausbißlängen von Trennflächen in verschiedenen Richtungen innerhalb der Trennfläche vorhanden sind, die eine genauere Modellierung ermöglichen, wird für die Ausbißlängen entlang der Höhen- und entlang der Falllinie einer Trennfläche die gleiche Verteilungsfunktion mit gleichem Mittelwert verwendet.

3.2.4. Trennflächengröße

3.2.4.1. Annahmen und Beobachtungen zur Trennflächenform

Exakte Informationen über die Kluftgestalt sind in ebenen Aufschlüssen kaum zu erhalten. Das Aussehen läßt i.d.R. auf eine polygonale Form schließen. Es wurden jedoch auch elliptische und kreisförmige Klüfte beobachtet (DERSHOWITZ et al., 1988). Der Vorstellung von elliptischen oder kreisförmigen Trennflächen steht die Beobachtung gegenüber, daß Trennflächen, insbesondere Klüfte, an anderen Trennflächen beginnen und enden. KIKUCHI et al. (1985) fanden bei ihren Untersuchungen, daß nur 11.5% aller Trennflächen nicht an anderen Trennflächen enden, wobei vermutet werden kann (GROSSMANN, 1990:33), daß dabei einige Microrisse, in denen sich die Trennflächen fortsetzen, nicht entdeckt wurden, und somit alle Trennflächen an anderen enden. DERSHOWITZ und EINSTEIN (1988) berichten von Trennflächenaufnahmen, die vom MIT bei zwei größeren Baumaßnahmen durchgeführt wurden. Dabei endeten 60% aller Trennflächen an anderen. Eine Auswertung von über 25000 Kluftenden durch Golder Associates (zitiert von DERSHOWITZ und EINSTEIN, 1988) für die Bestimmung der Durchlässigkeit erbrachte einen Anteil von 42%.

Aufgrund der Entstehung von Klüften und der auftretenden Kerbspannungen an den Kluftenden ist davon auszugehen, daß eine weitaus größere Zahl von Trennflächen an anderen endet, als bisher angenommen wurde. Dies unterstützt die Annahme polygonaler Trennflächenformen.

3.2.4.2. Bestimmung der Trennflächengröße

Die Trennflächengröße ist schwer zu bestimmen, da dazu im Grunde ein Abtrag von Felsmaterial notwendig wäre. Üblicherweise schließt man über die Ausbißlängen und die Abstände auf die Kluftgröße. Kluftgrößen und Ausbißlängen können von wenigen cm bis mehrere hundert Meter reichen, wie eine Auswertung der Projektunterlagen des Wasserkraftprojekts LHDP MUELA in Lesotho zeigte.

Unterschiedliche mechanische Prozesse führen zu unterschiedlichen Verteilungen. Ein gleichförmiger Prozeß führt zur negativen Exponentialverteilung, multiplikatorische Prozesse - wie beim Bruch - zu Lognormalverteilungen, und die Durchgängigkeit von den kleinsten bis zu den größten Kluftflächen zu hyperbolischen Verteilungen. Die wahre Verteilung der Kluftflächen ist dadurch jedoch nicht exakt zu erhalten. Theoretische Überlegungen mit kreisförmigen Klüften mit Exponential- oder Lognormalverteilungen für den Radius führen zu lognormalverteilten Ausbißflächen.

Die Schwierigkeit, Trennflächengrößen zu messen, zeigt sich auch darin, daß kaum Meßergebnisse veröffentlicht sind, aus denen Verteilungstypen ableitbar wären. Für die Kluftmo-

delle, die weiter unten angesprochen werden, wurden als Trennflächenformen Kreise, Ellipsen oder Polygone angenommen und daraus Verteilungen für die Trennflächenengröße abgeleitet. In der Regel werden hierbei Exponential- und Lognormalverteilungen für die Kreis-, Ellipsen oder Polygonabmessungen angewendet.

GROSSMANN (1987,1990) geht von der bereits geschilderten Beobachtung aus, daß Trennflächen i.d.R. an anderen enden. Somit entspricht die Form von Trennflächen Polygonen. Folglich ist die Trennflächenengröße vom Abstand und der Verteilung der jeweiligen Trennflächenschar abhängig. Diese Beobachtung wurde von PRIEST und HUDSON (1976) bestätigt. Sie entdeckten die Ähnlichkeit zwischen der Geometrie von Kluftsystemen und der Geometrie von Poissonebenen, die auch in den Kluftmodellen von VENEZIANO und DERSHOWITZ verwendet werden.

3.2.4.3. Besselverteilung für die Trennflächenengröße

Die Trennflächenabstände können, wie oben dargelegt, als exponentialverteilt angenommen werden. Die Verteilungsfunktion für die Trennflächenengröße ist somit als Produkt zweier Exponentialverteilungen eine Besselverteilung der zweiten Art und der Ordnung 0. Die Dichtefunktion hat die Form (GROSSMANN und MURALHA, 1987):

$$f(A) = \frac{2}{A} \cdot K_0 \left(2\sqrt{A/\bar{A}} \right)$$

mit: K_0 modifizierte Besselfunktion der zweiten Art und der Ordnung 0
 –
 \bar{A} mittlere Fläche, Mittelwert der Verteilung
 A Fläche $A = x \cdot y$ mit den Trennflächenabständen x und y

Die Standardabweichung ist

$$\sigma_A = \sqrt{3 \bar{A}}$$

Die Verteilungsfunktion lautet

$$F(A) = 1 - 2 \cdot \sqrt{A/\bar{A}} \cdot K_1 \left(2\sqrt{A/\bar{A}} \right)$$

Der Anteil $p(A)$ der Trennflächen der betrachteten Schar, deren jeweilige Flächen nicht größer als A sind, an der Klüftung des Felses durch diese Schar ergibt sich zu (GROSSMANN, 1991)

$$p(A) = 1 - 2A/\bar{A} \left[K_2 \left(2\sqrt{A/\bar{A}} \right) + \sqrt{A/\bar{A}} \cdot K_1 \left(2\sqrt{A/\bar{A}} \right) \right]$$

Damit kann die Durchtrennung bestimmt werden, die die Trennflächen einer betrachteten Schar mit einer Fläche A , $< A$ bewirken.

GROSSMANN (1987) gibt Formeln zur Bestimmung des Mittelwertes der Trennflächenengröße für die Auswertung verschiedener Beobachtungsflächen an: Bohrkern, konvexe Flächen wie Kreis, Rechteck, Quadrat und Stollenabschnitte mit rechteckigem Querschnitt. Diese Form ist somit allgemeingültiger als die von HUDSON und PRIEST (1981).

HUDSON und PRIEST (1979) kommen für exponentialverteilte Trennflächenabstände ebenfalls zu einer Besselverteilung für die Trennflächengrößen. Mit der Beziehung zwischen den Trennflächenhäufigkeiten λ_1 , λ_2 und dem Mittelwert der Flächen \bar{A}

$$\bar{A} = \frac{1}{\lambda_1 \cdot \lambda_2} \quad , \quad \omega = 2\sqrt{A/\bar{A}} = 2\sqrt{\lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot A}$$

folgt die Dichtefunktion in der Formulierung von HUDSON und PRIEST (1981)

$$f(A) = (\omega^2/2A) \cdot K_0(\omega)$$

Die Verteilungsfunktion und die Wahrscheinlichkeit, daß eine Fläche kleiner als eine vorgegebene ist, lassen sich ebenfalls mit Hilfe der Trennflächenfrequenzen λ_1 und λ_2 darstellen. Dabei wird angenommen, daß die Trennflächen innerhalb einer Schar parallel zueinander sind. Wie HUDSON und PRIEST zeigten, ist die Verteilungsfunktion bei gegebenen Trennflächenfrequenzen λ_1 und λ_2 unabhängig vom Winkel zwischen den Trennflächenscharen. Es können somit rechtwinklig zueinander stehende Trennflächenscharen untersucht werden.

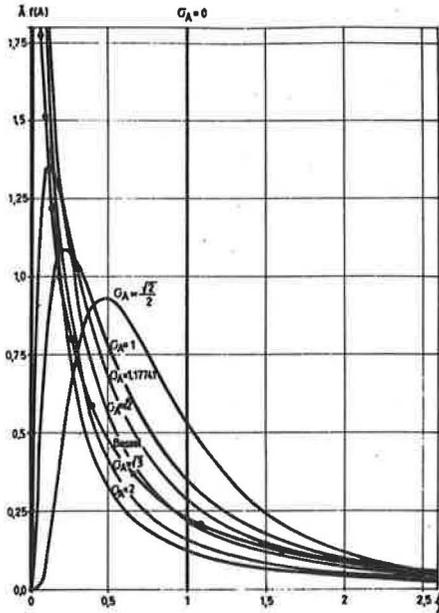


Abb. 11 Dichtefunktionen für die Trennflächengröße:
Besselverteilung und sieben Lognormalverteilungen; der Mittelwert
ist bei allen Verteilungen mit jeweils gleichem Mittelwert.

Die Besselverteilung hat links eine vertikale Asymptote und fällt für größer werdende Werte A monoton. Die Verteilung hat eine ausgeprägte Schiefe bzw. Asymmetrie, die ausgeprägter

ist als bei einer Exponentialverteilung. Im Vergleich zu einer symmetrischen Verteilung, z.B. der Normalverteilung sind der mittlere Wert - Median -, bei dem die Verteilungsfunktion den Wert 0.5 aufweist, und der häufigste Wert - Modalwert -, niedriger als der Mittelwert.

3.2.4.4. Lognormalverteilung für die Trennflächengröße

In der Literatur finden sich auch Hinweise auf lognormalverteilte Trennflächengrößen, z.B. PITEAU (1973). Die Verteilungsfunktionen sind in GROSSMANN (1990: 45) gegeben. Zur Veranschaulichung sei auf Abbildung 11 hingewiesen. Dort sind Dichtefunktionen für die Trennflächengrößenverteilung mit einer Besselfunktion und sieben Lognormalverteilungen gegeben, wobei die Mittelwerte aller Verteilungen gleich groß sind. Die Standardabweichungen der Lognormalverteilungen sind verschieden groß.

Die Abbildung zeigt, daß die Dichtefunktionen für die Trennflächengröße unabhängig von ihrem Typ immer eine ausgeprägte positive Schiefe bzw. Asymmetrie ("Links-Shift") besitzen. Dies muß, noch stärker als bei Ausbißlängen, bei der Ermittlung von Rechenwerten für Trennflächengrößen beachtet werden. Der unerfahrene Beobachter könnte geneigt sein, aufgrund seiner Beobachtung vieler kleiner Ausbißlängen unter der Annahme einer Normalverteilung einen zu kleinen Mittelwert zu schätzen. Vereinfacht ausgedrückt: Viele kleine Ausbißflächen bedeuten nicht zwangsläufig, daß der Mittelwert ebenfalls klein ist. Besonders bei im Vergleich zum Bauwerk kleinen Aufnahmeflächen, wie in einem Erkundungsstollen für eine Krafthauskaverne, muß eine vorsichtige Abschätzung erfolgen.

3.2.5. Klüftigkeitsindex i_c

3.2.5.1. Definition

Die Intensität I einer Trennflächenschar wird bei GROSSMANN (1977,1987,1990) als Summe aller Trennflächeninhalte einer Schar in einem betrachteten Volumen definiert. Die Einheit von I ist $[m^2/m^3]$. Sie entspricht für den Fall, daß alle Trennflächen die gleiche Orientierung besitzen, dem Reziprokwert des mittleren Trennflächenabstands.

Der Klüftigkeitsindex - jointing index - ist die Summe aller Trennflächeninhalte aller Scharen in einem betrachteten Volumen. Er ist die Summe der Intensitäten I_i .

$$i_c = \sum_{\text{alle Scharen}} I_i = \frac{\sum_{\text{alle Scharen}} \sum (\text{Trennflächeninhalte einer Schar})}{V}$$

Da die einzelnen Trennflächeninhalte kaum vollständig bestimmt werden können, gibt GROSSMANN (1977,1987) Verfahren an, aus der Messung von Ausbißlängen und Richtungen in einer Aufnahmefläche - Bohrkern, Kreis, Rechteck, Stollen - auf die Intensitäten und somit auf den Klüftigkeitsindex zu schließen. Die Unsicherheiten aufgrund der begrenzten Beobachtungsflächen sind angegeben.

3.2.5.2. Beziehungen zu anderen Maßzahlen

Der Klüftigkeitsindex i_c in $[m^2/m^3]$ entspricht unter der Voraussetzung, daß alle Trennflächen einer Schar parallel zueinander sind, dem Betrag der Kennzahl J_V - volumetric joint count, gemessen in $[1/m^3]$. Sie ist die Summe der durchschnittlichen Anzahl der Trennflächen $[1/m]$ jeder Schar pro Volumeneinheit, Einheit $[1/m^3]$ (ISRM, 1977).

Zwischen dem verbreiteten und einfach zu bestimmenden *RQD*-Wert (Rock Quality Designation, DEERE, 1970) und J_V (volumetric joint count) wird folgende Beziehung vorgeschlagen:

$$J_V = (115 - RQD)/3.3 \quad \text{bzw.} \quad RQD = 115 - 3.3 \cdot J_V \quad \text{für} \quad J_V \geq 4.5$$

Zwischen dem Klüftigkeitsindex, der Verformbarkeit von Fels, dem vom Versuch beeinflussten Volumen und der daraus resultierenden möglichen Genauigkeit von Versuchen zur Bestimmung der Verformbarkeit können Beziehungen abgeleitet werden. Näheres siehe bei GROSSMANN (1990) und TRUNK und FLOSS (1991).

3.3. Modelle für Trennflächensysteme

3.3.1. Allgemeines

Es gibt generell zwei Zugänge zur Beschreibung der geometrischen Trennflächeneigenschaften. Die getrennte Beschreibung der einzelnen Merkmale - wie oben vorgestellt - und der Versuch, in geeigneten Modellen durch die Anordnung von Flächen im Raum die Abhängigkeit der einzelnen Charakteristika abzubilden. Bei der ersten Methode werden die einzelnen Charakteristika wie Raumstellung, Öffnungsweite, Ebenheit, Rauigkeit, Trennflächengröße, Abstand, etc. getrennt erfaßt und beschrieben. Beim zweiten Zugang ist die gegenseitige Abhängigkeit der einzelnen Charakteristika im Modell erfaßt. Sie werden stochastisch beschrieben (DERSHOWITZ und EINSTEIN, 1988). Diese Modelle können helfen, fehlende oder schwer durchführbare Beobachtungen bzw. Messungen, z.B. Trennflächengrößen oder Blockvolumina, zu simulieren.

Die in den weiteren Analysen verwendeten Projektdaten wurden von den bearbeitenden Geologen und Ingenieuren ausschließlich nach dem ersten Ansatz ermittelt. Der angesprochene zweite Ansatz findet in der täglichen Bearbeitung bisher nur wenig Verwendung. Zudem ist eine Beschreibung aller mechanischen Eigenschaften des Felsens in nur einem Modell bisher nicht möglich. Eine ausführliche Diskussion der Kluftmodelle findet sich bei DERSHOWITZ und EINSTEIN (1988).

3.3.2. Das orthogonale Modell

Dieses Modell ist das älteste. Es geht von jeweils drei senkrecht aufeinander stehenden Kluftscharen aus. In der ersten Fassung wurden die Kluftabstände als konstant und die Kluftflächen als parallel zueinander angenommen. Eine mögliche Verallgemeinerung besteht darin, die Kluftabstände entsprechend einer Verteilungsfunktion anzunehmen. Aus der Annahme eines Poissonprozesses bei der Kluftentstehung folgt dann die Exponentialverteilung für die Trennflächenabstände.

Die grundlegendste Annahme und zugleich Einschränkung besteht darin, daß die Klufscharen zueinander senkrecht angenommen werden. Felsblöcke werden deshalb immer als rechtwinklige Prismen beschrieben. Klufsysteme sind in-situ zwar nicht immer genau orthogonal, jedoch ist diese Annahme für eine Vielzahl von Fällen eine zulässige Vereinfachung. Zur Beschreibung komplexerer tektonischer Strukturen sind jedoch andere Klufmodelle erforderlich. Eine weitere Vereinfachung besteht darin, daß die Klufflächen als eben angenommen werden. Für die Anwendung des Modells ist die Existenz von drei Trennflächenscharen erforderlich.

3.3.3. Das Scheibenmodell von Baecher und Barton

Die grundsätzliche Annahme von Baecher besteht in der Modellierung von Klüften als Kreise oder Ellipsen. Jede Kombination von Annahmen zu Kluffgröße, Ort und Orientierung ist möglich (BAECHER, 1978; BARTON, 1978). Die Größe der kreisförmigen Klüfte ist durch nur einen Parameter, den Kluftradius, beschrieben. Dieser kann deterministisch als Konstante für alle Klüfte oder stochastisch als eine Verteilung von Radien definiert werden. Da Kluftradien in-situ bisher nie gemessen werden konnten, muß eine Annahme für den Verteilungstyp getroffen werden. Die Exponential- und Lognormalverteilung erwiesen sich bisher als sinnvoll, wobei beide zu einer lognormalen Verteilung der Ausbißlängen führen. Bei den Ellipsen sind die beiden Hauptachsen zu bestimmen. Diese können unabhängige oder korrelierte Größen sein. Der Ort der Kluff kann deterministisch oder in einem stochastischen Prozeß ermittelt werden. Das gleiche gilt für die Orientierung der Klüfte.

Die Anwendbarkeit dieses Modells hängt von der Existenz kreisförmiger oder elliptischer Klufflächen ab. Solche Formen wurden nach Ansicht von DERSHOWITZ und BAECHER häufig angetroffen. Das Scheibenmodell steht der Beobachtung entgegen, daß Trennflächen in der Regel an anderen beginnen und enden, siehe GROSSMANN (1990). Ein weiterer Nachteil des Modells besteht darin, daß sich für die Ausbißlängen immer Lognormalverteilungen ergeben. Diese Verteilung ist, wie in Kap. 3.2.3 gezeigt wurde, nicht immer zutreffend.

3.3.4. Das Modell von Veneziano

Das Veneziano Modell basiert auf Poissonprozessen von Ebenen und Linien auf den erzeugten Ebenen. PRIEST und HUDSON (1976) entdeckten als erste die Ähnlichkeit zwischen der im Feld beobachteten Geometrie von Klufsystemen und der Geometrie von Poissonebenen und -linien, wie sie in der Stochastischen Geometrie beschrieben werden. Analytische Lösungen ermöglichten eine Anwendung dieser Geometrie. PRIEST und HUDSON repräsentieren Klüfte als Poissonebenen mit gleichverteilten Orientierungen. In der Ebene wird dadurch ein System von Poissonlinien geschaffen, deren Muster gut mit den beobachteten Geometrien verschiedener geologischer Situation übereinstimmt. PRIEST und HUDSON verwendeten dieses Modell zur Ermittlung der Verteilung von Blockgrößen und für die Interpretation von Bohrloch- und Meßlinienaufnahmen.

Das einfache Poissonmodell geht jedoch von einer voll durchtrennten Trennfläche aus. VENEZIANO (1978) stellte eine Methode zur Verwendung des Poissonmodells für Klüfte

mit endlicher Ausdehnung vor. Das Modell setzt drei aufeinanderfolgende stochastische Prozesse voraus.

VENEZIANO zeigt, daß dieses Modell zu einer Exponentialverteilung der Ausblößen führt, was im Gegensatz zum Modell von BAECHER mit einer lognormalen Verteilung steht. Das Modell von VENEZIANO läßt sich sowohl auf das von PRIEST und HUDSON als auch auf das orthogonale übertragen.

Im Hinblick auf das Klufteende wird jede Kluffläche durch einen unabhängigen Poissonprozeß von Linien festgelegt. Somit ist die Definition der Kluffenden unabhängig von Schnitten mit anderen Klüften. Polygonale Klufformen können in der Natur häufig beobachtet werden. In einer Vereinfachung kann das orthogonale Modell dargestellt werden, wenn die Polygone Rechtecke sind, und die Kluftebenen senkrecht aufeinander stehen. Felsblöcke werden im Venezianomodell erzeugt, wenn der Durchtrennungsgrad 100% beträgt. In diesem Fall ähnelt das Modell dem reinen Poissonmodell. Bei kleineren Durchtrennungsgraden können, aber müssen keine Blöcke gebildet werden, da Klüfte durch Poissonlinien auf vorher erzeugten Poissonflächen definiert werden. Die Schnitte zwischen einzelnen Klüften auf verschiedenen Ebenen liegen häufig nicht in Bereichen, die als durchtrennte Flächen markiert sind.

Die Einschränkungen bei der Bildung von Felsblöcken ist als Nachteil des Modells zu werten. Die aus diesem Modell folgende polygonale Form der Trennflächen entspricht mehr der Erfahrung und Beobachtung als Kreise oder Ellipsen.

3.3.5. Das Modell von Dershowitz

DERSHOWITZ (1988) beseitigte den Nachteil des Veneziano-Modells, daß Kluffschnitte und Kluftecken nicht übereinstimmen. Wie das Veneziano-Modell basiert sein Modell auf Poissonebenen, die die Kluftebenen repräsentieren. Das Modell von Dershowitz benötigt jedoch nur zwei Poissonprozesse. Der erste Prozeß ist die Definition von Kluftebenen durch einen Poissonprozeß für Flächen für gleichverteilte Orte und für Orientierungen, die einer vorgegebenen Verteilung folgen. Die Verschneidungen zwischen diesen Ebenen definieren einen Prozeß von Linien auf jeder Trennflächenebene, die jede Ebene in Polygone unterteilt. Der zweite Prozeß markiert einen bestimmten Teil der Polygone auf jeder Ebene als Trennfläche, der Rest stellt intaktes Gestein dar. Wie im Veneziano-Modell wird dies durch einen stochastischen Prozeß bewerkstelligt, wobei jede mögliche Trennfläche die gleiche Wahrscheinlichkeit besitzt, als durchtrennt markiert zu werden. Die Kluftecken werden durch die Verschneidungen der Flächen definiert. Im Ergebnis sind polyhedrale Flächen entweder komplett intakt oder komplett durchtrennt, so daß Felsblöcke sehr einfach gebildet werden können.

Da die Ecken der Klufflächen mit den Klufferschneidungen übereinstimmen, können Felsblöcke beliebiger Größe definiert werden, unabhängig vom gewählten Durchtrennungsgrad. Dies ist eine wichtige Voraussetzung, um eine linksschiefe Dichtefunktion für die Trennflächengröße zu erhalten. So besitzt das Modell von Dershowitz die Vorteile des orthogonalen Modells hinsichtlich der Blockbildung, hat jedoch zusätzlich den Vorteil flexibler Verteilungen der Orientierungen, so daß eine Vielzahl von polygonalen Klufflächen und vielflächigen

Felsblöcken gebildet werden kann. So gesehen ist das Modell von Dershowitz genauer als die anderen bisher vorgestellten Modelle.

3.3.6. Folgerungen für die Keilanalyse

Die vorgestellten Kluftmodelle wurden bei der Entwicklung der probabilistischen Keilanalyse nicht verwendet. Sie zeigen jedoch, daß die Annahmen zu den verwendeten Verteilungstypen auch durch diese Ansätze bestätigt werden. Die Kluftmodelle können bei wirklichkeitsgetreuer Abbildung einfach meßbarer Parameter, wie der Ausblüßlänge und dem Trennflächenabstand, für die Simulation der Verteilung schwer bestimmbarer Parameter dienen, wie z.B. der Trennflächengröße oder des Blockvolumens. Somit ist in weiteren Arbeiten eine Einbindung des bisher noch isolierten Gleitkeilmodells in ein Trennflächenmodell möglich. Damit kann z.B. die Anzahl und Größe der gefährdeten Keile entlang einer Straßenböschung ermittelt werden, indem ein Modell des vorhandenen Trennflächensystems mit einem der oben geschilderten Ansätze erzeugt wird.

3.4. Scherfestigkeit von Trennflächen

3.4.1. Trennflächentypen und Bestimmung der Scherfestigkeit

Im Gegensatz zu den vorgestellten geometrischen Charakteristika von Fels gibt es zur Scherfestigkeit von Trennflächen sehr viel weniger Untersuchungen zu Verteilungstyp und Variationskoeffizienten (s.a. GENSKE, 1988). Gründe hierfür sind

- der größere Aufwand, umfangreiche Versuchsserien durchzuführen und die damit verbundenen Kosten,
- Maßstabeffekte und unvermeidliche Fehler bei Probennahme und Versuchsdurchführung und
- eine geringere Übertragbarkeit der Ergebnisse wie bei den genannten geometrischen Parametern.

Am häufigsten wurden Ergebnisse von Laborversuchen zu einzelnen Felstypen veröffentlicht. In-situ-Versuche werden selten in einer solchen Anzahl ausgeführt, daß eingehendere statistische Untersuchungen möglich sind. Die Kosten und Schwierigkeiten bei der Parameterbestimmung haben auch dazu geführt, daß in-situ Scherparameter häufig von Geologen und Felsmechanikern gemeinsam auf der Basis von Erfahrungswerten abgeschätzt werden müssen.

Zunächst ist zwischen einzelnen Trennflächentypen zu unterscheiden. Sie können vereinfacht in drei Arten zusammengefaßt werden:

- raue, vollständig durchtrennte Trennflächen ohne Belag und Füllung
- mit Zwischenmittel gefüllte Trennflächen, wobei Gleiten je nach Dicke der Füllung nur im Zwischenmittel oder im Zwischenmittel und auf Kontaktflächen stattfindet
- nicht vollständig durchtrennte oder durchgehende Trennflächen, bei denen vor dem Gleiten Materialbrücken oder Versatzstufen abgeschert werden müssen.

3.4.1.1. Nicht durchgehende Trennflächen

Bei nicht vollständig durchtrennten oder durchgehenden Trennflächen wird die Scherfestigkeit überwiegend von der Materialfestigkeit des Gesteins bestimmt. Erst nach Abscheren der Materialbrücken bei kleinen Verschiebungen kann der Scherwiderstand von Trennflächen geweckt werden, wozu größere Verschiebungen notwendig sind. Der Scherwiderstand von rauen Trennflächen ist zudem aufgrund der geringeren oder nicht vorhandenen Kohäsion viel kleiner als der Scherwiderstand von Gestein. Aus diesem Grund ist eine genaue Berücksichtigung der Kompatibilität der Verschiebungen zunächst nicht vordringlich. Eine Modellierung des Scherwiderstands erfordert vor allem eine zutreffende Beschreibung der Materialfestigkeit und des Spannungszustands in den Materialbrücken. Zur Berücksichtigung von Spannungskonzentrationen können Kerbfaktoren (WITTKE, 1984) benutzt werden. Hierzu gibt es jedoch nur wenige Veröffentlichungen. Ansätze zur stochastischen Modellierung des zweidimensionalen Gefügebruchs finden sich u.a. bei GLYNN et al. (1978) und EINSTEIN et al. (1983). Die Modellierung eines dreidimensionalen Gefügebruchs zur Berücksichtigung von Materialien einschließlich der vorhandenen Zugfestigkeit ist aufwendig und wird vorerst nicht weiter verfolgt.

3.4.1.2. Gefüllte Trennflächen

Bei Trennflächen mit Zwischenmitteln ist zu unterscheiden, ob die Scherfuge nur innerhalb des Zwischenmittels verläuft, oder ob auch Kontaktflächen zwischen beiden Trennflächenwandungen vorhanden sind. Bei einer Gleitfuge nur im Zwischenmittel können die Methoden und Ergebnisse aus der Bodenmechanik zur Beschreibung der Scherfestigkeit verwendet werden. Eine Untersuchung des Zwischenmittels ist dann ausreichend. Zu prüfen bleibt, ob Verwitterungsmaterial sich wie Boden aus größeren Homogenbereichen verhält (GENSKE, 1988). Werden beim Gleiten sowohl Zwischenmittel wie Kontaktflächen abgeschert, ist eine genaue Beschreibung der Scherfestigkeit kaum möglich, da die Größe der Kontaktflächen aus Trennflächenaufnahmen nur schwierig abzuschätzen ist. Je nach Geometrie, wird man auf der sicheren Seite liegend nur den Scherwiderstand aus dem Zwischenmittel ansetzen. Ein allgemeingültiges Verfahren mit zugehörigen stochastischen Modellen läßt sich nicht angeben.

3.4.1.3. Voll durchtrennte und nicht gefüllte Trennflächen

Zur Scherfestigkeit voll durchtrennter Trennflächen gibt es eine Vielzahl von Labor- und in-situ Versuchsberichten. Für diesen Trennflächentyp wurden auch unterschiedliche Materialgesetze für die Scherfestigkeit entwickelt. Die weiteren Untersuchungen wurden i.d.R. für diesen Trennflächentyp durchgeführt.

Eine genauere Modellierung der Scherfestigkeit im Zusammenhang mit probabilistischen Keilanalysen wird derzeit von J. MURALHA am LNEC in Lissabon erarbeitet.

3.4.2. Bruchkriterien für Trennflächen

3.4.2.1. Allgemeines

Im folgenden werden nur die beiden Bruchkriterien vorgestellt, die in der weiteren Arbeit verwendet wurden, da sie hinsichtlich der Parameterermittlung im Rahmen von Felsbauprojekten am geeignetsten erscheinen. Einen Überblick über Bruchkriterien für Trennflächen findet sich z.B. in den Berichten zu den Symposien "Rock Joints", 1985 in Björkliden und 1990 in Loen, Norwegen.

3.4.2.2. Bruchkriterium von MOHR-COULOMB

3.4.2.2.1 Formulierung

Das Bruchkriterium von MOHR-COULOMB ist am geläufigsten, was die Verständigung über die Scherparameter dieses Bruchkriteriums im Gegensatz zu weniger bekannten Kriterien erleichtert. Die Formulierung für Normalspannung σ und Schubspannung τ lautet:

$$\tau = \sigma \cdot \tan \varphi + c$$

mit den Scherparametern Reibungswinkel φ und Kohäsion c .

Für Routineuntersuchungen in der Bodenmechanik wird dieses Kriterium fast immer verwendet. Beim Einsatz numerischer Methoden, z.B. der FEM, können verfeinerte und aufwendigere Materialgesetze zum Einsatz kommen, die das Nachbruch- und Dilatanzverhalten genauer beschreiben. Die Spannungsabhängigkeit der Scherparameter wird u.a. dadurch berücksichtigt, daß Triaxialversuche nach Möglichkeit im erwarteten Spannungsbereich durchgeführt werden.

3.4.2.2.2 Spannungsunabhängigkeit der Scherparameter

Ein Nachteil des Bruchkriteriums von MOHR-COULOMB ist die fehlende Spannungsabhängigkeit der Scherparameter Reibungswinkel φ und Kohäsion c . Für Fels als 'homogenes verschmiertes' Material und für Gestein wurden deshalb weitere Materialgesetze entwickelt, so z.B. das empirische Bruchkriterium von HOEK und BROWN (1983), das zudem den Vorteil einer Verbindung zu Felsklassifizierungssystemen bietet (HOEK und BROWN, 1982). Eine Verwendung für die Beschreibung der Scherfestigkeit von Trennflächen, die durch Versuche bestätigt ist, ist dem Verfasser nicht bekannt.

Die oben skizzierten Schwierigkeiten bei der Durchführung von Scherversuchen haben den verstärkten Einsatz komplexerer Bruchkriterien nicht begünstigt. Aufgrund der häufig starken Streuungen der einzelnen Parameter erscheint der Einsatz solcher Ansätze im Rahmen üblicher Felsbauprojekte nicht gewinnbringend. Die höhere Genauigkeit der Modelle wird von der Praxis geringer eingeschätzt als die vorhandene Streuung bzw. Unsicherheit der Scherparameter.

Aus diesen Gründen soll neben dem Modell von BARTON und BANDIS, siehe Kap. 3.4.2.3 im Rahmen der probabilistischen Keilanalyse nur das Kriterium von MOHR-COULOMB verwendet werden, da zudem die Mehrzahl der Versuche mit diesem Ansatz ausgewertet wurden.

3.4.2.2.3 Variationskoeffizienten und Verteilungstypen für Reibungswinkel und Kohäsion

Aus der Bodenmechanik sind Untersuchungen zum Variationskoeffizienten von Reibungswinkel und Kohäsion bekannt. Die Streuung nimmt mit dem Mittelwert zu, so daß ein multiplikativer Teilsicherheitsbeiwert anzusetzen ist. Grundsätzlich ist die Streuung der Kohäsion immer größer als die des Reibungswinkels. Dies findet sich auch in den Partialsicherheitsfaktoren in der DIN 4017 (Grundbruch), dem Entwurf zur DIN 4084, Geländebruch, von 1990 und in der Diskussionsvorlage zur neuen DIN 1054 wieder. Dort sind je nach Lastfall Partialsicherheiten für den Reibungswinkel von ca. 1.25 und 2.0 für die Kohäsion angegeben. RACKWITZ und PEINTINGER (1981) geben einen Variationskoeffizienten für den Reibungswinkel von $V_{\varphi} = 10\%$ und für die Kohäsion einen Variationskoeffizienten von $V_c = 25\%$ an. Untersuchungen anderer Autoren für Boden ergaben ähnliche Ergebnisse. Im Gegensatz zur Felsmechanik kann in der Bodenmechanik abhängig von der Entstehungsgeschichte des Bodens eine negative Korrelation zwischen Kohäsion und Reibungswinkel angenommen werden, d.h. Böden mit hohen Reibungswinkeln weisen nur eine geringe oder keine Kohäsion auf und umgekehrt. Bei diagenetisch verfestigten Böden ist die Gültigkeit der Korrelation eingeschränkt.

Bei Trennflächen resultieren hohe Kohäsionswerte auch aus Verzahnungen und Materialbrücken zwischen den Trennflächen. Dies bedeutet eine Mischung der Scherfestigkeit der Trennfläche und der Gesteinsfestigkeit. Aus diesem Grund läßt sich eine Korrelation zwischen Kohäsion und Reibungswinkel nicht allgemeingültig angeben. Siehe dazu auch die Auswertungen in Kapitel 4.

Die einfacheren Untersuchungsmöglichkeiten und die geringere Streuung des Kontinuums Boden im Vergleich zum Diskontinuum Fels haben die Ermittlung von Autokorrelationsfunktionen für Scherparameter von Boden begünstigt, siehe dazu ALBER (1987) und PEINTINGER und REITMEIER (1983). Autokorrelationsfunktionen werden in der Felsmechanik bisher nur vermutet, ohne daß ein Nachweis gelingen konnte (s. u.a. DERSHOWITZ, 1988).

GENSKE (1988) stellte Versuchsergebnisse von Scherversuchen zusammen. Er kommt dabei zu dem Schluß, daß ohne genauere Informationen über die Scherfestigkeit ein Variationskoeffizient von $V_{\varphi} = 30\%$ anzunehmen ist. Er weist darauf hin, daß mit wenigen, geeigneten Versuchen dieser Wert reduziert werden kann. Ein höherer Untersuchungsaufwand führt somit durch die geringere Unsicherheit der Eingangsparameter zu einem wirtschaftlicheren Entwurf.

Da negative Reibungswinkel nicht auftreten können, ist eine Verteilung zu wählen, die linksseitig begrenzt ist. Aus Auswertungen von veröffentlichten Ergebnissen, die immer eine positive Schiefe aufweisen, kann auf eine Lognormalverteilung geschlossen werden (GENSKE, 1988). Die Auswertungen anderer Autoren, z.B. MURALHA und CUNHA (1990), BANDIS (1990) konzentrieren sich stärker auf Maßstabeffekte bei der Scherfestigkeit. Es kann angenommen werden, daß sich die Verteilungsfunktion der Scherparameter mit zunehmender Trennflächengröße durch das Gesetz der großen Zahl - viele Bereiche geringerer und höherer Scherfestigkeit gleichen sich aus - immer mehr einer Normalverteilung nähert. Trennflächen dieser Abmessung können jedoch mit vertretbarem Aufwand nicht untersucht werden.

In Kapitel 7 wird untersucht, welchen Einfluß diese Unsicherheit bezüglich des Verteilungstyps - Normalverteilung oder Lognormalverteilung - auf das Ergebnis hat.

Nach Einschätzung erfahrener Geologen ist bei Reibungswinkeln ein geringerer Variationskoeffizient anzunehmen, als von GENSKE angegeben wurde (SCHEIBE, 1991). Aus der Erfahrung mit Wasserkraftprojekten wird je nach geologischer Situation ein Variationskoeffizient bezogen auf $\tan\varphi$ von 10% bis 15% für Trennflächen mit mehr als 10 m² Fläche als realistisch angesehen. Einzelne Homogenbereiche sind hierbei abzugrenzen.

Für die Kohäsion sind größere Variationskoeffizienten anzunehmen. Da eingehende Untersuchungen bisher nicht möglich waren, werden Werte von 30% bis 60% vorgeschlagen, die somit deutlich größer sind, als die in der Bodenmechanik verwendeten Werte. In der Kohäsion sind Scherwiderstände aufgrund des geometrischen Musters der Trennflächen enthalten. Verschiedentlich wird angenommen, daß auch Schichtfugen eine mäßige Kohäsion aufweisen (SCHEIBE, 1991). Die Untersuchung von ausgeführten Böschungen und Kavernenwänden zeigt, daß in vielen Fällen selbst bei Annahme eines hohen Reibungswinkels die vorhandene Stabilität der ausgeführten Kavernenwände und Böschungen ohne den Ansatz einer Kohäsion nicht nachgewiesen werden kann. Die 'sonstigen' Effekte wie Materialbrücken, Verspannung des Keils, Dilatanz, Versätze, Bindungskräfte von Wasser etc. werden bei deterministischen Berechnungen häufig in der Kohäsion zusammengefaßt. Eine probabilistische Keilanalyse muß deshalb die Unsicherheit des Parameters Kohäsion entsprechend berücksichtigen, solange eine genauere mechanische Beschreibung der einzelnen Einflüsse, die in der Kohäsion zusammengefaßt werden, nicht möglich ist. Als Verteilungstyp wird wie beim Reibungswinkel eine Lognormalverteilung gewählt.

3.4.2.3. Bruchkriterium von BARTON und BANDIS

3.4.2.3.1 Formulierung

Das Kluffmodell wurde für verwitterte und unverwitterte, jedoch immer ungefüllte Kluffflächen entwickelt. Störungen und offene Klüfte können mit diesem Modell nicht beschrieben werden, da sie ein anderes mechanisches Verhalten aufweisen.

Bei ungefüllten Klüften mit Kontakt zwischen den Kluffflächen sind Rauigkeit und Druckfestigkeit der Kluffflächen entscheidend für die Scherfestigkeit und Steifigkeit der Kluff.

Der wichtigste externe, d.h. nicht felstypen- und trennflächenabhängige Faktor ist die Normalspannung. Das Kluffmodell enthält Parameter, die von der Normalspannung in den bei Felsbauwerken üblichen Bereichen im Gegensatz zu den Scherparametern φ und c des Modells von Mohr-Coulomb unabhängig sind. Das empirische Gesetz enthält Parameter, die mit einfachen Indexversuchen bestimmt werden können. Es erlaubt zum einen die Interpretation und Extrapolation von Versuchsergebnissen, andererseits kann es auch zur Vorhersage von Versuchsergebnissen verwendet werden. In der Formulierung für Schubspannung und Normalspannung lautet es:

$$\tau = \sigma_n \tan \left[JRC \log \frac{JCS}{\sigma_n} + \Phi_r \right]$$

mit:

τ maximale Schubspannung

σ_n	effektive Normalspannung
JRC	Kluftrauhigkeitskoeffizient, <i>Joint Roughness Coefficient</i> [-]
JCS	Kluftflächendruckfestigkeit, <i>Joint Wall Compressive Strength</i>
Φ_r	Restreibungswinkel (<i>residual friction angle</i>) [°], abhängig von der Verwitterung der Trennfläche und dem Basisreibungswinkel Φ_b
Φ_b	Basisreibungswinkel, ermittelt aus der Restscherfestigkeit von glatten, unverwitterten Gesteinsflächen (makroskopische Rauigkeit bzw. Kristallrauigkeit) bzw. bei verwitterten Trennflächen in [°]

Der gesamte Wert in der Klammer entspricht dem jeweiligen wirksamen Reibungswinkel.

3.4.2.3.2 Bestimmung des Kluftrauhigkeitskoeffizienten JRC

Der Kluftrauhigkeitskoeffizient JRC wird aus der Auswertung von Kluftrauhigkeitsprofilen gewonnen. Es gibt auch Entwicklungen, mittels digitalisierter Videoaufnahmen oder mechanischem Abtasten von Trennflächen Rauigkeitsprofile zu ermitteln und auszuwerten (MAERZ et al., 1990; HESSE et al., 1989). BARTON und BANDIS (1990:607) geben auch eine Möglichkeit an, den JRC -Wert und den Spitzenreibungswinkel Φ_{Penk} mit Hilfe des Q -Systems, des Felsklassifizierungssystems von BARTON, LIEN und LUNDE (1974, s.a. TRUNK und HÖNISCH, 1990), zu ermitteln. Untersuchungen zeigten, daß der Kluftrauhigkeitskoeffizient über große Spannungsbereiche, i.d.R. fünf Größenordnungen, bei sehr rauen Trennflächen sogar acht Größenordnungen, konstant ist. Dies entspricht somit einer Bandbreite der Überlagerungshöhe von 5 cm bis 500 m. Im Rahmen üblicher Felsbauprojekte kann somit von einem spannungsunabhängigen Wert JRC ausgegangen werden. Der Kluftrauhigkeitskoeffizient kann auch mit Hilfe von sogenannten Tilt-Versuchen, also Abgleit- oder Abschiebeversuchen von Felsproben nur unter Eigengewichtsbelastung, bestimmt werden. Umfangreiche Versuchsreihen von BARTON und CHOUBEY (1977) bestätigten die zuverlässige Schätzung von JRC aus Tilt-Versuchen, die auch an Bohrkernen durchgeführt werden können. Die Mittelwerte von Tilt-Versuchen verschiedener Versuchsreihen mit JRC (*Tiltversuch*) = 5,4, 9,9 und 7,4 wurden durch die Rückrechnung von Scherversuchen mit JRC (*Scherversuch*) = 5,5, 9,3 und 7,2 gut bestätigt.

3.4.2.3.3 Bestimmung der Druckfestigkeit der Kluftwandung JCS

Die Druckfestigkeit der Kluftwandung JCS läßt sich mit Hilfe von einaxialen Druckversuchen, Punktlastversuchen oder mit Hilfe des Schmidt'schen Rückprallhammers bestimmen. Der Rückprallhammer hat den Vorteil, daß er auf sehr dünne, verwitterte Schichten auf den Kluftwandungen mit geringerer Festigkeit als des unverwitterten Gesteins reagiert. Gerade die obersten Schichten einer Kluftwandung bestimmen den Scherwiderstand. Die Festigkeit dünner Schichten im mm-Bereich kann mit einaxialen Druckversuchen oder Punktlastversuchen nicht bestimmt werden. Um den Einfluß des Wassergehalts auf die Druckfestigkeit zu erfassen - ein Abfall von 10% bis 30% kann erwartet werden (s. z.B. BARTON, 1973) - sollten die Proben nahe des natürlichen Wassergehaltes untersucht werden. Die Ergebnisse mit dem Schmidt'schen Hammer werden jedoch nicht von allen Autoren als zuverlässig akzeptiert (GENSKE, 1988). POOLE et al. (1980) ermittelten einen Variationskoeffizienten für die Ergebnisse mit dem Schmidt'schen Hammer von 10% bis 15%, wenn mehr als 10 Versuche

für eine Stelle einer Trennfläche durchgeführt werden. Hierzu ist anzumerken, daß einfache Versuche immer den Vorteil bieten, in einer größeren Zahl ausgeführt und somit Streuungen und Meßfehler bestimmt werden können. Bei einer unverwitterten Trennfläche, bei der keine Relativverschiebung der beiden Wandungen gegeneinander aufgetreten sind, ist die Druckfestigkeit der Wandung gleich der einaxialen Druckfestigkeit, die im englischsprachigen Raum mit *UCS (unconfined compressive strength)* bezeichnet wird. Zur Berücksichtigung von Maßstabeffekten siehe weiter unten.

3.4.2.3.4 Bestimmung des Basisreibungswinkels Φ_b und des Restreibungswinkels Φ_r

Zur Ermittlung des Restreibungswinkels Φ_r bei verwitterten oder nassen Trennflächen schlagen BARTON und CHOUBEY (1977) folgendes Vorgehen vor. An gesägten und gereinigten Felsproben wird der Basisreibungswinkel Φ_b ermittelt. An der frischen und der natürlichen Trennfläche werden jeweils die Rückprallwerte des Schmidt'schen Hammers *R* bzw. *r* bestimmt. Daraus ergibt sich der Restreibungswinkel Φ_r zu:

$$\Phi_r = (\Phi_b - 20^\circ) + 20^\circ \cdot r/R$$

mit:

Φ_b	Basisreibungswinkel, ermittelt an unverwitterten oder gesägten Trennflächen
<i>R</i>	Rückprallwert von unverwitterten oder gesägten Trennflächen
<i>r</i>	Rückprallwert der natürlichen Trennfläche, nahe am natürlichen Wassergehalt oder bei ausreichend dimensionierter Dränage im trockenen Zustand

Die Genauigkeit der Bestimmung des Mittelwerts des Restreibungswinkels Φ_r bei Durchführung mehrerer Versuche wird von BARTON und CHOUBEY (1977:17) mit $\pm 0.5^\circ$ bis $\pm 1.0^\circ$ angegeben. Die Auswertung von Versuchen an 15 verschiedenen Trennflächenarten brachte eine Genauigkeit in der Vorhersage des Mittelwerts für den wirksamen Reibungswinkel $\Phi_{eff} = \arctan(\tau/\sigma_n)^\circ$ ohne Berücksichtigung von Maßstabeffekten von ca. $\pm 3.0^\circ$ bei einem Versuch und $\pm 1.5^\circ$ bei der Durchführung von mehr als fünf Versuchen.

3.4.2.3.5 Dilatanz

Durch die Welligkeit bzw. Rauigkeit kommt es beim Abscheren von Trennflächen zu Dilatanzerscheinungen. Bei niedrigen Normalspannungen erfolgt ein Aufgleiten der Trennflächen. Bei hohen Normalspannungen erfolgt ein Abscheren der Rauigkeiten. Dieser Effekt ist bei niedrigen *JCS*-Werten und gleichzeitig hohen *JRC*-Werten am größten. Die Grenzen des Spitzendilatanzwinkel d_n werden angegeben mit

$$0.5 \cdot JRC \log(JCS/\sigma_n) \leq d_n \leq 2 \cdot JRC \log(JCS/\sigma_n)$$

Übliche Kluffverformungen bis zum Erreichen der maximalen Scherfestigkeit liegen im Bereich von 1% der Klufflänge bzw. Kantenlänge des Felsblocks. Solch große Verformungen wird man selten zulassen können. Für diese Fälle sollte der Anfangsdilatanzwinkel d_i angesetzt werden. Er wird wie folgt abgeschätzt:

$$d_i = 1/3 \cdot JRC \cdot \log(JCS/\sigma_n)$$

3.4.2.3.6 Maßstabsabhängige Parameter JRC und JCS

Im Gegensatz zum Basisreibungswinkel Φ_b und Restreibungswinkel Φ_r sind der Kluftrauhigkeitskoeffizient JRC und die Trennflächenwandfestigkeit JCS maßstabsabhängig. Beim Kluftrauhigkeitskoeffizient JRC kann nur eine Bewertung der Rauigkeit und Welligkeit der gesamten Trennfläche statt eines Kerns oder Handstücks eine zutreffende Einschätzung liefern. Für die Trennflächenwanddruckfestigkeit geben BARTON und CHOUBEY Abminderungsfaktoren von 2.5, 5.0 und 10.0 an. Damit kann die Variationsbreite bei Berücksichtigung des Maßstabeffekts untersucht werden. Für einen mittleren Kluftrauhigkeitskoeffizienten von $JRC = 10$ wird der maximale effektive Reibungswinkel $\Phi_{eff} = \arctan(\tau/\sigma)^\circ$ dadurch um 4° , 7° bzw. 10° abgemindert.

BARTON und BANDIS (1982) geben folgende Abschätzungen in Abhängigkeit von den Kantenlängen der Proben im Labor ($L_0 = 100\text{mm}$), den Kantenlängen der Blöcke in-situ, L_n , und den Laborergebnissen JRC_0 und JCS_0 an. Als Blocklänge kann der mittlere Trennflächenabstand angenommen werden.

$$JRC_n \approx JRC_0 [L_n/L_0]^{-0.02 JRC_0} \quad \text{und} \quad JCS_n \approx JCS_0 [L_n/L_0]^{-0.03 JRC_0}$$

Bei einem Labormaßstab von 10 cm ergeben sich in Abhängigkeit von einem mittleren Trennflächenabstand folgende Abminderungsfaktoren:

Abminderungsfaktoren für JRC_0 und JCS_0 in Abhängigkeit von JRC_0 bzw. JCS_0 und Trennflächenabstand für eine Laborprobe mit $L_0=10\text{ cm}$				
JRC _n /JRC ₀ für Trennflächenabstand in [m]				
JRC ₀	0.5	1	2	3
5	0.851	0.794	0.741	0.712
10	0.725	0.631	0.549	0.507
15	0.617	0.501	0.407	0.361
JCS _n /JCS ₀ für Trennflächenabstand in [m]				
JRC ₀	0.5	1	2	3
5	0.786	0.708	0.638	0.601
10	0.617	0.501	0.407	0.361
15	0.485	0.355	0.26	0.216

Abb. 12 Abminderungsfaktoren für JRC und JCS in Abhängigkeit vom Trennflächenabstand für Laborproben mit Kantenlänge $L = 10\text{ cm}$

Der Maßstabeffekt kann dadurch verringert werden, daß Tilt-Tests an möglichst großen Proben durchgeführt werden, die nach Möglichkeit in ihren Abmessungen dem mittleren Trenn-

flächenabstand entsprechen sollen. Mit einer Abminderung des *JCS*-Wertes gegenüber der einaxialen Druckfestigkeit um 2.5 für dichten Fels und 5.0 bis 10.0 für poröseren Fels ist eine Genauigkeit von $\pm 2^\circ$ zu erreichen. Für numerische Berechnungen ist zudem die Maßstabsabhängigkeit der Dilatanz und der Klufteigenschaften zu beachten (BARTON und CHOUBEY, 1977).

3.4.2.3.8 Praktisches Vorgehen

Für erste Abschätzungen werden folgende Werte empfohlen:

Der Basis- und Restreibungswinkel Φ_b bzw. Φ_r können in Abhängigkeit von Felstyp und veröffentlichten Ergebnissen (z.B. BARTON und CHOUBEY, 1977:6) abgeschätzt werden. Als untere Grenze für den Basisreibungswinkel kann $\Phi_b = 20^\circ$ angenommen werden. Für Tilt-Versuche zur Bestimmung des Basisreibungswinkels bieten sich Bohrkerne an. Für die Trennflächenwandfestigkeit *JCS* kann ein Wert von $JCS = 1/4 UCS$ angesetzt werden. Nur bei besonders stark verwitterten Trennflächen können kleinere Werte auftreten. Die einaxiale Druckfestigkeit läßt sich - außer bei starker Anisotropie - mit Punktlastversuchen genügend genau abschätzen. Der Kluftrauhigkeitskoeffizient *JRC* kann zunächst aus dem Vergleich mit Rauheitsprofilen ermittelt werden, die von BARTON et al. angegeben wurden. Genauere Werte liefern Tilt-Versuche mit Blöcken, deren Abmessungen dem mittleren Trennflächenabstand nahe kommen.

Die einfachen Indexversuche ermöglichen, vergleichbar den Felsklassifizierungssystemen (TRUNK und HÖNISCH, 1990), eine Objektivierung und Nachvollziehbarkeit von Abschätzungen der Scherfestigkeit. Ein Vorteil liegt darin, daß keine Abschätzung der Kohäsion erfolgen muß, die sehr subjektiv sein kann. Allerdings ist das Kriterium nur für vollständig durchtrennte Trennflächen einsetzbar.

3.4.2.3.9 Verteilungstyp und Variationskoeffizienten

ESTERHUIZEN (1990) nimmt in seiner probabilistischen Analyse für Keile in einer Tagebauböschung folgende Variationskoeffizienten unter der Annahme von Normalverteilungen für die Parameter *JRC*, *JCS* und Φ_b an:

Variationskoeffizienten für die einzelnen Parameter		
<i>JRC</i>	<i>JCS</i>	$\tan \varphi$
$0.25 \mu_i$	$0.20 - 0.33 \mu_i$	$0.20 - 0.25 \mu_\varphi$

Abb. 13 Gewählte Variationskoeffizienten für *JRC*, *JCS* und $\tan \varphi$ von ESTERHUIZEN (1990)

Der Variationskoeffizient für den Mittelwert des Basisreibungswinkels ist im Vergleich mit den veröffentlichten Ergebnissen von BARTON und BANDIS hoch angesetzt. Er erscheint nur bei großer Streuung innerhalb einer Trennfläche als realistisch. Bei den Faktoren *JCS* und *JRC* sind Maßstabsffekte mitberücksichtigt. Die Annahme von Normalverteilungen steht im Widerspruch zu sonstigen veröffentlichten Annahmen des Verteilungstyps für Festigkeitswerte. In den folgenden Analysen werden deshalb Lognormalverteilungen benutzt. Ein Vergleich mit der Annahme einer Normalverteilung findet sich in Kapitel 7. Die Werte

für JRC und JCS werden entsprechend dem mittleren Trennflächenabstand gegenüber den Laborergebnissen abgemindert. Wie bei den Scherparametern des Mohr-Coulomb-Kriteriums ist bei den Parametern JRC , JCS und Φ davon auszugehen, daß die Streuung mit dem Mittelwert des Parameters zunimmt, also ebenfalls ein multiplikativer Teilsicherheitsbeiwert anzusetzen ist. In einer weiteren Entwicklung wäre eine vom Trennflächenabstand abhängige und somit maßstabsgerechte Modellierung der Parameter möglich.

Die von GENSKE (1988) abgeleiteten Variationskoeffizienten für den Reibungswinkel bei ungesicherten Böschungen im Rheinischen Schiefergebirge - er nimmt hierbei eine Gleichverteilung bzw. linksschiefe Dreiecksverteilung mit einer Untergrenze von 20° und Obergrenze von 70° bzw. 80° an - erscheinen nur für den Fall vertretbar, daß keinerlei Informationen über die Trennflächenbeschaffenheit vorhanden sind. Von solch ungünstigen Voraussetzungen muß bei den im Rahmen dieser Arbeit untersuchten Projekten nicht ausgegangen werden.

3.4.2.4. Vor- und Nachteile beider Modelle bei der Ermittlung der Scherparameter

Das Modell von BARTON und BANDIS hat den Vorteil, daß nur einfache Indexversuche erforderlich sind, die auch in größerer Zahl und vor Ort ausgeführt werden können. Ein Nachteil besteht darin, daß die Anwendung zunächst auf voll durchtrennte Trennflächen beschränkt ist.

Bei den Scherparametern ϕ und c für das Mohr-Coulomb-Kriterium sind Labor- oder in-situ Versuche notwendig. Laborversuche können nur an relativ kleinen Trennflächenausschnitten durchgeführt werden, so daß Maßstabeffekte die Übertragbarkeit der Ergebnisse beeinflussen, siehe Kapitel 3.4.3. In-situ Versuche sind aufwendig und teuer. Deshalb sind immer nur wenige Versuche an wenigen Punkten möglich. Häufig werden dafür die für die Stabilität kritischen Trennflächen untersucht, die meist eine geringe Scherfestigkeit aufweisen. Auf die erhebliche Schwierigkeit, die Größe der Kohäsion zu ermitteln, wurde weiter oben bereits hingewiesen. Aus diesem Grund werden häufig nur Triaxialversuche an Gesteinsproben durchgeführt, um die Scherparameter des Gesteins zu ermitteln. Zusammen mit Trennflächenaufnahmen werden dann die Scherparameter der Trennflächen abgeschätzt.

In den Berechnungen mit Hilfe der probabilistischen Keilanalyse sollen durch eine einfache Variation der Variationskoeffizienten für die Scherparameter gezeigt werden, welchen Einfluß diese Unsicherheit bei der Parameterbestimmung auf die Versagenswahrscheinlichkeit besitzt. Im Zuge eines Projektentwurfs für eine Krafthauskaverne ist eine gegenseitige Kontrolle der einzelnen Analyseverfahren notwendig.

3.4.3. Maßstabeffekte bei der Scherfestigkeit von Trennflächen

3.4.3.1. Datenbasis

Sowohl BANDIS (1990) als auch MURALHA und CUNHA (1990) haben eine Analyse ausgeführter Scherversuche an vollständig durchtrennten Trennflächen im Hinblick auf Maßstabeffekte durchgeführt. Die wichtigsten Ergebnisse seien hier zusammengefaßt.

Die Maßstabeffekte bei der Scherfestigkeit von Fels können bisher durch einzelne Effekte oder auch durch Kombinationen einzelner Effekte nicht zufriedenstellend erklärt werden.

3.4.3.2. Abhängigkeit von der Trennflächengröße

Die größere Streuung der Versuchsergebnisse bei kleinen Proben kann auch damit erklärt werden, daß die spezifische Oberfläche verglichen mit dem Volumen bei kleinen Proben größer ist. Ist an der Oberfläche eine lokale Schwächung vorhanden, so hat diese bei kleinen Proben einen weitaus größeren Einfluß auf die Festigkeit der Probe als bei größeren Proben. Dies deckt sich auch mit den Beobachtungen von MURALHA und CUNHA bei der Untersuchung der Scherfestigkeit von Trennflächen. Dort wird berichtet, daß mit zunehmender Trennflächengröße der Mittelwert abnimmt, jedoch mit abnehmendem Mittelwert auch der Variationskoeffizient abnimmt. D.h. mit größer werdendem Probenvolumen oder größerer Fläche nimmt die Streuung der Ergebnisse ab. Der Variationskoeffizient der Scherfestigkeit könnte somit, wie bereits angedeutet, als Funktion der Trennflächengröße formuliert werden.

Untersuchungen verschiedener Autoren zeigen, daß Scherfestigkeiten bei vollständig gefüllten Klüften, bei denen kein Kontakt der Kluftwandungen besteht, keine Maßstabeffekte aufweisen. Maßgeblich für das Fehlen von Kontakten zwischen den Kluftwandungen ist das Verhältnis von Rauigkeit zur Dicke der Füllung.

3.4.3.3. Nicht durchgehende Trennflächen

LONDE (1973) führte die ersten systematischen Versuche mit nicht durchgehenden Klüften durch. Dieser Begriff wird für Klüfte benutzt, die eine aus Materialbrücken resultierende Kohäsion aufweisen. Die maximale Scherfestigkeit dieser Art von Klüften wird erreicht, wenn die Materialbrücken abgesichert werden. Er zog daraus zwei Schlüsse:

- Die Festigkeit aufgrund der Kohäsion (= Materialbrücke) nimmt mit zunehmender Kluftgröße ab.
- Die Festigkeit, die auf Reibung allein basiert, ist mehr oder weniger unabhängig von Maßstabeffekten.

Die zweite Beobachtung steht in gewissem Widerspruch zu den Ergebnissen von BARTON (1977). Dies kann an den unterschiedlichen untersuchten Gesteinen liegen und an den unterschiedlichen verwendeten Festigkeitskriterien liegen. Bei BARTON ergibt sich aus der Auftragung von $\arctan(\tau/\sigma)$ eine rechnerische Kohäsion, LONDE setzte eine echte Kohäsion an. Das Verhältnis zwischen den größten und kleinsten Kluftflächen betrug 1:15. MURALHA und CUNHA (1990) werteten Versuche mit einem Flächenverhältnis von 1:5 bis 1:30 aus. Auch LONDE beobachtete, daß der Mittelwert und die Streuung mit größer werdender Kluftfläche abnehmen.

3.4.3.4. Durchgehende Trennflächen

Bei durchgehenden Klüften ist die Scherfestigkeit grundsätzlich abhängig von der Morphologie der Kluftoberflächen und der Festigkeit der Rauigkeiten. PRATT u.a. führten 1974 die ersten systematischen Versuche durch. Sie untersuchten Kluftflächen zwischen 140 und 5000 cm². Dabei zeigte sich für die größten Kluftflächen ein Abfall der Scherfestigkeit von 40% gegenüber den kleinsten Kluftflächen. Im halblogarithmischen Maßstab ergibt sich für eine konstante Normalspannung eine Gerade für die Beziehung zwischen der Kluftflächen-größe und der Scherfestigkeit. MURALHA und CUNHA beobachteten ebenfalls Geraden. Bei PRATT et al. wie bei MURALHA und CUNHA bleibt die Frage offen, ab welcher

Kluftflächengröße diese lineare halblogarithmische Beziehung nicht mehr gilt, da ansonsten sehr große Trennflächen - unabhängig vom Felstyp - einen Reibungswinkel unter 15° aufweisen würden.

PRATT et al. (1972) berichten ebenso wie BARTON (1977), daß die tatsächlichen Kontaktflächen nur 10 - 20% der gesamten Kluftfläche betragen können. D.h., daß die tatsächliche Scherfestigkeit größer ist als die über die Gesamtfläche gemittelte Scherfestigkeit. PRATT et al. vermuten, daß wenn geometrisch ähnliche Proben unterschiedlicher Größe untersucht würden, keinerlei Maßstabeffekte auftreten würden. LEICHNITZ und NATAU (1979) vermuten wie Barton, daß bei größeren Kluftflächen die kleinen, aber steilen Rauigkeiten nicht aktiviert werden, und die Kluftflächen auf größeren und flacheren Rauigkeiten abgesichert werden. Dies führt zu der beobachteten geringeren Scherfestigkeit bei größeren Kluftflächen. BANDIS (1981) stellte ebenfalls in Versuchen fest, daß mit zunehmender Kluftflächengröße die Streuung der Scherfestigkeitswerte der einzelnen Versuchen abnimmt. Eine Korrelation zwischen den Variationskoeffizienten der Scherfestigkeit und der Trennflächengröße kann damit angenommen werden. Die Variationskoeffizienten der Scherfestigkeiten von Laborscherversuchen können für die Berechnung von Keilen aufgrund der größeren Flächen abgemindert werden. Es sind jedoch weitere, umfangreiche Versuchsreihen notwendig, um die Größe des Korrelationskoeffizienten zu bestimmen.

3.4.3.5. Abnahme des Spitzenreibungswinkels

BARTON und BANDIS (1977) beobachteten mit zunehmender Kluftflächengröße einen abnehmenden Spitzenreibungswinkel. Bei sehr großen Trennflächen wird der Maximalwert der Scherfestigkeit asymptotisch ohne vorherigen Spitzenwert erreicht. Das Überreiten kleinerer, steilerer Rauigkeiten bei größeren Kluftflächen führt zu einer Verringerung des Dilatanzwinkels. Nur bei kleinen Kluftflächen kommt es zur Ausbildung einer Spitzenscherfestigkeit mit Abfall nach Überschreitung des Bruchs. Diese Beobachtung deckt sich mit der von MURALHA und CUNHA (1990). PERES-RODRIGUES und CHARRUA-GRACA (1985), zeigten, daß die Festigkeit von Klüften, die große Unregelmäßigkeiten bzw. Rauigkeiten aufweisen, mit zunehmender Fläche abnimmt. Sie zogen ihre Schlüsse aus nahezu 200 Labor- und In-situ-Versuchen an Proben mit Flächen zwischen 50 und 5000 cm^2 . Eine Fläche von 5000 cm^2 entspricht einem Quadrat mit ca. 70 cm Kantenlänge.

3.4.3.6. Zusammenwirken mehrerer Trennflächen

In der bisherigen Diskussion wurde jeweils nur eine Trennfläche betrachtet. Die beiden die Trennfläche bildenden Blöcke können sich dabei unabhängig von anderen Blöcken bewegen. In Wirklichkeit ist Fels jedoch aus einer Vielzahl von Blöcken aufgebaut, so daß sich Steifigkeit und Scherfestigkeit der einzelnen Trennflächen gegenseitig beeinflussen. BARTON und BANDIS (1982) führten in einem Rahmen von 40 auf 40 cm Modellversuche durch, der biaxial belastet wurde. Drei unterschiedliche Modelle mit 250, 1000 und 4000 Blöcken wurden untersucht. MURALHA (1991) merkte hierzu an, daß bei den Versuchen von BARTON und BANDIS (1982) die Steifigkeit des Scherrahmens nicht maßstabsgetreu verändert wurde. Die Verbindung zwischen Trennflächenabstand, Gesteinsfestigkeit, Freiheitsgrad der Blockbewegung, Versagensart und Maßstabeffekten führte zu der praktischen Interpretation, daß der Abstand von Querklüften bzw. die Blockgröße die minimale Basislänge eines Felsens ist, die

somit eine mögliche geometrische Grenze für Maßstabeffekte darstellt. Somit kann die durchschnittliche natürliche Blockgröße als maßgebliche Länge angenommen werden, für die Rauigkeitsuntersuchungen, Versuche und Extrapolationen von Laborversuchen auf die wahre Größe durchgeführt werden müssen.

3.4.3.7. Analyse von Böschungsbrüchen

McMAHON (1985) berichtet von einer Serie von Rückrechnungen von versagten Felsböschungen. Die Schätzungen der Scherfestigkeiten nach dem Mohr-Coulomb Kriterium in solchen Analysen wurden mit Laborversuchsergebnissen verglichen. Die Ergebnisse zeigen, daß die berechneten Scherfestigkeiten, die entlang der Versagensflächen mobilisiert wurden, mit den Restreibungswinkeln vergleichbar sind, die im Labor gemessen wurden, plus der Neigung von großmaßstäblichen Welligkeiten, deren Basislänge größer als 2% der Scherlänge ist. McMAHON vermutet, daß kleinmaßstäbliche Rauigkeiten mit Längen von wenigen Millimetern, die die Scherfestigkeit von Laborproben beeinflussen, bei großmaßstäblichem Versagen nicht aktiv sind. Dies deckt sich auch mit Einschätzungen von BARTON und BANDIS (1982). Es weist darauf hin, daß der Schermechanismus im Labormaßstab und bei großen Klufflächen verschieden ist.

3.4.3.8. Auswertungen von MURALHA und CUNHA

MURALHA und CUNHA (1990) kamen bei der Auswertung von Scherversuchen zu folgenden Ergebnissen:

- Horizontale Klüfte weisen einen höheren Reibungswinkel und eine höhere Kohäsion auf als steile Klüfte, die Rauigkeit horizontaler Klüfte ist größer. Somit ist eine vom Fallwinkel abhängige Definition der Kohäsion möglich. Das gleiche geometrische Muster, also Verzahnungen und Versätze, ergibt bei horizontalen Trennflächen aufgrund einer höheren Normalspannung eine höhere wirksame Kohäsion als bei steilen Trennflächen mit geringerer Normalspannung.
- Das lineare Mohr-Coulomb-Kriterium ist für Normalspannungsbereiche von 0.25-1.5 MPa, die in Labor- und in-situ-Versuchen üblich sind, anwendbar; 0.25 MPa entsprechen 10 m Überlagerung, 1.5 MPa 60 m Überlagerung.
- Dünne Füllungen, die die Unebenheiten nicht ausfüllen, haben nur geringen Einfluß auf die Scherfestigkeit.
- Genügend dicke Füllungen bestimmen das Scherverhalten einer Trennfläche. Dann treten bei den Abmessungen von Labor- und in-situ-Versuchen von Fels keine Maßstabeffekte auf.
- Häufig werden bei Projekten die Klüfte mit geringeren Scherfestigkeiten untersucht, für die nur geringe Maßstabeffekte bestehen. Somit sind wenig Informationen über Klüfte mit höheren Scherfestigkeiten, bei denen Maßstabeffekte eine größere Rolle spielen, verfügbar.
- Die Scherfestigkeit nimmt mit der Größe der Probenfläche monoton ab. Im halblogarithmischen Maßstab - Fläche auf der x -Achse logarithmisch aufgetragen und Spannung auf der y -Achse linear - nimmt die Festigkeit mit der Fläche linear ab.
- Die Streuung der Festigkeit nimmt mit der Normalspannung zu. Die Beanspruchung der Kontaktflächen nimmt zu. Somit zeigen Streuungen in der Festigkeit eine größere Wirkung. Die Abnahme der Festigkeit mit der Fläche ist für höhere Normalspannungsniveaus stärker.

- Standardabweichung, Median und der Mittelwert des Reibungswinkels nehmen mit der Größe der Fläche ab. Für große Flächen liegen Median und Mittelwert näher beieinander als bei kleineren Flächen. Bei kleinen Flächen ist die Schersteifigkeit eher lognormalverteilt, bei größeren Flächen tendiert sie eher zu einer Normalverteilung. Dies entspricht auch dem Gesetz der großen Zahlen in der Statistik.
- Bei der erforderlichen Verschiebung zur Weckung der maximalen Scherfestigkeit, sind Maßstabeffekte zwischen Labor- und in-situ-Versuchen zu beachten. In-situ sind wegen anderer Rauigkeitsverhältnisse größere Verformungen zur Mobilisierung des maximalen Reibungswinkels erforderlich.
- Je rauher die Klüfte, um so ausgeprägter sind die Maßstabeffekte.
- Vor voreiligen statistischen Schlüssen auf der Basis begrenzter Versuchsserien wird gewarnt.

Für eine Auftragung der zugehörigen Mohr-Coulomb-Geraden für mehrere Flächengrößen zeigt sich, daß bei einer Extrapolation der Ergebnisse auf Klufflächen mit 10 m^2 und mehr die Scherfestigkeit deutlich abnimmt. Für Trennflächen mit 10 m^2 ergäben sich bei einem Reibungswinkel von $\varphi = 40^\circ$ für den Bohrkern ein Reibungswinkel von nur noch $\varphi = 24^\circ$. Dies widerspricht jedoch vorhandenen Beobachtungen und Erfahrungen. Daraus wird deutlich, daß eine eindeutige Übertragung von Ergebnissen aus in-situ Scherversuchen mit einer Scherfläche von 1 m^2 oder von Bohrkernen mit 80 cm^2 Scherfläche auf wahre Klufflächengrößen von z.B. 100 m^2 sehr schwierig ist. Die Ergebnisse von McMAHON (1985) bieten hierzu einen Ansatz. Beim Übergang von Flächen, die in Feldversuchen üblich sind, zu wahren Klufflächengrößen ist eine Änderung des Schermechanismus zu vermuten.

3.4.3.9. Zusammenfassung und Folgerungen für die Keilanalyse

Zusammenfassend läßt sich feststellen:

- Die Streubreite der Scherparameter nimmt mit zunehmender Trennflächengröße aufgrund des gegenseitigen Ausgleichs zwischen Bereichen höherer und niedrigerer Scherfestigkeit ab. Deshalb ist eine Verringerung der Variationskoeffizienten der Scherparameter gegenüber den Laborversuchen zulässig. Die Variationskoeffizienten müssen vorerst sinnvoll geschätzt werden, da ausreichendes Datenmaterial nicht vorliegt.
- Die Streubreite nimmt mit der Größe der Scherparameter zu, d.h. als Näherung kann ein konstanter Variationskoeffizient angenommen werden.
- Die beobachteten Maßstabeffekte rechtfertigen die Verwendung zunächst einfacher Ansätze für die Scherfestigkeit und die Berücksichtigung von Materialbrücken. Es ist davon auszugehen, daß die Maßstabeffekte für sich gesehen einen ähnlich großen Einfluß wie die Streuung der Scherparameter haben.
- Eine Formulierung der Variationskoeffizienten in Abhängigkeit von der Trennflächengröße wird zunächst nicht verwendet. Die beobachtete Spannungsabhängigkeit der Variationskoeffizienten bleibt ebenfalls vorerst unberücksichtigt. Hierzu sind jedoch weitere Daten zu analysieren, da sich sonst in den probabilistischen Berechnungen schwierig zu deutende Effekte und Ergebnisse ergeben können, siehe dazu auch die Arbeit von GLYNN und GHOSH (1982) zum Thema Korrelation zwischen einzelnen Parametern.
- Eine Verringerung der Kohäsion mit zunehmendem Fallwinkel kann angenommen werden.

3.4.4. Einfache Ansätze zur Berücksichtigung von Materialbrücken und Durchtrennungsgrad

3.4.4.1. Begründung

Für statische Analysen, besonders von Keilen, werden häufig die Verzahnungen und Materialbrücken innerhalb von Trennflächen durch eine erhöhte Kohäsion berücksichtigt. Mit diesem Vorgehen will man die Standsicherheit größerer Keile wirklichkeitsgetreu untersuchen, da die Vernachlässigung der Kohäsion zu sehr auf der sicheren Seite liegt und somit zu einem unwirtschaftlichen Entwurf führte.

Von einigen Autoren wird angenommen, daß Keile nie entlang von Trennflächen versagen, die Materialbrücken enthalten, da diese immer eine höhere Sicherheit aufweisen, als Trennflächen ohne Materialbrücken o.ä.. So untersucht ESTERHUIZEN (1990) nur tetraedrische Keile, bei denen beide Trennflächen voll durchtrennt sind.

3.4.4.2. Ansätze für zweidimensionale Analysen

GLYNN et al. (1978) und EINSTEIN et al. (1983) entwickelten ein stochastisches Modell für den Gefügebruch bzw. Trennflächen mit Materialbrücken für einen zweidimensionalen Keil. Die Trennflächen, die alle die gleiche Orientierung besitzen, werden mit einem Poissonprozeß erzeugt. Dann werden - ähnlich einer Matrix - die Scherfestigkeiten entlang verschiedener Bruchpfade berechnet, wobei sich der Bruch aus Versagen entlang Trennflächen und entlang intakten Gesteins zusammensetzt. Für den Bruch im Gestein wird jeweils der Spannungszustand und davon abhängig der Bruchmechanismus, Schub- oder Zugbruch, bestimmt. Die Scherparameter werden deterministisch angenommen. Für den Bruch im Gestein wird ein modifizierter Griffith-Ansatz verwendet, für die Trennflächen das Mohr-Coulomb'sche Bruchkriterium.

3.4.4.3. Ansätze für den tetraedrischen Keil

3.4.4.3.1 Abschätzung der Größe der Materialbrücke

In den folgenden Berechnungen werden zwei Ansätze für die Berücksichtigung von Materialbrücken benutzt. Die Berücksichtigung von Materialbrücken soll auch Aussagen darüber liefern, ob Keile, die entlang voll durchtrennter Trennflächen versagen, immer eine geringere Versagenswahrscheinlichkeit aufweisen, als Keile, die von nicht voll durchtrennten Trennflächen gebildet werden. Im Gegensatz zu GLYNN et al. (1978) und EINSTEIN et al. (1983) wird die Scherfestigkeit in den Materialbrücken aus der Gesteinskohäsion berechnet, da eine spannungsabhängige Scherfestigkeitsberechnung zunächst nicht durchgeführt werden soll. Die Trennflächen werden als eben angenommen; somit wird kein räumlicher Treppen- bzw. Gefügebruch betrachtet. Entsprechend dem Verhältnis von realisierter Ausbißlänge der jeweiligen Trennflächenschar $L_{Ausbiß}$ und $B_{Ausbiß}$ und den Keilabmessungen entlang Fallinie und Höhenlinie L_{Keil} und B_{Keil} werden die Flächen der Materialbrücken entsprechend den Flächen ähnlicher Dreiecke angesetzt:

$$A_{Ausbiß} = 1/2 \cdot L_{Ausbiß} \cdot B_{Ausbiß} \quad \text{und} \quad A_{Keil} = 1/2 \cdot L_{Keil} \cdot B_{Keil}$$

Mit der Annahme ähnlicher Dreiecke folgt:

$$B_{\text{Ausbiß}} = B_{\text{Keil}} \cdot L_{\text{Ausbiß}} / L_{\text{Keil}}$$

Und somit das Verhältnis der Flächen zu:

$$A_{\text{Ausbiß}} / A_{\text{Keil}} = L_{\text{Ausbiß}}^2 / L_{\text{Keil}}^2$$

Daraus ergibt sich die Fläche der Materialbrücke zu:

$$A_{\text{Materialbrücke}} = A_{\text{Keil}} \cdot \left(1 - L_{\text{Ausbiß}}^2 / L_{\text{Keil}}^2 \right)$$

Der Durchtrennungsgrad ergibt sich zu:

$$\text{Durchtrennungsgrad} = L_{\text{Ausbiß}}^2 / L_{\text{Keil}}^2$$

3.4.4.3.2 Abminderungsfaktor κ für die Fläche der Materialbrücke

Beim ersten Ansatz wird der Scherwiderstand aus der Materialkohäsion entsprechend dem Durchtrennungsgrad mit einem Abminderungsfaktor κ versehen. D.h. bei nahezu vollständiger Durchtrennung ist der Beitrag der Materialkohäsion zum Scherwiderstand nur sehr gering. Es wird angenommen, daß der Kerbfaktor proportional zum Quadrat des Flächenverhältnisses bzw. des Durchtrennungsgrads ist. Damit folgt:

$$\kappa = (A_{\text{Ausbiß}} / A_{\text{Keil}})^2 = (L_{\text{Ausbiß}} / L_{\text{Keil}})^4$$

Bei einem Durchtrennungsgrad von 10%, 50%, 90% beträgt somit der Abminderungsfaktor 0.81, 0.25 bzw. 0.01. Die Scherfestigkeit einer Trennfläche ergibt sich zu:

$$Q = N \cdot \tan \varphi + A_{\text{Ausbiß}} \cdot C_{\text{Trennfläche}} + A_{\text{Materialbrücke}} \cdot C_{\text{Gestein}} \cdot \kappa$$

und durch Einsetzen der Keil- und Ausbißlängen zu:

$$Q = N \cdot \tan \varphi + A_{\text{Keil}} \cdot \frac{L_{\text{Ausbiß}}^2}{L_{\text{Keil}}^2} \cdot C_{\text{Trennfläche}} + A_{\text{Keil}} \cdot \left(1 - \frac{L_{\text{Ausbiß}}^2}{L_{\text{Keil}}^2} \right) \cdot C_{\text{Gestein}} \cdot \frac{L_{\text{Ausbiß}}^4}{L_{\text{Keil}}^4}$$

Die Gesteinskohäsion wird ebenfalls als Zufallsvariable mit einer Lognormalverteilung modelliert. Der i.a. unterschiedliche Reibungswinkel von Trennfläche und Gestein wird vernachlässigt.

3.4.4.3.3 Reihenschaltung von Widerständen

Ein zweiter Ansatz (HÖNISCH, 1993) ermittelt die untere Grenze der gesamten Kohäsion entsprechend einer Reihenschaltung von Widerständen zu:

$$\frac{1}{C_{\text{gesamt}}} = \frac{\text{Durchtrennungsgrad}}{C_{\text{Trennfläche}}} + \frac{(1 - \text{Durchtrennungsgrad})}{C_{\text{Materialbrücke}}}$$

Die Scherfestigkeit der Trennfläche ergibt sich zu:

$$Q = N \cdot \tan \varphi + A_{\text{Keil}} \cdot C_{\text{gesamt}}$$

Beide Ansätze führen zu einer Abminderung des Anteils der Gesteinskohäsion in Abhängigkeit vom Durchtrennungsgrad. Dieses Vorgehen entspricht den Beobachtungen von PRATT (1972), daß der Einfluß von Materialbrücken mit zunehmendem Durchtrennungsgrad und zunehmender Trennflächengröße abnimmt. Der Durchtrennungsgrad ist hierbei abhängig von der exponential- bzw. lognormalverteilten Ausbißlänge. Eine Vereinfachung des Ansatzes besteht darin, daß ein Durchscheren zu einer parallel verlaufenden Trennfläche der gleichen Schar - also ein Treppenbruch -, was bei kleinem Trennflächenabstand möglich wäre, nicht modelliert wird. Dies würde allerdings die geometrische Formulierung des räumlichen Treppenbruchs erfordern. Wie in Kapitel 5 ausgeführt, wäre eine stetige Formulierung des Treppenbruchs mit geometrisch streuenden Größen kaum zu erreichen, so daß nur der Einsatz der Monte Carlo-Methode bleibe, die jedoch aus den in Kapitel 2 dargelegten Gründen hier nicht verwendet wird.

4. Bestimmung der Verteilungsparameter

4.1. Generelles Vorgehen

Wie in Kapitel 3 bereits angesprochen, wird es bei Krafthauskavernen und bei Böschungen von Wasserkraftanlagen in der Regel weniger Versuche zur Bestimmung der felsmechanischen Parameter wie bei systematischen Untersuchungen geben, z.B. im Rahmen von Forschungsprojekten. Es wird deshalb normalerweise nicht möglich sein, aus der Auswertung von Projektunterlagen neue, bisher nicht diskutierte Verteilungstypen für den untersuchten Parameter abzuleiten. Das vorhandene Datenmaterial wird darauf hin untersucht, ob die Verteilung den in Kap. 3 vorgestellten Verteilungstypen entspricht. Sofern eine Übereinstimmung - mit gewissen Abstrichen - vorhanden ist, wird man die Verteilungsparameter bzw. den Mittelwert und die Standardabweichung ermitteln und die Häufigkeitsverteilung der Daten gegenüber der theoretischen Verteilung auftragen, um die Übereinstimmung quantitativ nachzuweisen. Sofern die Daten nicht eindeutig sind, können Auftragungen für verschiedene Verteilungen erfolgen, so z.B. bei den Ausbißlängen eine Auftragung unter der Annahme einer Lognormal- bzw. einer Exponentialverteilung.

4.1.1. Auswertung vorhandener Kartierungen und Versuchsergebnisse

Versuche werden häufig für das schwächste bzw. schwierigste Material innerhalb eines Projektes durchgeführt - im Gegensatz dazu geht die Stichprobentheorie von einer zufälligen Auswahl der Versuchsorte aus, um eine repräsentative Verteilung über das gesamte zu untersuchende Volumen zu erhalten, siehe dazu z.B. die Dissertation von W. KUDLA (1990) zur statistischen Qualitätskontrolle im Erdbau.

In der Felsmechanik sind i.d.R. keine volumendeckenden Versuchsreihen möglich, da z.B. der Fels in der Umgebung von Kavernen für felsmechanische Versuche nur durch Bohrungen, also kleine "Nadelstiche", Oberflächenaufschlüsse und Erkundungstollen zugänglich ist. Somit ist eine Mischung von statistischer Auswertung und sinnvollen Abschätzungen notwendig.

Die Wahl der Versuchsorte, Anzahl und Umfang der Versuche werden selten allein von statistischen Überlegungen bestimmt, sondern auch von der Zugänglichkeit der Versuchsorte, Terminplänen und Anforderungen an die Wirtschaftlichkeit.

Zunächst ist es notwendig, herauszufinden, ob möglicherweise aufgrund schwieriger Randbedingungen bei der Versuchsdurchführung Meßfehler zu erwarten sind, die über den üblichen Werten liegen. Zum zweiten ist zu prüfen, ob insbesondere bei Längenmessungen, z.B. Ausbißlängen, Werte unterhalb einer bestimmten Länge nicht gemessen wurden. Die Auswertung ist hierauf abzustimmen. Bei Richtungsdaten ist zu prüfen, ob einzelne Homogenbereiche u.U. vermischt wurden, so daß eine größere Streuung vorzuliegen scheint, als in-situ zu erwarten ist.

4.1.2. Auswerteverfahren

4.1.2.1. Statistische Tests: χ^2 - und Kolmogoroff-Smirnoff-Tests

Zur Prüfung der Übereinstimmung der Daten mit angenommenen Verteilungsfunktionen werden die bekannten χ^2 - und Kolmogoroff-Smirnoff-Tests - im folgenden mit KS-Test bezeichnet - verwendet, die für eine gewählte Fehlerschranke, von z.B. 5% oder 10%, eine Ablehnung oder Annahme der Vermutung des Verteilungstyps zum Ergebnis haben. In den Tabellen in Kap. 4.2 ist jeweils das Signifikanzniveau α als Absolutwert angegeben. Ein Wert von 0.05 und größer bedeutet eine Annahme der Vermutung, daß die Verteilung des untersuchten Parameters zutrifft. Zu den Testverfahren findet sich Näheres z.B. bei BENJAMIN und CORNELL (1970), HARTUNG (1986) und KREYSZIG (1982).

4.1.2.2. Ermittlung der Parameter der Verteilungsfunktionen

Mittels der Maximum Likelihood-Schätzfunktionen, siehe z.B. GRAF et al. (1987), ANG und TANG (1975), lassen sich die Parameter von Verteilungsfunktionen aus den Versuchsdaten bestimmen. Diese Verfahren sind auch in einigen Statistikcomputerprogrammen enthalten, was die Arbeit erleichtert. Über ein Anpassen der Verteilungsparameter an die Versuchsdaten, auch 'Fitting' genannt, können die erforderlichen Werte schnell bestimmt werden. Eine weitere Möglichkeit zur Bestimmung der Verteilungsparameter auf der Grundlage vorhandener Daten bietet das Verfahren von BAYES (STANGE, 1977; ANG und TANG, 1975).

4.1.3. Notwendige Schätzungen von Verteilungsparametern

In Fällen, in denen keine oder nur wenige Versuchsdaten vorliegen, sind die Verteilungsparameter in Zusammenarbeit von Geologen und Felsmechanikern zu schätzen. Dies ist auch dann notwendig, wenn z.B. Ergebnisse für die Scherfestigkeit aus Triaxialversuchen oder Versuchen an Bohrkerntrennflächen vorliegen. Die Schätzungen sollten mit den veröffentlichten Ergebnissen für ähnliche Felstypen oder Rauigkeitsprofilen verglichen werden. Der Einfluß der angenommenen Variationskoeffizienten läßt sich mit Vergleichsrechnungen und der Berechnung der Elastizitäten der Verteilungsparameter, siehe Kapitel 2.2.4, abschätzen. In vielen Fällen wird sich die vorhandene Unsicherheit bezüglich der Parameterwerte nicht vermindern lassen. Doch zeigt die probabilistische Analyse den Einfluß der Unsicherheit auf das Sicherheitsniveau, die in deterministischen Berechnungen nur durch umfangreiche Parametervariationen quantifizierbar wird. Bei aktuellen Projekten sind dann u.U. weitere Erkundungsmaßnahmen für einzelne felsmechanische Parameter erforderlich. Die Methode, Versuchswahrscheinlichkeiten statt Standsicherheitsfaktoren zu berechnen, kann zunächst auf Skepsis stoßen, da die Ergebnisse gegenüber deterministischen Berechnungen mit ingenieurmäßig abgeminderten Parameterwerten weniger präzis erscheinen. Beim Bearbeiter kann sich ein Gefühl der Unsicherheit hinsichtlich der Aussagekraft der Ergebnisse einstellen. Die Normung geht den hier aufgezeigten Weg (v. SOOS, 1990; EUROCODE EC 7), der ein Umdenken erfordert, statt abgeminderter Rechenwerte nun tatsächliche Mittelwerte zu verwenden.

4.1.4. Einbeziehung von Erfahrung

Wie mehrfach angedeutet, ist die Schätzung von felsmechanischen Parametern und den zugehörigen Streubreiten in der Felsmechanik, besonders bei den Scherparametern, unumgänglich. Erfahrung ist notwendig, um nicht durch zu günstige oder zu ungünstige Parameterschätzungen die Methode der probabilistischen Standsicherheitsanalyse falsch einzusetzen. Es muß hier nochmals betont werden, daß die Schwierigkeiten auf der felsmechanischen und nicht auf der statistischen Seite liegen. Ein mechanisch zutreffendes Modell für die Beschreibung des Grenzzustands bzw. des Versagensmechanismus und der zugehörigen Parameter ist die vordringliche Aufgabe. Die Berechnungsalgorithmen zur Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit sind i.d.R. erprobt und zuverlässig.

4.2. Ergebnisse für einzelne Parameter

4.2.1. Übersicht

Im einzelnen wurden Versuchswerte und Kartierungen zu folgenden Parametern ausgewertet:

- Trennflächenabstand
- Ausbißlänge
- Ausbißfläche
- Reibungswinkel von Trennflächen
- Rückprallwerte des Schmidt-Hammers

Die Daten stammen von folgenden Wasserkraftprojekten:

- Pumpspeicherkraftwerk Koepchenwerk, Herdecke
- Wasserkraftanlage ARUN 3, Nepal
- Pumpspeicherkraftwerk AGUS IV, Philippinen
- Sengbachtalsperre
- Wasserkraftanlage Tedzani 3, Malawi

4.2.2. Trennflächenabstände

Der χ^2 -Test bestätigt sowohl die Annahme einer Exponentialverteilung wie einer Lognormalverteilung. Der Kolmogoroff-Smirnoff-Test bestätigt eher die Hypothese einer Lognormalverteilung. Das Signifikanzniveau liegt für die Lognormalverteilung höher als für die Exponentialverteilung. Für die Trennflächenabstände eines unveröffentlichten Projekts erbrachte nur der χ^2 -Test eine Bestätigung für die Exponentialverteilung. Aufgrund der Intervalleinteilung für die Ausbißlängen konnte mit Hilfe des KS-Tests kein Verteilungstyp bestätigt werden. Beim Projekt ARUN 3 werden die Abstände zwischen einzelnen Scherzonen ausgewertet. Beim Projekt AGUS IV liegt die Mehrzahl der Homogenbereiche im Basalt.

Die Variationskoeffizienten sind beim Projekt AGUS IV in etwa gleich 1.0, bei den übrigen Projekten kleiner 1.0. Ein Variationskoeffizient kleiner 1.0 kann aus der unvollständigen Messung kleiner Ausbißlängen folgen.

Projekt/ Homogen- bereich	Anzahl der Meß- werte	Mittel- wert	Variations- koeffi- zient	Exponential- verteilung		Lognormal- verteilung	
				χ^2 - Test	KS-Test	χ^2 - Test	KS-Test
AGUS IV							
A4USDIRO	43	1.54	1.05	0.915	0.264	0.605	0.999
A4USDIGE	90	1.83	1	0.204	0.056	0.288	0.999
A4USDIBL	74	2.15	0.85	0.1	0.037	0.887	0.112
A4SUDIRO	19	1.67	0.65	0.235	0.109		0.998
A4SUDIGE	18	2.35	0.92	0.077	0.129		0.511
A4NODIBL	21	2.44	0.82	0.614	0.999		0.999
A4NODIRO	66	2.01	0.64	0.013	0	0.446	0.346
A4DSDIGE	160	1.18	0.89	0	0	0.121	0.454
A4DSDIBL	46	2.33	0.98	0.286	0.484	0.852	0.457
ARUN 3							
A3STSPCR	30	5.19	0.88	0.523	0.337	0.063	0.291
A3STSPCL	41	5.31	0.76	0.406	0.058	0.603	0.382
	52	4.29	0.77	0	0	0.14	0
unveröf- fentl. Pro- jekt							
Klüfte	181	1.28	0.66	0.07	0	0	0
Schichtung	192	1.49	0.78	0.21	0	0	0

AGUS IV: Kartierung der Kavernenwände

NO: Nordwand, SU : Südwand, DS: Unterwasserseite, US: Oberwasserseite

ARUN 3 : Kartierung von Scherzonenabständen

Abb. 14 Ergebnisse von statistischen Anpassungstest
für Trennflächenabstände

4.2.3. Ausbißlängen

Die Ausbißlängen wurden in Stollen und Oberflächenaufschlüssen gemessen. Bei Stollenkartierungen bestimmen der Stollendurchmesser und der Differenzwinkel zwischen der Streichrichtung und der Stollenrichtung die meßbare Ausbißlänge. Sofern eines oder beide Enden einer Trennfläche nicht sichtbar sind, müssen die Meßwerte entsprechend erhöht werden (PRIEST und HUDSON, 1981; HÖNISCH, 1993). Die Verteilung der Meßwerte werden auf ihre Übereinstimmung mit der Exponential- und der Lognormalverteilung hin untersucht.

Projekt/ Homogenbe- reich	Anzahl der Meß- werte	Mittel- wert	Varia- tions- koeffi- zient	Exponential- verteilung		Lognormal- verteilung	
				χ^2 - Test	KS-Test	χ^2 - Test	KS-Test
ARUN 3							
A3PH1A		3.31	0.78	0.215	0.718	0.099	0.832
A3PHBA		2.28	0.56	0	0.001	0.956	0.745
A3PHCA		2.27	0.57	0	0.001	0.957	0.744
A3ST1A		3.78	0.63	0	0	0.23	0.687
AGUS IV							
A4USTLRO	61	2.29	0.31	0	0	0.48	0
A4USTLGE	99	2.48	0.32	0	0	0.735	0.999
A4USTLBL	93	2.39	0.32	0	0	0.107	0.051
A4SUTLRO	23	2.06	0.32	0	0	0.071	0.213
A4SUTLGE	23	2.01	0.51		0.018		1
A4SUTLBL		1.91	0.28		0.013		1
A4NOTLRO		2.16	0.24		0.012		0.999
A4NOTLGE		2.04	0.23	0	0		0.116
A4NOTLBL	25	2.22	0.25	0	0	0.181	0.999
A4DSTLRO	71	2.16	0.29	0	0	0.362	0.164
A4DSTLGE	155	2.26	0.34	0	0	0.341	0
A4DSTLBL	62	2.36	0.35	0	0	0.207	0.999
unveröffentl. Projekt							
Klüfte	184	5.25	0.68	0	0	0	0
Schichtung	204	5.34	0.73	0	0	0	0
TEDZANI	109	2.61	0.62	0	0	0	0

Abb. 15 Test auf den Verteilungstyp für kartierte Ausbißlängen

Entgegen den Ausführungen in Kapitel 3 wird immer eher die Annahme einer Lognormalverteilung bestätigt. Es ist anzunehmen, daß in den ausgewerteten Kartierungen aus den genannten Gründen kleine Ausbißlängen nicht vollständig kartiert sind. Deshalb sind kleine Ausbißlängen unterrepräsentiert. Hinzu kommt, daß das jeweils untersuchte Gebirge aufgrund seiner Entstehungsgeschichte nicht so homogen und isotrop ist, daß die Modellierung der Klufentstehung als Poissonprozeß immer zutreffend wäre. Bei der Auswertung der Ausbißlängen des Projekts Tedzani und eines unveröffentlichten Projekts konnte mit Hilfe der Anpassungstests kein Verteilungstyp bestätigt werden, obwohl eine große Anzahl an Meßwerten vorlag. Auch eine Änderung der Klasseneinteilung führt zu keinen besseren Ergebnis-

sen. Eine Nullpunktverschiebung für die Werte unter der Annahme einer Kappungsgrenze (CRUDEN, 1977) ergibt jedoch ebenfalls kein höheres Signifikanzniveau. Es sollten deshalb bei der Kartierung keine Klasseneinteilungen vorgenommen, sondern die tatsächlichen Meßwerte angegeben werden.

Die Auswertung der Ergebnisse zeigt, daß bei einer probabilistischen Keilanalyse die Ausbißlängen sowohl exponentialverteilt als auch lognormalverteilt modelliert werden sollten, da eine der beiden Verteilungen i.d.R. bestätigt werden kann. Der Variationskoeffizient ist bei den meisten untersuchten Datensätzen kleiner 1.0. Die Gründe hierfür sind ähnlich wie bei den Trennflächenabständen.

4.2.4. Ausbißflächen

Aus der Kartierung der Schachtwände und der Böschung beim Pumpspeicherwerk Koepchenwerk wurde einzelne Homogenbereiche zusammengefaßt und ausgewertet.

Aufnahmebereich	Anzahl der Meßwerte	Mittelwert	Variationskoeffizient	Exponentialverteilung		Lognormalverteilung	
				χ^2 - Test	KS-Test	χ^2 - Test	KS-Test
Schacht, 50-75 m, K1	71	0.46	0.61	0.18	0	0.51	0
75-90 m, K1	67	0.46	0.61			0.06	0
90-98 m, K1	58	0.58	0.74	0.34	0	0.21	0.04
Schacht, 50-75 m, K2	41	0.61	0.75	0.17	0	0.23	0.23
75-90 m, K2	28	0.64	0.61			0.23	0.29
90-98 m, K2	52	0.69	0.72	0.14	0	0.19	0.05
50-65 m	40	0.46	0.74	0.04	0	0.37	0.15
65-75 m	58	0.39	0.72	0.18	0	0.13	0.14
Nördliche Böschung Unten	131	0.79	0.56	0	0	0.28	0
Mitte	98	0.79	0.62			0.32	0
Oben	52	0.52	0.57	0.1	0	0.59	0.08
Südliche Böschung Unten	26	0.72	0.53			0.27	0.16
Mitte	50	0.96	0.61	0.14	0.04	0.5	0.26
Oben	47	1.01	0.54	0	0	0.25	0.22

Abb. 16 Test auf den Verteilungstyp für kartierte Ausbißflächen, Pumpspeicherwerk Koepchenwerk

Die Verteilung der Klufflächen wurde auf Annahme bzw. Ablehnung der Hypothese, daß eine Lognormalverteilung oder Exponentialverteilung vorliegt, untersucht. Die Annahme einer Exponentialverteilung ist nach den Ausführungen in Kap. 3 eigentlich nicht zu erwarten, da sich die angenommene Besselverteilung der Ausbißflächen als Produkt zweier Exponentialverteilungen für die Abstände ergibt. Eine Analyse der Werte für die Seitenlänge der Ausbißflächen als Quadratwurzel der Ausbißfläche zeigt jedoch nur selten eine Übereinstimmung mit der Exponentialverteilung. In der Tabelle, Abb. 15, sind die Ergebnisse zusammengefaßt.

Beim Kolmogoroff-Smirnoff-Test wird das Signifikanzniveau von 5% weniger oft erreicht wie beim χ^2 -Test. Die Werte sind bei der Auswertung häufig schon zu Intervallen zusammengefaßt, so daß sich kein kontinuierlicher Verlauf der Verteilungsfunktion der Meßwerte ergibt. Die Klassenanzahl beeinflußt beim χ^2 -Test das Ergebnis deutlich. Da die kleinen Ausbißflächen nicht immer kartiert wurden, wird das Signifikanzniveau für die Lognormalverteilung häufiger von beiden Tests erreicht. Die häufige Annahme der Hypothese einer Exponentialverteilung steht im Grunde im Widerspruch zu den theoretischen Annahmen.

4.2.5. Scherparameter

Die ausgewerteten Versuchsergebnisse stammen von direkten Scherversuchen und Laborversuchen an Bohrkernproben, die Rahmen der Projekte Koeppenwerk und Sengbachtalsperre durchgeführt wurden.

Koeppenwerk		Anzahl	Mittelwert	Var. koeff.	Normalverteilung	Lognormalverteilung
Trennfläche			[°]		KS	KS
Schichtfläche	Spitzenreibungswinkel	28	32.3	0.14	0.556	0.742
	Restreibungswinkel	28	29.5	0.12	0.845	0.957
Kluffläche	Restreibungswinkel	12	38.1	0.11	0.845	0.99
	Spitzenreibungswinkel	12	42.1	0.13	0.893	0.95

Scherparameter	Anzahl	Mittelwert	Var. koeff.	Exponentialverteilung		Lognormalverteilung		Normalverteilung	
				χ^2	KS	χ^2	KS	χ^2	KS
Reibungswinkel	32	53.3	0.1	0.037	0.059	0.129	0.059	0.127	0.096
Kohäsion	34	5.97	0.54	0.304	0.038	0.102	0.531	0.139	0.155

Abb. 17 Ergebnisse von Anpassungstests für die Scherparameter ϕ und c

Die Auswertung der Versuche läßt keine eindeutige Zuordnung eines Verteilungstyps zu, da sowohl die Normalverteilung als auch die Lognormalverteilung bestätigt wurden. Aufgrund der mechanischen Überlegungen erscheint die Verwendung einer Lognormalverteilung gerechtfertigt. Die Anzahl der Scherversuche, die im Rahmen der genannten Projekte durchgeführt wurden, wird bei vielen anderen Wasserkraftprojekten nicht erreicht. Die Auswertung einer geringeren Versuchsanzahl läßt somit kaum den Schluß auf den Verteilungstyp zu.

4.2.6. Schmidt-Hammer Versuche

Zur Klassifizierung der einzelnen Homogenbereiche wurden in den Erkundungsstollen für das Wasserkraftprojekt ARUN 3 umfangreiche Messungen der Rückprallwerte des Schmidt-Hammers durchgeführt.

Homogenbereich	Anzahl	Lognormalverteilung		Normalverteilung		Var.koeff.
		χ^2	KS	χ^2	KS	
A3SHAHT	48	0	0.299	0.028	0.021	0.266
A3SHPHHT	48	0	0.156	0.028	0.021	0.271
A3SHPHST	57	0.132	0	0.088	0.301	0.123
A3SHST	59	0.132	0.256	0.088	0.301	0.121

Abb. 18 Ergebnisse von Anpassungstest für Rückprallwerte des Schmidt-Hammers

Die beiden Anpassungstests ermöglichen keine eindeutige Zuordnung eines Verteilungstyps. Bei einer genügend großen Versuchsanzahl dürfte sich nach dem Gesetz der großen Zahlen eine Normal- oder Lognormalverteilung ergeben, sofern die geprüften Trennflächen einer Grundgesamtheit zugerechnet werden können, und nicht verschiedene Homogenbereiche zusammen ausgewertet werden.

4.2.7. Bewertung der Ergebnisse

Wie bereits angesprochen, wurden die Versuchsergebnisse und Meßwerte z.T. unter anderen Voraussetzungen und Bedingungen gewonnen, als sie in der Kluftstatistik bei der Ableitung der Verteilungsfunktionen angenommen werden. Deshalb können die theoretischen Ansätze aus Kap. 3 nicht für jeden Parameter bestätigt werden. Bei den Ausbißlängen und Trennflächenabstände kann i.d.R. die Exponential- oder die Lognormalverteilung bestätigt werden, die in der Literatur als zutreffende Verteilungen diskutiert werden. Das Ergebnis für die Kluftausbißflächen überrascht, doch ist hierzu anzumerken, daß Kluftflächen bisher selten in dem Ausmaß wie bei dem ausgewerteten Projekt kartiert werden. Für weitergehende Schlüsse sind Kartierungen erforderlich, die die theoretischen Ansätze berücksichtigen, und somit z.B. kleine Ausbißlängen genauer erfaßt werden.

Auf der Grundlage der Versuche zur Bestimmung der Scherparameter ist eine eindeutige Zuordnung einer Normalverteilung oder Lognormalverteilung nicht möglich. Hierzu sind weitergehende Auswertungen erforderlich, die jedoch nicht Gegenstand der Arbeit sein sollen.

5. Weiterentwicklung des Keilalgorithmus für die Anwendung der Zuverlässigkeitstheorie

5.1. Begründung

Der in Kapitel 2 vorgestellte Algorithmus zur Berechnung des deterministischen Standsicherheitsfaktors von Felskeilen (WITTKÉ, 1965) muß für die Anwendung der Zuverlässigkeitstheorie erweitert werden. Vorrangig ist hierbei die Erfassung der streuenden Trennflächenrichtungen. Durch die streuenden Richtungen der Trennflächen kann es bei der Lösungspunktsuche zu Wechseln im Versagensmodus kommen, oder es ergeben sich Trennflächenkombinationen, bei denen für die vorhandene Böschungsrichtung kein Keil gebildet werden kann. Dadurch kommt es zu Unstetigkeiten in der Grenzzustandsfunktion und somit zu Konvergenzproblemen bei der Lösungspunktsuche. Die im folgenden vorgestellten Ansätze und Weiterentwicklungen sind notwendig, um die erforderliche Stetigkeit der Grenzzustandsfunktion und ihrer ersten partiellen Ableitungen zu gewährleisten.

5.2. Berechnung der Grenzzustandsfunktion bei geometrisch nicht möglichen Keilen - mögliche Übergänge

5.2.1. Gründe für Unstetigkeiten

Bei streuenden Trennflächenrichtungen können sich Richtungen der beiden Scharen ergeben - Realisationen für die vier Basisvariablen, die die Trennflächenrichtungen beschreiben -, für die bei der geplanten Böschungs- oder Bauwerksrichtung kein Keil bildbar ist. Die Streuung der Richtungen ist eine Eigenschaft des Gebirges, die unabhängig von den Bauwerks- oder Böschungsrichtungen ist. Eine Vernachlässigung von möglichen Richtungen im stochastischen Modell durch eine Begrenzung der Verteilungen, bei denen für die geplante Richtung der Kavernenwand oder Böschung kein Keil bildbar ist, führte zu einem falschen Ergebnis für die Versagenswahrscheinlichkeit bzw. für den Sicherheitsindex β . Auch geologisch betrachtet wäre eine solche Kürzung, sofern sie definierbar ist, unrichtig.

Bei geometrisch nicht möglichen Keilen zeigt die Verschneidungsrichtung in der Lagenkugeldarstellung nicht aus dem Großkreis der Böschung heraus, sondern zeigt nach "innen", das Lot der Verschneidung liegt nicht im Unterschneidungsbereich. Anhand einfacher Lagenkugeldarstellungen sollen die folgenden Unterscheidungen erläutert werden. Jeder Übergang ist über geeignete Abfragen im Zuge der Berechnung festzustellen.

Auftragungen der nicht modifizierten Grenzzustandsfunktion zeigen, daß sich im Winkelbereich für Fallrichtung oder Fallwinkel, in dem keine Keile bildbar sind, mehrere Nulldurchgänge der Grenzzustandsfunktion und somit vermeintliche Lösungspunkte befinden, z.T. mit vertikalen Asymptoten ähnlich einer Tangensfunktion. Bei der Bildung der Gradienten, dem Vektor aus den partiellen Ableitungen der Grenzzustandsfunktion nach den einzelnen Basisvariablen, führen solche physikalisch unsinnigen Nullstellen zu erheblichen Konvergenzproblemen.

5.2.2. Ansätze für stetige Formulierungen

5.2.2.1. Keine explizite Verteilungsfunktion für die Verschneidungsrichtung

Es wird zunächst untersucht, ob für die Verschneidung, die sich aus den nach der Bivariaten Normalverteilung streuenden Trennflächenrichtungen ergibt, Verteilungsfunktionen angegeben werden können, die dann an den Grenzen zu den nicht bildbaren Keilen gestutzt werden könnten. In den Programmpaketen *COMREL-TI* bzw. *SYSREL* (RCP, 1990) könnten solche gestutzten Verteilungen mit Hilfe von 'Fenstern' im U -Raum - transformierte, standardnormalverteilte Basisvariable - bzw. X -Raum berücksichtigt werden. Summen und Differenzen von Normalverteilungen sind wiederum Normalverteilungen. Die Richtungen werden im vorliegenden Modell mit Normalverteilungen beschrieben. Die Verschneidungsrichtung bzw. der Verschneidungsvektor ergeben sich aus Summen und Produkten von Winkelfunktionen der Richtungen. Die daraus resultierende Verteilung kann deshalb nicht mehr explizit angegeben werden, und ist auch keine Normalverteilung mehr. Die Stutzung der Normalverteilung einer Richtungsvariablen wäre von den jeweiligen Realisationen der drei anderen Variablen abhängig. Im Gegensatz zu eindimensionalen Verteilungen können Stutzungen für eine von zwei streuenden Vektoren abhängige Verschneidungsrichtung aufgrund der geschilderten Zusammenhänge nicht angegeben werden.

5.2.2.2. Kontrolle des Fallwinkels und der Fallrichtung der Verschneidung

Deshalb wird über die Prüfung der Verschneidungsrichtung der Wert der Grenzzustandsfunktion im Bereich nicht bildbarer Keile mit Hilfe der Addition geeigneter Werte so modifiziert, daß keine Nulldurchgänge und Vorzeichenwechsel der Grenzzustandsfunktion im Bereich nicht bildbarer Keile auftreten. Eine Funktion, die eine Manipulation der Werte der Grenzzustandsfunktion ausführt, wird häufig als 'Bestrafungsfunktion' bezeichnet. Sie soll einen stetigen Übergang zur Grenzzustandsfunktion aufweisen. Durch eine geeignete Formulierung berechnen sich die Gradienten der Grenzzustandsfunktion so, daß der Algorithmus zur Bestimmung des β -Punktes mit wenigen Iterationen aus dem Bereich der nicht bildbaren Keile "herausgeführt" wird.

5.2.2.3. Unterscheidung der Bereiche

Zur Unterscheidung der Bereiche, in denen Keile bildbar oder nicht bildbar sind, wird der Differenzwinkel ϑ zwischen dem Fallwinkel der Verschneidung, ϵ_x , und dem Böschungswinkel, ϵ , betrachtet, siehe Abb. 19. Der Differenzwinkel ϑ ist wie folgt definiert:

$$\vartheta = \epsilon - \epsilon_x, \quad \text{d.h.} \quad \begin{array}{l} \vartheta < 0 \quad \text{für bildbare Keile} \\ \vartheta > 0 \quad \text{für nicht bildbare Keile.} \end{array}$$

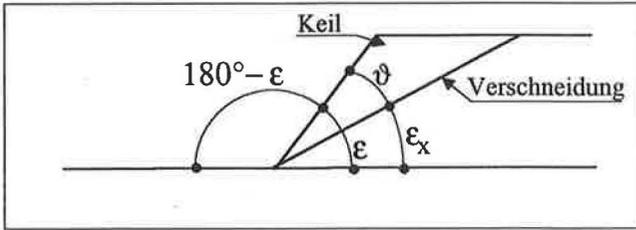


Abb. 19 Definition der Winkel: Böschungswinkel ϵ , Projektion des Fallwinkels der Verschneldung senkrecht zur Böschungsrichtung ϵ_x , Differenzwinkel ϑ zwischen Böschungswinkel und dem projizierten Fallwinkel der Verschneldung

Für die folgenden Darstellungen wurde als Böschung immer eine vertikale Wand, z.B. in einer Kaverne, mit der Richtung (000/90) angenommen. Die dargestellten Keilgeometrien erscheinen zunächst sehr ungewohnt. Es ist jedoch notwendig, für diese möglichen Übergänge und die dabei auftretenden Unstetigkeiten der Grenzzustandsfunktion eine stetige Formulierung zu erarbeiten.

5.2.3. Übergang Typ 1 : Verschneldung parallel zur Böschung

Sofern die Verschneldungsrichtung nahezu parallel zur Böschungsrichtung ist, kann durch kleine Änderungen der Fallrichtungen oder der Fallwinkel im Iterationsverlauf ein Wechsel zwischen den Bereichen bildbarer und nicht bildbarer Keile erfolgen. Das Einfallen der Verschneldung kann dabei flach oder steil sein. Der Differenzwinkel ϑ wechselt hierbei stetig von Werten $\vartheta < 0$ zu Werten $\vartheta > 0$. Der Verlauf von ϑ ist in Abb. 20 dargestellt. Beispiele zum Typ 1 finden sich als Lagenkugeldiagramme und Blockbilder in Abb. 21 und 22.

5.2.4. Übergang Typ 2 : flache Verschneldung

Ergibt sich aus den streuenden Richtungen eine sehr flache Verschneldungsrichtung, bei denen ein Keil bildbar ist, so kann eine geringfügige Änderung der Richtungen zu einer Verschneldungsrichtung führen, bei der ein Keil geometrisch nicht möglich ist. Ohne Modifikation weist die Grenzzustandsfunktion in diesem Fall einen Vorzeichenwechsel mit nahezu vertikaler Asymptote auf. Bei sehr flachen Verschneldungsrichtungen besitzt die Grenzzustandsfunktion einen sehr hohen Wert, da der Keil selbst bei niedrigen Reibungswinkeln auf den Trennflächen unter Eigengewicht nicht abgleitet. Die Fallrichtungen der beiden Trennflächen sind im Bereich dieses Wechsels nahezu gleich bzw. weisen eine Differenz von ca. 180° auf.

Der Betrag des Winkels ϑ ist für flache Verschneldungen, bei denen ein Keil bildbar ist, in etwa gleich groß wie der Böschungswinkel ϵ . Der Winkel ϑ hat jedoch ein negatives Vorzeichen. Bei der Richtungsänderung der Verschneldungsrichtung um 180° wechselt der Wert von $\vartheta = \epsilon$ auf $\vartheta = 180^\circ - \epsilon$. Der Verlauf von ϑ weist bei diesem Übergang einen Sprung auf, bei einem Böschungswinkel von 90° wechselt der Wert von $\vartheta = -90^\circ$ zu

+90°. Um nicht definierte Produkte und Quotienten bei der Berechnung der Strecken, Flächen und Volumina zu vermeiden, wird durch die Addition eines kleinen Differenzwinkels der Fallrichtung $\Delta\alpha$, z.B. $\Delta\alpha = 10^{-3}^\circ$, verhindert, daß beide Fallrichtungen genau gleich groß sind, oder die Differenz genau 180° beträgt. Die Lagenkugeldarstellungen und die Blockbilder der einzelnen Übergänge finden sich auf den folgenden Seiten. Beispiel 1, Abb. 23 und Abb. 24 zeigen zwei Trennflächen, deren Fallrichtungen eine Differenz von ca. 180° aufweisen. Beispiel 2, Abb. 25 und 26, zeigen zwei nahezu parallele Trennflächen.

Die Keilgeometrien an den Übergängen von Typ 1 und 2 wird man in der Natur nur selten beobachten. Bei der iterativen Suche nach dem β -Punkt können durch Änderungen der Trennflächenrichtungen jedoch die geschilderten Geometrien auftreten, deren Berechnung unter Einhaltung der Stetigkeit der Grenzzustandsfunktion zuverlässig erfolgen muß.

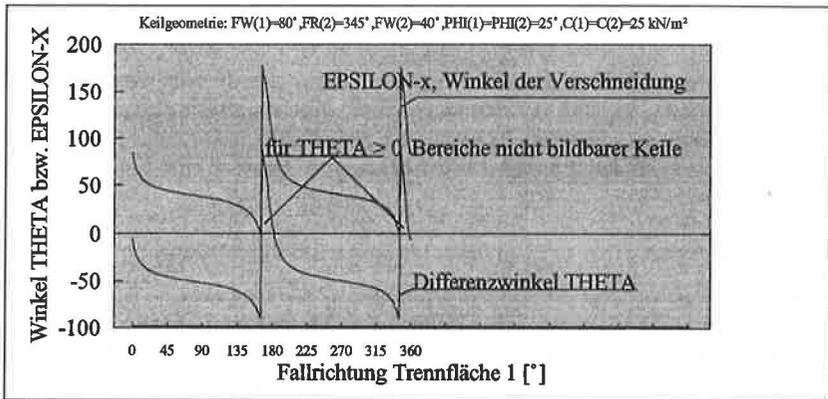


Abb. 20 Darstellung der Bereiche nicht bildbarer Keile : Verlauf des Differenzwinkels ϑ und des projizierten Fallwinkels der Verschneidung ϵ_x für Variation der Fallrichtung

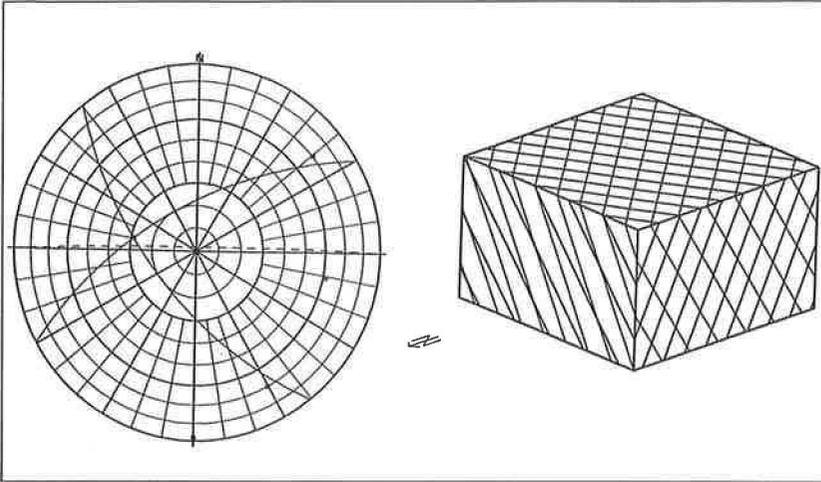


Abb. 21 Übergang Typ 1: Verschneidung fast parallel zur Böschungsfäche, der Differenzwinkel ϑ ist $\vartheta \sim 0$, jedoch $\vartheta < 0$. Ein Keil ist geometrisch möglich.

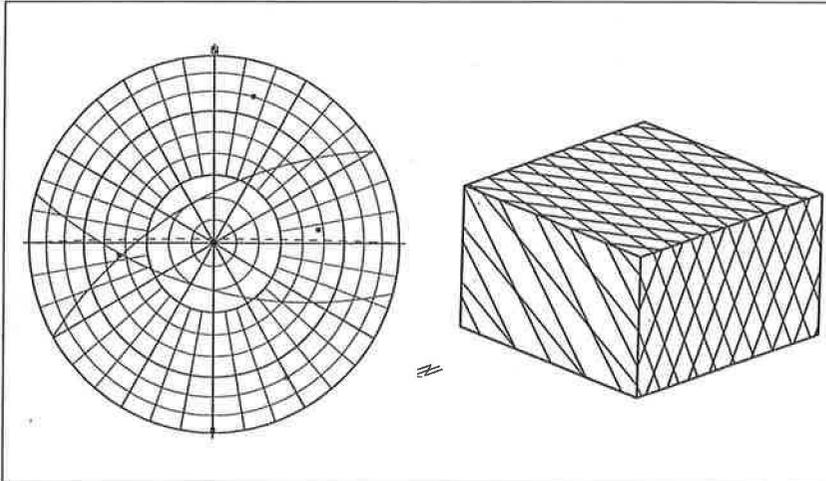


Abb. 22 Übergang Typ 1: Verschneidung nahezu parallel zur Böschungsfäche, Vorzeichenwechsel beim Differenzwinkel ϑ : $\vartheta > 0$. Ein Keil ist geometrisch nicht möglich.

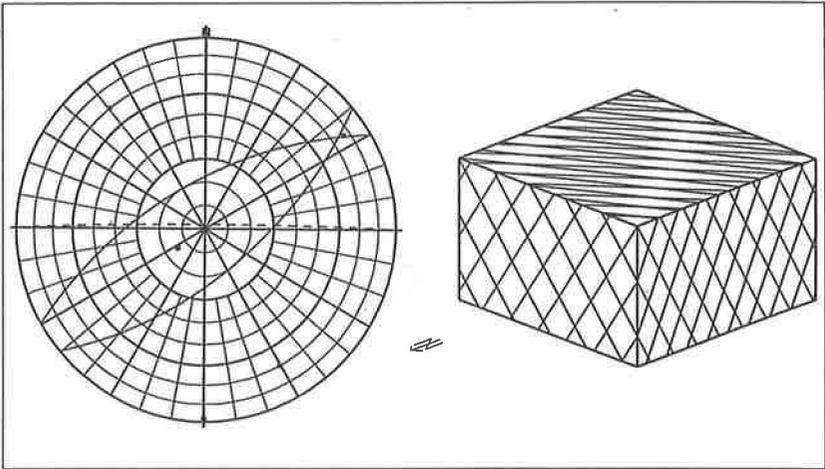


Abb. 23 Übergang Typ 2: Flache Verschnidung für zwei Trennflächen, deren Fallrichtungen einen Unterschied von ca. 180° aufweisen. Ein Keil ist geometrisch möglich.

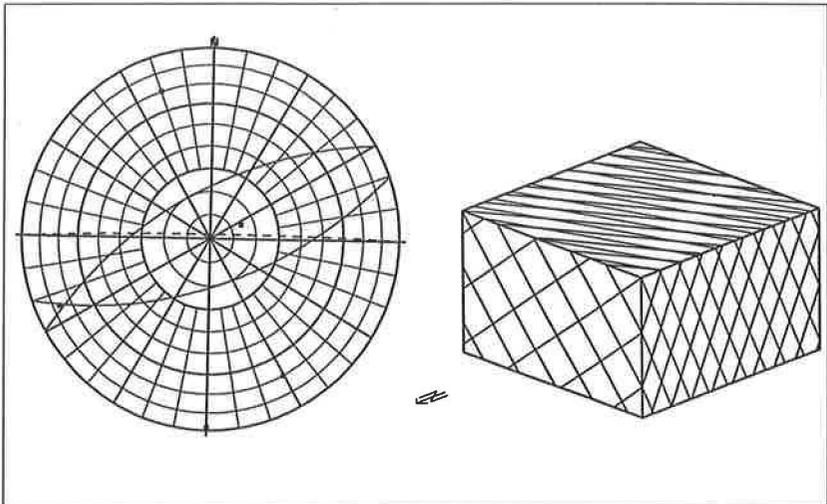


Abb. 24 Übergang Typ 2: Flache Verschnidung für zwei Trennflächen, deren Fallrichtungen einen Unterschied von ca. 180° aufweisen. Ein Keil ist geometrisch nicht möglich, da die Verschnidung in die Böschung hinein einfällt, das Lot der Verschnidung außerhalb des Unterschnidungsbereichs liegt.

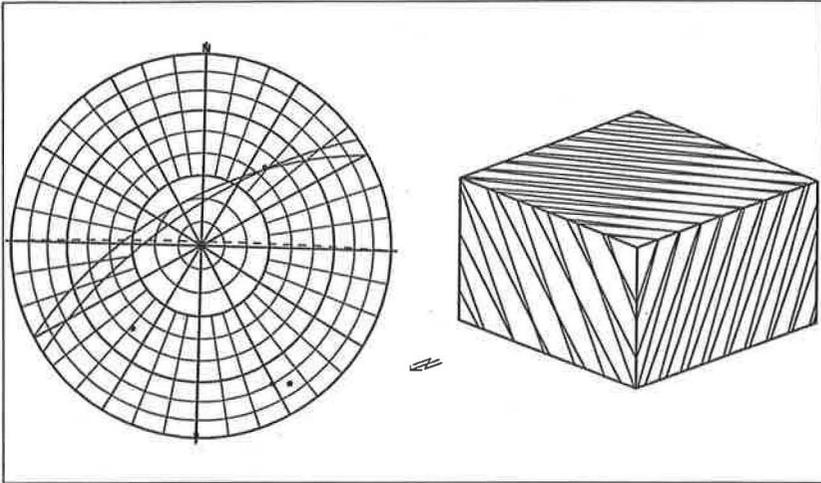


Abb. 25 Übergang Typ 2: Flache Verschnidung für zwei nahezu parallele Trennflächen. Ein Keil ist geometrisch möglich, doch weist er wegen der flachen Verschnidung und seiner Form eine große Sicherheit auf.

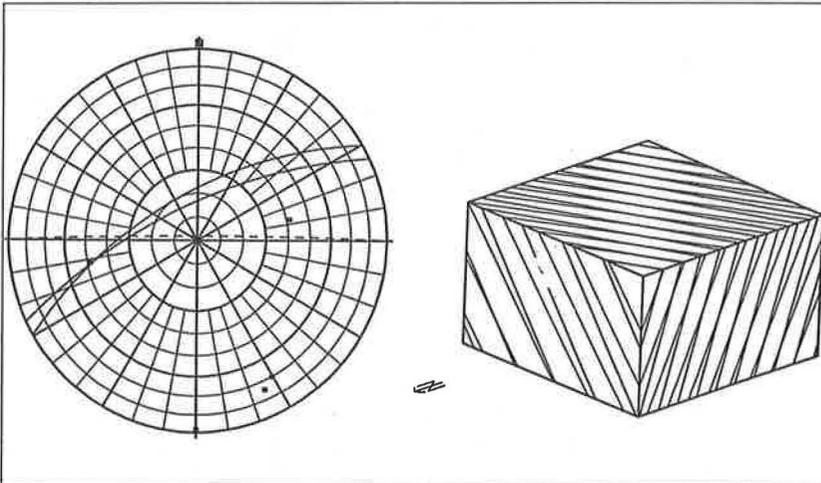


Abb. 26 Übergang Typ 2: Flache Verschnidung für zwei nahezu parallele Trennflächen. Ein Keil ist geometrisch nicht möglich.

5.2.5. Übergang Typ 3 : "Überkippen" einer Trennfläche

Durch die Variation der Trennflächenrichtung können bei sehr steilen Trennflächen Fallwinkel nahe 90° auftreten. Der Wechsel von z.B. (110/85) zu (290/85) führt zu keiner Unstetigkeit im Verlauf der Grenzzustandsfunktion, siehe Abb. 27. Dabei können Keile entstehen, die nach dem Überkippen der Trennfläche entlang der Verschneidung auf einer flachen und einer überhängenden Trennfläche abgleiten, siehe dazu auch die Lagenkugeldarstellungen und die Blockbilder. Es findet somit kein Wechsel im Versagensmodus statt, da Gleiten immer auf beiden Trennflächen erfolgt. 'FR' steht für Fallrichtung, 'FW' für Fallwinkel, 'B' für Böschung. Die Winkelwerte sind in der üblichen Notation (Fallrichtung/Fallwinkel) angegeben.

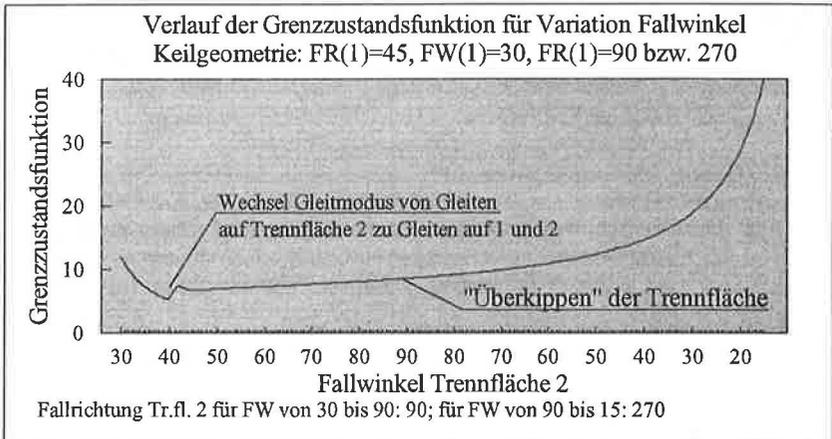


Abb. 27 Verlauf der Grenzzustandsfunktion F -Limit für die Variation des Fallwinkels beim "Überkippen" der Trennfläche bzw. Wechsel der Fallrichtung um 180°

5.3. Formulierung der sogenannten Bestrafungsfunktion

5.3.1. Notwendigkeit und Anforderungen

Die Verwendung asymptotischer Verfahren, die zur Bestimmung kleiner Versagenswahrscheinlichkeiten erforderlich sind, siehe Kapitel 2, setzt eine stetige und differenzierbare Grenzzustandsfunktion und stetige partielle Ableitungen nach den einzelnen Basisvariablen voraus. Mit Hilfe der partiellen Ableitungen werden die Gradienten in den einzelnen Iterationspunkten bestimmt. Knicke im Verlauf der Grenzzustandsfunktion führen zu Sprüngen in den zugehörigen partiellen Ableitungen und somit zu Konvergenzproblemen bei der Lösungspunktsuche. Der Verlauf der Grenzzustandsfunktion ist jedoch nur in zwei Dimensionen darstellbar, so daß nicht alle möglichen Unstetigkeitsstellen sofort bestimmt werden können. In Bereichen, in denen die Grenzzustandsfunktion geometrisch nicht mögliche Keile ab-

bildet, ist die Grenzzustandsfunktion durch geeignete Manipulationen so zu verändern, daß keine Nullstellen auftreten. Die Manipulation sollte entsprechend formuliert werden, daß die Funktionswerte deutlich über Null liegen, z.B. $F-LIMIT = 10^{20}$, so daß keine Nullstellensuche durch den Algorithmus in diesem Bereich erfolgt. Der Gradient sollte in Bereiche geometrisch möglicher Keile "zurückweisen".

Bei dem hier untersuchten tetraedrischen Gleitkeil führen Variationen der Scherparameter und der Ausbißlängen immer zu bildbaren Keilen, da die Verteilungsfunktionen so gewählt sind, daß für Reibungswinkel, Kohäsion und Ausbißlänge keine Werte kleiner Null auftreten. Zudem sind die vorgenannten Parameter im Gegensatz zu den Trennflächenrichtungen skalare Größen. Die Verschneidungsrichtung des Keils, die zur Unterscheidung dient, ob ein Keil gebildet werden kann oder nicht, ist von vier Basisvariablen abhängig, jeweils zwei pro Trennfläche. Da sich die Verschneidungsrichtung aus trigonometrischen Funktionen der Richtungen ergibt, ist - wie bereits erwähnt - eine einfache Abtrennung der Bereiche nicht bildbarer Keile von den Bereichen bildbarer Keile nicht möglich. Deshalb wird eine Manipulation der Grenzzustandsfunktion vorgenommen.

Die Manipulation bzw. die Bestrafungsfunktion ist so zu formulieren, daß nach Möglichkeit ein stetiger Übergang zur Funktion ohne Strafwerte erzielt wird. Die Werte der Bestrafungsfunktion werden zu den Werten der Grenzzustandsfunktion addiert. Wie im folgenden ausgeführt wird, ist die Forderung des stetigen Übergangs nicht an jeder Stelle einzuhalten. Die Funktion sollte jedoch so formuliert werden, daß sie - vereinfachend in zwei Dimensionen betrachtet - in der Mitte des Bereichs geometrisch nicht möglicher Keile ihr Maximum besitzt und zu den Rändern hin stetig fällt, siehe Abb. 28.

Um eine vorhandene Unstetigkeit der Bestrafungsfunktion beim Übergang zur Grenzzustandsfunktion numerisch stabiler zu gestalten, kann folgendes Vorgehen gewählt werden: Der Funktionswert der Grenzzustandsfunktion wird im Bereich geometrisch nicht möglicher Keile auf einen großen, konstanten Wert gesetzt, z.B. 10^{20} . Somit ist in diesem Bereich keine Nullstelle vorhanden. Die Summe aus Grenzzustandsfunktion und Bestrafungsfunktion wird nur für die Bestimmung der partiellen Ableitungen berechnet. Hierbei ist es vorteilhaft, die Gradienten mit Hilfe zweiseitiger finiter Differenzen zu bestimmen. Somit werden unendlich große Werte für die numerisch bestimmten partiellen Ableitungen bei unvermeidbaren Singularitäten, z.B. Sprungstellen, verhindert.

Um eine Lösungspunktsuche in der Nähe des Bereichs geometrisch nicht möglicher Keile auszuschließen, kann die Bestrafungsfunktion für Werte ϑ nahe 0 berechnet werden, d.h. bereits für

$$\Delta\vartheta + \vartheta > 0$$

setzt die Bestrafungsfunktion ein. $\Delta\vartheta$ ist hierbei ein positiver Wert, ϑ ist für geometrisch bildbare Keile kleiner Null. In Abhängigkeit von $\Delta\vartheta + \vartheta$ wird der Wert des Bestrafungswinkels ψ berechnet. Der Funktionsverlauf von ψ hat folgende Form:

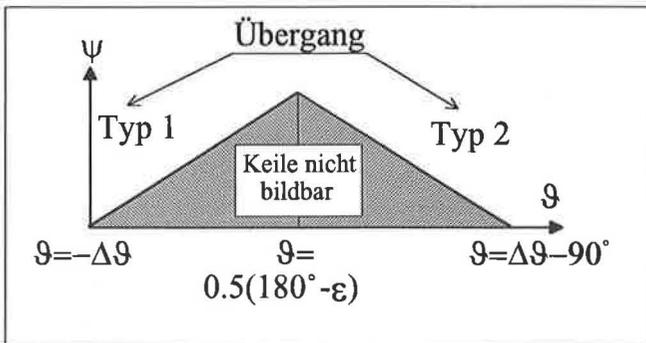


Abb. 28 Funktionsverlauf des Bestrafungswinkels ψ abhängig vom Wert von $(\vartheta + \Delta\vartheta)$ im Bereich geometrisch nicht möglicher Keile. Grenzen des Übergangs für Typ 1 und Typ 2 bei $\vartheta = -\Delta\vartheta$ bzw. $\vartheta = \Delta\vartheta - 90^\circ$. Der Böschungswinkel ist ε .

5.3.2. Bestimmung der Bestrafungsfunktion

5.3.2.1. Übergang Typ 1

Es sind zwei Unterscheidungen zu treffen, je nachdem ob der Differenzwinkel $\vartheta > 0$ oder $\vartheta < 0$ ist.

Fall 1.1: $\vartheta < 0$, also noch im Bereich bildbarer Keile

$$\text{für } \vartheta + \Delta\vartheta > 0 \text{ ist } \psi = \vartheta + \Delta\vartheta$$

Fall 1.2: $\vartheta < 0$, also im Bereich geometrisch nicht möglicher Keile

$$\text{für } \vartheta > 0 \text{ und } \Delta\vartheta > 0 \text{ in den Grenzen } 0 < \vartheta < 0,5 \cdot (180^\circ - \varepsilon) \\ \text{ist } \psi = \vartheta + \Delta\vartheta$$

5.3.2.2. Übergang Typ 2

Wie beim Übergang Typ 1 sind zwei Fälle nach dem Vorzeichen des Differenzwinkels ϑ zu unterscheiden:

Fall 2.1: $|\vartheta| + \Delta\vartheta > \varepsilon$ und $\vartheta < 0$, also im Bereich bildbarer Keile

$$\psi = -\vartheta + \Delta\vartheta - \varepsilon$$

Fall 2.2: sofern $0,5 \cdot (180^\circ - \varepsilon) \leq \vartheta \leq (180^\circ - \varepsilon)$ ist, gilt:

$$\psi = 180^\circ - \varepsilon - \vartheta + \Delta\vartheta$$

5.3.2.3. Berechnung des Bestrafungswertes ψ^*

Aus dem Wert des Bestrafungswinkels ψ wird der Bestrafungswert ψ^* in der Weise bestimmt, daß die Steigung der Bestrafungsfunktion am Beginn und Ende des Bereichs geometrisch nicht bildbarer Keile immer ungleich Null ist. Durch die Wahl einer Sinus-Funktion ist die Differenzierbarkeit der manipulierten Grenzzustandsfunktion gegeben.

$$\psi^* = \Delta\psi + \sin\left(\frac{\psi}{0.5 \cdot (180^\circ - \varepsilon) + \Delta\vartheta} \cdot \frac{\pi}{2}\right)$$

mit:

ψ	Bestrafungswinkel in Abhängigkeit von ϑ und $\Delta\vartheta$
ϑ	Differenzwinkel zwischen projiziertem Fallwinkel der Verschneidung
$\Delta\vartheta$	Additionswert zur Verschiebung des Beginns der Bestrafungsfunktion
ε	Böschungswinkel
$\Delta\psi$	Additionsglied zur Anpassung des Bestrafungswertes an die Keilgeometrie und die Größe der Grenzzustandsfunktion bei Konvergenzproblemen

Der Strafwert, F_{St} , der zum Wert der Grenzzustandsfunktion, $F-LIMIT$, addiert wird, folgt aus der Multiplikation

$$F_{St} = \psi^* \cdot c_B \cdot \eta_{MW} \cdot \frac{Q_{MW}}{G_{MW} \cdot \sin(0.5^\circ)}$$

mit:

c_B	Multiplikationsfaktor entsprechend dem Wert der Grenzzustandsfunktion
η_{MW}	deterministischer Sicherheitsfaktor für die Mittel- bzw. Startwerte
Q_{MW}	resultierende haltende Kraft für die Mittel- bzw. Startwerte
G_{MW}	Gewicht des Keils für die Mittel- bzw. Startwerte

Mit den Werten für Keilgewicht, haltende Kräfte und deterministischen Standsicherheitsfaktor wird eine Anpassung des Strafwertes F_{St} an die jeweilige Keilgeometrie erreicht. Es erfolgt eine Normierung mit Hilfe des Keilgewichts für die Mittelwerte. Die abtreibenden Kräfte werden für eine fiktive Neigung der Verschneidung von 0.5° berechnet.

Der Funktionsverlauf des Bestrafungswertes ψ^* und des Differenzwinkels ϑ sind in Abb. 29 dargestellt.

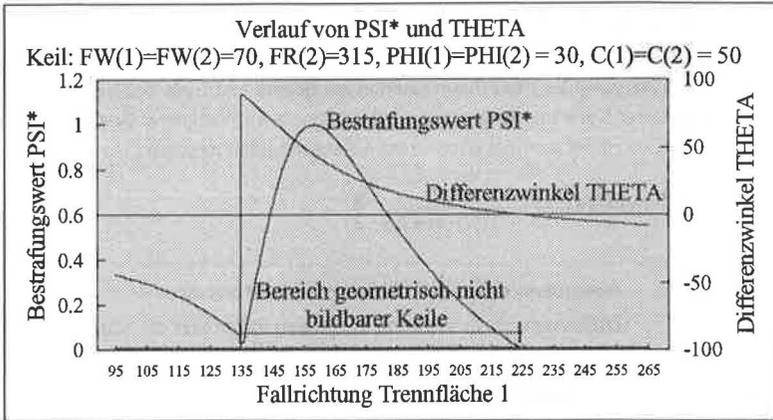


Abb. 29 Verlauf des Bestrafungswertes ψ^* und des Differenzwinkels ϑ im Bereich geometrisch nicht bildbarer Keile

5.4. Abminderung der Kohäsion

Aufgrund des Ansatzes der Normalkräfte und der Kohäsion weist der deterministische Algorithmus zur Berechnung der Standsicherheit des Keils eine Unstetigkeit beim Wechsel des Gleitmodus von Gleiten nur auf einer oder auf beiden Trennflächen auf. Die Kohäsion wird, solange eine Kraftübertragung auf der Trennfläche erfolgt, immer zu 100% angesetzt.

Dieser Ansatz ist auch aus felsmechanischer Sicht nicht immer zutreffend. In der Kohäsion werden auch kleine Materialbrücken und Verzahnungen bzw. Versätze, die beim Gleiten abgesichert werden müssen, berücksichtigt. Die Wirkung solcher geometrischer Muster ist abhängig von der Normalkraft und dem Fallwinkel der Trennfläche. Ein gleiches geometrisches Muster bewirkt bei einer flachen Trennfläche eine höhere Kohäsion wie bei einer steilen. Die Wirkung ist ebenso normalkraftabhängig, da im Parameter Kohäsion, wie in Kap. 4 ausgeführt, verschiedene Festigkeitseinflüsse zusammengefaßt werden. Die Normalkraft auf eine Trennfläche wird für steiler werdende Trennflächen unter Eigengewichtsbelastung geringer. Deshalb wird für die Kohäsion ein Abminderungsfaktor angesetzt, der vom Fallwinkel abhängig ist. Damit kann die Kohäsion im Bereich des Fallwinkels von 0° bis 90° z.B. um 10% oder 20% abgemindert werden. Dieser Ansatz berücksichtigt die Ergebnisse von BARTON und BANDIS (1977, 1981), wie sie in Kapitel 3 vorgestellt wurden. Auch dort sind die Scherparameter normalspannungsabhängig formuliert. Dies entspricht auch Beobachtungen von MURALHA und CUNHA (1990), die für flachere Trennflächen höhere Scherparameter als für steilere ermittelt haben, siehe Kapitel 3.

Die Größe des Abminderungsfaktors kann zur Anpassung an die Beschaffenheit der zu untersuchenden Trennflächenscharen verändert werden.

5.5. Wechsel des Gleitmodus

5.5.1. Verwendung der Verteilungsfunktion $\Phi(x)$ der Standardnormalverteilung beim Wechsel des Gleitmodus

Der in 5.4 besprochene Abminderungsfaktor allein führt noch nicht zu einer stetigen Formulierung der Grenzzustandsfunktion, da ein Wechsel im Versagensmodus nicht nur durch "Überkippen" einer fast vertikalen Trennfläche, sondern auch durch Änderungen der Fallrichtung erfolgt. Anhand der Unterscheidung des Gleitmodus für Keile unter Eigengewichtsbelastung soll gezeigt werden, wie der Wechsel des Gleitmodus rechnerisch behandelt wird. Abbildung 30 zeigt zwei Keilgeometrien. Bei Keil a) schneiden beide Falllinien die Verschneidungslinie. Er gleitet auf beiden Trennflächen ab. Bei Keil b) schneidet Falllinie 2 die Verschneidungslinie nicht. Es findet Gleiten nur auf Trennfläche 2 statt. Somit kann in Abhängigkeit von der Größe des Winkels Δv_i ein Abminderungsfaktor formuliert werden, der einen stetigen Übergang der Grenzzustandsfunktion zwischen beiden Versagensmodi ermöglicht.

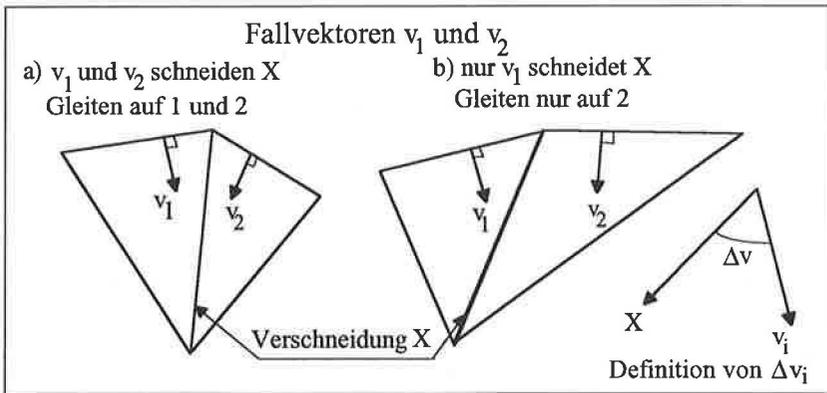


Abb. 30 Gleiten auf a) beiden Trennflächen: v_1 und v_2 schneiden Verschneidungslinie X b) nur auf Trennfläche 2, nur v_1 schneidet X , sowie Definition des Winkels Δv_i für einen Keil, der nur durch Eigengewicht belastet wird.

Geht der Winkel Δv_i gegen Null, und gleitet der Keil auf beiden Trennflächen, so ist der Keil nahe am Übergang zum Gleiten nur auf Trennfläche i . Der Wert der Grenzzustandsfunktion F -Limit für Gleiten nur auf einer Trennfläche entspricht der unteren Grenze, der Wert für Gleiten auf beiden Trennflächen der oberen Grenze des mobilisierbaren Scherwiderstands im Bereich des Gleitmoduswechsels. Der tatsächliche Wert liegt dazwischen. In einem anzugebenden Winkelbereich Δv_x werden beide Versagensmodi berechnet. Der Wert der Grenzzustandsfunktion wird aus der Kombination beider Berechnungsergebnisse mit den entspre-

chenden Abminderungsfaktoren bestimmt. Da Gleiten auf beiden Trennflächen in diesem Übergangsbereich Δv_x von z.B. 5° oder 10° die obere Grenze der Standsicherheit und Gleiten nur auf einer Trennfläche die untere Grenze darstellt, ist dieses Verfahren zulässig. Die Abminderungsfaktoren Λ_i im Übergangsbereich Δv_x werden mit Hilfe der Verteilungsfunktion der Standardnormalverteilung Φ berechnet.

$$\Lambda_i = \Phi\left(2n \cdot \frac{0.5\Delta v_x - \Delta v_i}{\Delta v_x}\right)$$

mit :

- Λ_i Abminderungsfaktor für Trennfläche i in Abhängigkeit vom Winkel Δv_i der Trennfläche i
- Φ Verteilungsfunktion der Standardnormalverteilung
- n Anzahl der Standardabweichungen der Verteilungsfunktion an den Grenzen des Übergangs von Gleiten auf einer zu Gleiten auf zwei Trennflächen
- Δv_x an die jeweilige Problemstellung anpaßbare Größe des Übergangsbereichs, z.B. 5° oder 10°
- Δv_i Winkel zwischen der Verschneidung X und dem Fallvektor v_i

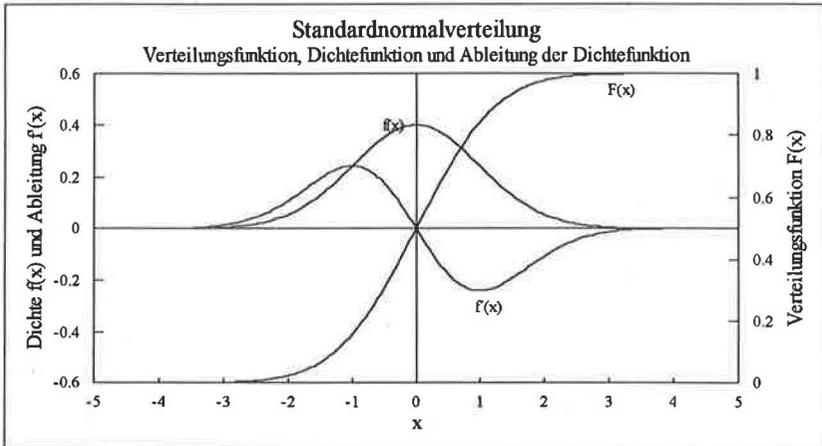


Abb. 31 Funktionsverlauf der Verteilungsfunktion $\Phi(x)$, der Dichtefunktion $f(x)$ und der Ableitung der Dichtefunktion $f'(x)$ der Standardnormalverteilung, siehe auch Anhang A.

Die Verteilungsfunktion $\Phi(x)$ der Standardnormalverteilung ist beliebig oft stetig differenzierbar. Die Werte der Dichtefunktion und ihrer Ableitungen sind für große Werte $x = n$ immer nahezu gleich Null. Dadurch ist ein stetiger und mehrmals differenzierbarer Übergang zwischen den Formulierungen der Grenzzustandsfunktion für Gleiten auf beiden Trennflä-

chen und für Gleiten auf nur einer Trennfläche möglich. Die Winkelfunktionen Cosinus und Sinus sind ebenfalls beliebig oft und stetig differenzierbar, doch erfüllen sie nicht die Bedingung, daß die Steigung für große Werte $x = n$ nahezu oder gleich Null ist. Der Verlauf der Verteilungsfunktion $\Phi(x)$, der Dichtefunktion $f(x)$ und der Ableitung der Dichtefunktion $f'(x)$ sind in Abbildung 31 dargestellt. Entspricht der Funktionswert der Verteilungsfunktion $\Phi(x)$ am Übergang vier bis sechs Standardabweichungen - dies entspricht dem Wert n - sind die Funktionswerte von $f(x)$ und $f'(x)$ genügend nahe bei Null. Der Nachweis der Stetigkeit und die Gleichungen der Funktionen sind in Anhang A beschrieben.

Aufgrund der starken Krümmungen der Grenzzustandsfunktion beim Wechsel des Versagensmodus, ist die Zahl der notwendigen Iterationen - bis zu 80 statt maximal 20 -, um Konvergenz zu erreichen, größer wie bei Keilen, bei denen im Verlauf der Lösungspunktsuche kein Wechsel im Versagensmodus auftritt. Die Rechenzeit für einen Lauf bleibt jedoch immer noch unter 2 Minuten.

5.5.2. Übergang von Gleiten auf einer Trennfläche zu Gleiten auf beiden Trennflächen

Die Abbildungen 32 und 33 zeigen Lagenkugeldiagramme und Blockbilder von zwei Trennflächengeometrien. Der in Abb. 32 dargestellte Keil gleitet nur auf Trennfläche 1, der Keil in Abb. 33 auf beiden Trennflächen. Die Trennflächenrichtungen beider Keile unterscheiden sich nur geringfügig. Der Verlauf der Grenzzustandsfunktion unter Verwendung der in 5.3.1 definierten Abminderungsfaktoren ist in Abb. 34 dargestellt. Die zugehörigen partiellen Ableitungen finden sich in Abb. 35. Es kann gezeigt werden, daß die Verteilungsfunktion der Standardnormalverteilung $\Phi(x)$ zur Schaffung eines stetigen Übergangs geeignet ist.

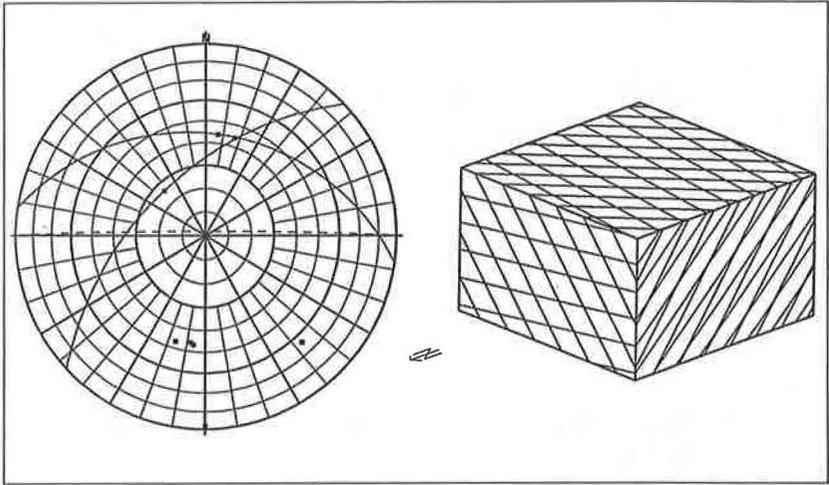


Abb. 32 Übergang von Gleiten auf einer zu Gleiten auf zwei Trennflächen: Keil gleitet unter Eigengewicht nur auf einer Trennfläche, der Winkel Δv_i zwischen Verschneidung und Fallvektor der Trennfläche 1 ist klein, daher nahe beim Wechsel des Versagensmodus für $\Delta v_i = 0$.

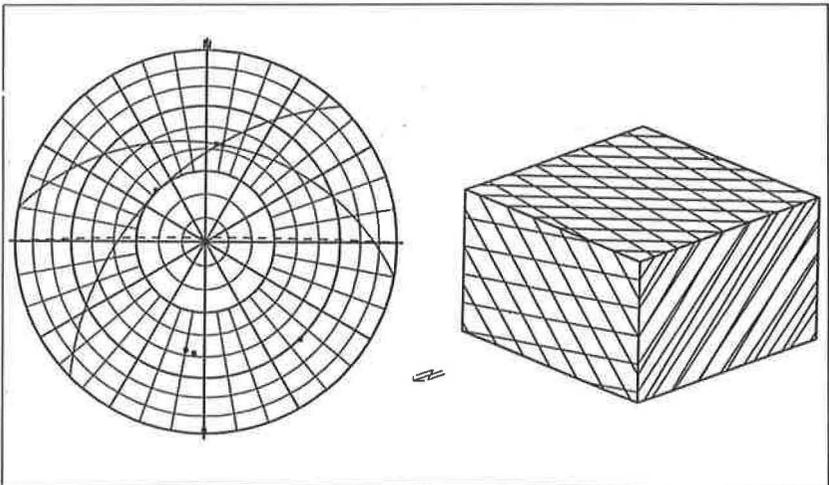


Abb. 33 Übergang von Gleiten auf einer zu Gleiten auf zwei Trennflächen: Der Keil gleitet unter Eigengewicht auf beiden Trennflächen.

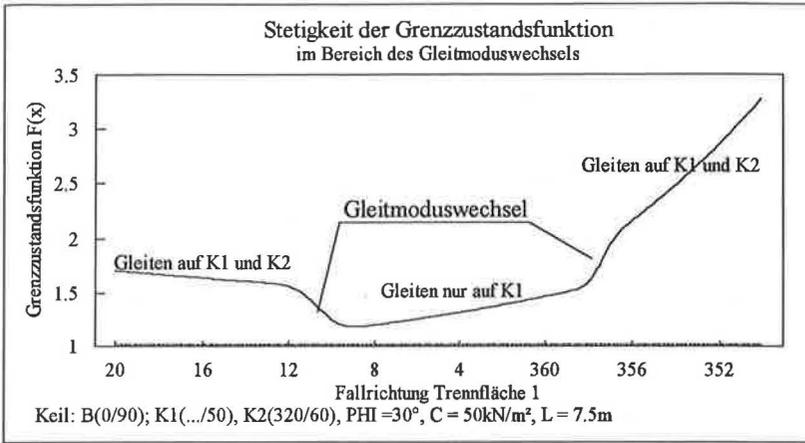


Abb. 34 Übergang von Gleiten auf einer zu Gleiten auf zwei Trennflächen: Verlauf der Grenzzustandsfunktion im Bereich des Wechsels im Gleitmodus unter Eigengewicht bei Verwendung der Verteilungsfunktion der Standardnormalverteilung $\Phi(x)$ bei der Berechnung der Abminderungsfaktoren.

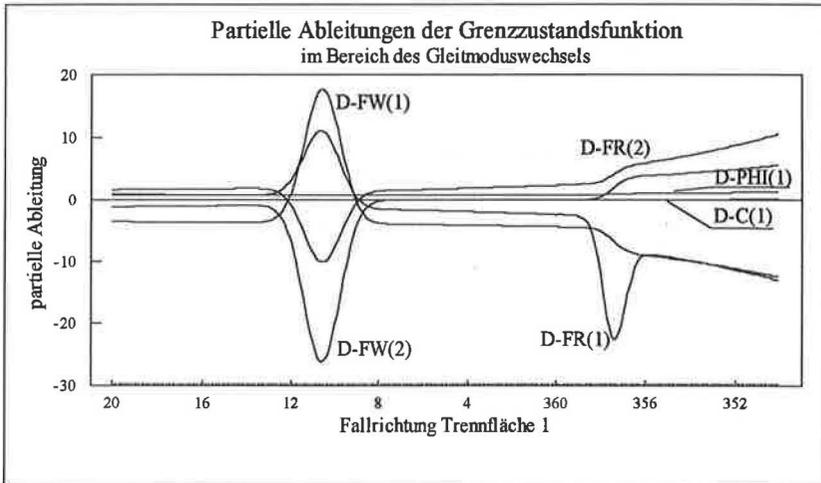


Abb. 35 Übergang von Gleiten auf einer zu Gleiten auf zwei Trennflächen: Verlauf der partiellen Ableitungen der Grenzzustandsfunktion im Bereich des Wechsels im Gleitmodus unter Eigengewicht. Die partiellen Ableitungen sind stetig und weisen keinen Knick auf.

5.5.3. Nahezu böschungsparelle Trennflächen

Ein Wechsel im Gleitmodus bei Eigengewichtsbelastung tritt auch dann auf, wenn eine Trennfläche nahezu parallel zur Böschung ist. Ändert sich der Differenzwinkel zwischen den Fallwinkeln von Böschung und betrachteter Trennfläche von $+\Delta\alpha$ zu $-\Delta\alpha$, so findet ein Wechsel des Gleitmodus statt. Entsprechend den Ausführungen in Punkt 5.3.2. werden die Abminderungsfaktoren für böschungsparelle Trennflächen in Abhängigkeit des Differenzwinkels zwischen den Fallrichtungen von Böschung und Trennfläche formuliert. Hierbei wird ebenfalls die Verteilungsfunktion $\Phi(x)$ der Standardnormalverteilung verwendet. Zur Vermeidung unendlich großer Keile ist eine Fallrichtung einer Trennfläche gleich der Böschungsfallrichtung zu vermeiden. In solchen Fällen genügt eine Änderung der Fallrichtung z.B. 10^{-3}° . In diesen Fällen ist dann eine Kontrolle der Keilabmessungen erforderlich, die in Kapitel 6 vorgestellt wird.

5.6. Berücksichtigung äußerer Lasten

Bei der Berücksichtigung äußerer Lasten ist die Unterscheidung der Gleitmechanismen allein anhand der Vektoren der Trennflächen nicht möglich. Die Unterscheidungen erfolgen analog dem dargestellten Vorgehen mit Hilfe von Vektorprodukten der Trennflächennormaleneinheitsvektoren w_i , der Verschneidung X_{12} und der Resultierenden aller Lasten R .

Für die einzelnen Fallunterscheidungen werden die Abminderungsfaktoren in Abhängigkeit von den Differenzwinkeln zwischen der Richtung der Resultierenden und den Unterscheidungsflächen berechnet. Die Unterscheidungsflächen sind im Lagenkugeldiagramm mit den Großkreisen durch

- die Lotpunkte der beiden Trennflächen
- die Verschneidung und den Lotpunkt der ersten Trennfläche
- die Verschneidung und den Lotpunkt der zweiten Trennfläche

gegeben. Dadurch ist eine Abgrenzung der Bereiche mit Gleiten auf zwei oder nur einer Trennfläche sowie Auf- und Abgleiten möglich.

Die Formulierung der Unterscheidungen mit Hilfe der Vektorrechnung findet sich u.a. bei WITTKÉ (1965) und STEFFEN (1977).

6. Belastung und Größe des Keils

6.1. Lasten

6.1.1. Eigengewicht

Da die Felswichte in den einzelnen Homogenbereichen normalerweise sehr viel weniger streut als andere Parameter, z.B. Richtungen, wurde das Eigengewicht nur als deterministischer Parameter in das Modell aufgenommen, um dieses auch zunächst einfach zu halten. Sollte eine statistische Modellierung des Eigengewichts erfolgen, so wäre nach dem Gesetz der großen Zahl eine Normalverteilung zutreffend. Die Standardabweichung dürfte nur in seltenen Fällen 1 kN/m^3 übersteigen.

Die Berechnung der Elastizitäten, wie sie in Kapitel 7 erläutert und durchgeführt wird, gibt darüber Aufschluß, wie stark sich der β -Wert bei einer Änderung der Felswichte ändern würde.

6.1.2. Ausbauwiderstand

Der Ausbauwiderstand p wird als Kraft pro Flächeneinheit auf die Keilansichtsfläche und nicht als Absolutwert, z.B. als feste Ankerkraft, definiert, da sich die Größe des Keils in den einzelnen Iterationsschritten ändert. Die Richtung des Ausbauwiderstands wird mit dem Winkel α_p zwischen der positiven x -Achse und der in die x - y -Ebene projizierten Kraftrichtung und dem Fallwinkel β_p der Kraftrichtung angegeben.

Die Größe des Ausbauwiderstands wird wie das Eigengewicht und der Wasserdruck als deterministische Größe behandelt, da angenommen wird, daß die Streuung der Tragfähigkeit der Verankerungskörper und der Zugfestigkeit des Ankerstahls i.d.R. deutlich kleiner sind als die der felsmechanischen Parameter, und somit eine Modellierung als Zufallsvariablen die Versagenswahrscheinlichkeit der Keile nur wenig verändern würde. Außerdem kann die Tragfähigkeit von Vorspannankern und die Größe der Ankerkraft sowohl beim Anspannen der Anker wie auch danach überprüft werden. Die Entwicklung probabilistischer Modelle für die Krafteinleitung von Vorspannankern und Felsbolzen ist nicht Gegenstand der vorliegenden Arbeit.

Die Elastizitäten geben Auskunft über den Einfluß des gewählten Ausbauwiderstands und der Richtungen auf den β -Wert. Über eine Variation des Ausbauwiderstands kann die erforderliche Größe bestimmt werden, die zur Einhaltung eines Sicherheitsniveaus nötig ist.

6.1.3. Wasserdruck

Es liegen bisher kaum Informationen vor, die eine auf Messungen basierende statistische Beschreibung der Druckhöhe und daraus ableitbare Annahmen zum Verteilungstyp des Wasserdrucks auf einen Keil in einer Böschung oder Kavernenwand ermöglichen. GENSKE (1988) entwickelte einen Ansatz für den Wasserdruck auf quaderförmige Felsblöcke bei ungesicherten Böschungen, die in einem ebenen Schnitt untersucht werden. Dabei wird die Größe der Maximalordinate des Wasserdrucks mit einer Gleichverteilung beschrieben, d.h. alle Werte

des möglichen Wasserdrucks zwischen Null und maximal möglichem Wasserdruck besitzen die gleiche Dichte.

Zur genaueren statistischen Beschreibung des Wasserdrucks müßte der Wasserdruck im Bereich der geplanten Böschung oder Kaverne in den verschiedenen Trennflächenscharen über einen längeren Zeitraum beobachtet werden können.

Aus deterministischen Berechnungen und Erfahrungen bei der Ausführung von Felsbauwerken ist bekannt, daß vorhandener Wasserdruck, der nicht entspannt werden kann, die Standsicherheit von Böschungen und Kavernenwänden deutlich verringert und häufig - vor allem beim Ausbruch - der für die Stabilität maßgebende Parameter ist. Es ist deshalb im Laufe eines Entwurfs zu entscheiden,

- ob der vorhandene Wasserdruck dauerhaft zu entspannen oder
- durch Injektionen zu verhindern ist, oder
- ein geringeres Sicherheitsniveau für Bauzustände mit Wasserdruck zugelassen wird, oder
- entsprechend mehr Sicherungsmittel einzubauen sind, wenn das Auftreten von Wasserdruck dauerhaft nicht verhindert werden kann bzw. akzeptiert wird.

Diese notwendigen Entwurfsentscheidungen werden nach Ansicht des Verfassers beim gegenwärtigen Kenntnisstand zutreffender mit einer deterministisch angegebenen Wasserdruckhöhe berücksichtigt.

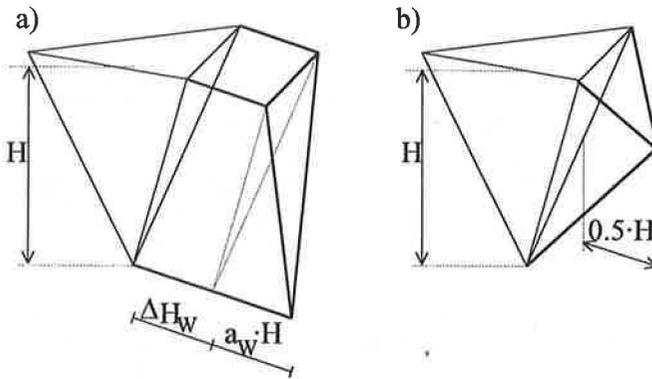


Abb. 36 Wasserdruck auf den Keil, dargestellt nur für eine Trennfläche des Keils

- a) allgemeiner Fall: Wasserdruckhöhe an der Keiloberkante ΔH_w ;
 Zunahme des Wasserdrucks entlang des Keils um $a_w \cdot H$
 b) übliche Annahme: Wasserdruck an der Keiloberfläche und am Fuß jeweils gleich Null; maximale Wasserdruckhöhe = $0,5 \cdot H$

Wird der Wasserdruck als Basisvariable eingeführt, können sich durch die Änderung der maximalen Wasserdruckordinate in den Iterationsschritten resultierende Kräfte ergeben, die zu einem Abheben des Keils führen. Die Grenzzustandsfunktion weist beim Übergang von Gleiten zu Abheben einen Sprung auf, da als haltende Kräfte beim Abheben nur noch der Ausbauwiderstand und das Gewicht des Keils wirken. Ohne den Ansatz einer Zugfestigkeit in den Trennflächen sind in diesem Fall in den Trennflächen keine haltenden Kräfte vorhanden. Daraus ergeben sich Unstetigkeiten der Grenzzustandsfunktion und Konvergenzschwierigkeiten bei der Lösungspunktsuche.

Aus den verschiedenen genannten Gründen erscheint es deshalb vorerst nicht sinnvoll, den Wasserdruck als streuende Basisvariable in das Modell einzuführen. Statt dessen wird der Wasserdruck - für jede Trennfläche getrennt - deterministisch angegeben. Damit kann die unterschiedliche Durchlässigkeit der beiden Trennflächenscharen, die den Keil bilden, berücksichtigt werden. Die Größe wird wie folgt berechnet:

Die Wasserdruckhöhe an der Keiloberfläche beträgt ΔH_w . Entlang des Keils nimmt die Wasserdruckhöhe linear mit der Keilhöhe mit einem anzugebenden Faktor a_w zu, $0 \leq a_w \leq 1$. Der Wasserdruck am Keilfuß ergibt sich zu

$$w = (\Delta H_w + a_w \cdot H_{Keil}) \cdot \gamma_w.$$

Bei einer Annahme von $a_w = 100\%$ ergibt sich am Keilfuß ein Wasserdruck von

$$w = (\Delta H_w + H_{Keil}) \cdot \gamma_w, \text{ siehe Abb. 36.}$$

Eine Wasserdruckhöhe an der Keiloberfläche $\Delta H_w = 0$ und $a_w = 50\%$ in Keilmitte entspricht dem häufig verwendeten Ansatz, daß der Wasserdruck an der Keiloberfläche und am Keilfuß jeweils gleich Null ist, und der Wasserdruck bis zur halben Keilhöhe jeweils linear zu- bzw. abnimmt.

Einfache Variationen der maximalen Wasserdruckordinate entsprechend den Entwurfsannahmen, z.B. zwischen 0% und 50%, sowie die Elastizitäten zeigen den Einfluß des Wasserdrucks auf den Sicherheitsindex β . Siehe hierzu auch Kapitel 7.

6.1.4. Erdbebenbelastung

Die Belastung aus Erdbeben wird als deterministische Größe behandelt, da eine zutreffende probabilistische Beschreibung der auftretenden Beschleunigungen in horizontaler und vertikaler Richtung Informationen zur Richtung und Wiederholungsrate der Erdbebenbelastungen als zeitlich veränderliche Lastgröße voraussetzt, die selten vorhanden sein dürften.

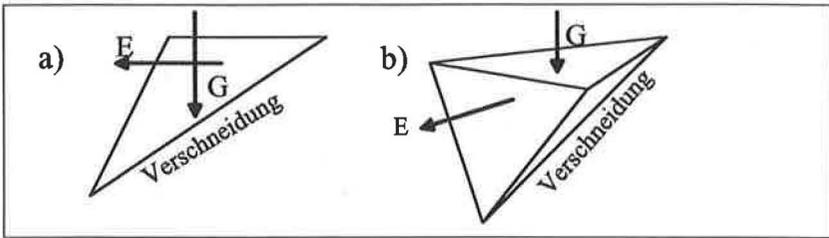


Abb. 37 Erdbebenlast E als Last in Richtung der horizontalen Projektion der Verschneldung; $E = e \cdot G$; $0 \leq e \leq 1$; G : Eigengewicht des Keils
 a) Schnitt entlang der Verschneldung
 b) räumliche Darstellung

Als Ersatzbelastung wird deshalb ein anzugebender Prozentsatz des Keileigengewichts entlang der horizontalen Projektion der Verschneldungsrichtung angesetzt, wodurch die Normalkräfte auf die Keilflächen verringert werden. Der Einfluss der Erdbebenbelastung auf den Sicherheitsindex β und die Versagenswahrscheinlichkeit P_f kann wiederum über einfache Parametervariationen ermittelt werden. Beispiele finden sich in Kap. 7.

6.2. Berechnung der Keilhöhe

6.2.1. Allgemeines

Die hier vorgestellten Berechnungen der Keilhöhe basieren auf unterschiedlichen felsmechanischen Ansätzen zur Berechnung der Scherfestigkeit in den Trennflächen, und ermöglichen eine Einbeziehung der Ausbißlängen. Dadurch können die bisher üblichen Schätzungen der maßgebenden Keilhöhe durch eine genauere Berechnung ersetzt werden. Da Starrkörperverfahren ebenso wie numerische Verfahren immer nur vereinfachte Modelle der Wirklichkeit sind, ermöglicht die gleichzeitige Verwendung mehrerer Grenzbetrachtungen eine Quantifizierung des tatsächlich vorhandenen Sicherheitsniveaus (JOHN, 1988). Die einzelnen Ansätze werden im folgenden kurz vorgestellt.

6.2.2. Bestimmung der Keilhöhe unabhängig von den Ausbißlängen

6.2.2.1. Keilhöhe fest vorgegeben

Der erste und zugleich einfachste Ansatz verwendet eine feste, deterministische Keilhöhe. Dieser Ansatz kann sinnvoll sein, wenn noch keine Messungen oder Schätzungen zu den Ausbißlängen vorliegen. Er kann als erster Zugang dienen, um probabilistische und deterministische Keilberechnungen zu vergleichen.

Sofern die Bauwerksabmessungen die mögliche Keilhöhe so weit begrenzen, daß bereits die Mittelwerte der Ausbißlängen zu größeren Keilen führen, als sie geometrisch überhaupt möglich sind, kann ebenfalls dieses Modell verwendet werden. Dann muß davon ausgegangen

werden, daß alle Trennflächen voll durchtrennt sind. Dies kann der Fall sein, wenn für eine Wandhöhe bei einer Transformatorenkaverne oder für eine Böschung von 10 m Höhe die mittleren Ausbißlängen beider Scharen bereits bei 10 bis 15 m lägen.

6.2.2.2. Keilhöhe über Verteilungsfunktion bestimmt

Statt für beide Trennflächenscharen jeweils eine Verteilungsfunktion für die Ausbißlängen anzusetzen, kann auch vereinfachend die Keilhöhe als Basisvariable definiert werden, obwohl sie streng genommen von beiden Ausbißlängen und den Trennflächenrichtungen abhängt, siehe Punkt 6.3.1. Eine Änderung der Trennflächenrichtungen bewirkt keine Änderung der Keilhöhe, aber der Keilbreite, wie dies bei den noch vorzustellenden Modellen geschieht.

Obwohl es im Gegensatz zu den Ausbißlängen keine Untersuchungen zu Verteilungsfunktionen der Keilhöhe geben kann, da es sich bei der Keilhöhe um keinen geometrischen Parameter des Trennflächensystems handelt, sind aus geometrischen Überlegungen und wegen der Abhängigkeit der Keilhöhe von den Ausbißlängen die gleichen Verteilungsfunktionen wie für die Ausbißlängen anzusetzen, also negative Exponential- oder Lognormalverteilungen. Da die Keilflächen vom Quadrat der Keilhöhe abhängen, wird bei der Verwendung der Exponentialverteilung bzw. Lognormalverteilung indirekt eine Verteilungsfunktion für die Flächen modelliert, für die damit eine Besselverteilung als Produkt zweier Exponentialverteilungen oder eine Lognormalverteilung anzunehmen ist. Siehe dazu auch Kapitel 3.1.4. Über eine Stützung der Verteilung bzw. durch die Anpassung einer Betaverteilung an die Begrenzung der möglichen Keilhöhe kann der Einfluß einer Begrenzung der geometrisch möglichen Keilhöhe durch die Bauwerksabmessungen für große Keilhöhen untersucht werden. Da der Einfluß der i.d.R. stark streuenden Ausbißlängen dadurch eingeschränkt wird, sollte das Modell nur gleichzeitig mit einer Gegenrechnung unter Berücksichtigung der Verteilungsfunktionen der Ausbißlängen verwendet werden. Folgendes Beispiel soll das Vorgehen veranschaulichen:

Für eine 25 m hohe Kavernenwand ergäbe sich z.B. für eine bei 25 m gestutzten Verteilung der Keilhöhe ein β -Wert von 4.2. Bei Berücksichtigung der Ausbißlängen, aber sonst gleichen Parametern, würde ein β -Wert von 3.5 berechnet. Die Keilhöhe ist jedoch größer als die wegen der begrenzten Wandhöhe geometrisch mögliche. Somit ist das Ergebnis für eine gestutzte Verteilung der Keilhöhe zutreffender.

6.2.3. Berechnung der Keilhöhe aus den Ausbißlängen

6.2.3.1. Unterscheidung nach Fallinie und Höhenlinie

Aus der Literaturoswertung in Kap. 3 ergibt sich keine eindeutige Zuordnung der Richtung der maximalen Ausbißlänge entweder parallel zum Fallen oder Streichen oder zu einer anderen trennflächenabhängigen Richtung. Deshalb wird für die Berechnung der Keilhöhe angenommen, daß die maximale Ausbißlänge einer Trennfläche entweder parallel zur Fallinie oder parallel zur Höhenlinie auftritt, die von der Böschungsschulter bis zur Verschneidung reicht. Entlang der Fallinie und der Höhenlinie wird die gleiche Verteilungsfunktion mit den gleichen Verteilungsparametern für die Ausbißlänge angenommen. Eine korrelierte oder unkorrelierte Modellierung von Ausbißlängen in zwei verschiedenen Richtungen für eine

Trennflächenschar ist erst nach umfangreichen und auf diese Fragestellung ausgerichteten Trennflächenaufnahmen und deren Auswertung, die eine solche Annahme bestätigten, sinnvoll.

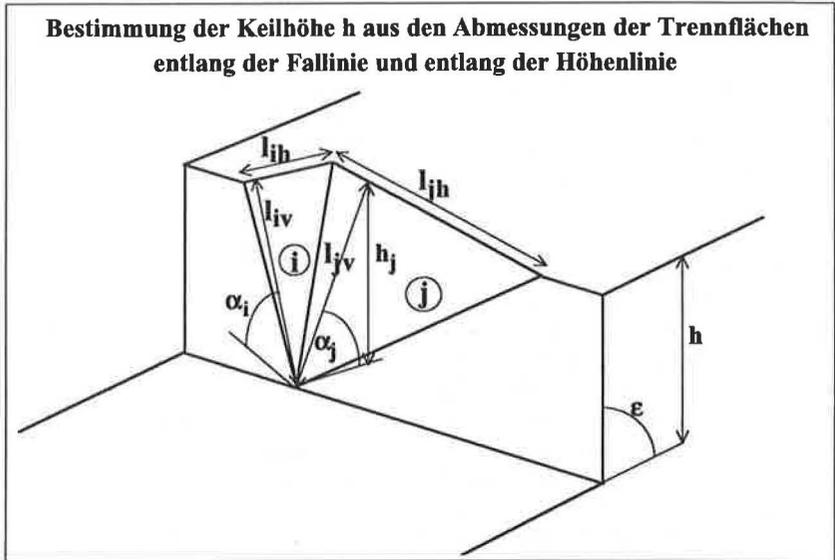


Abb. 38 Bestimmung der Keilhöhe h aus den Abmessungen der Trennflächen i und j entlang der Falllinie und Höhenlinie. Die Fallwinkel der Trennflächen sind α_i und α_j . Aus den Ausblößen l_{iv} und l_{jv} ergeben sich die Höhen h_{iv} und h_{jv} . Aus den Längen entlang der Höhenlinien l_{ih} und l_{jh} ergeben sich die Höhen h_{ih} und h_{jh} . Maßgebend sind jeweils die kleineren Höhen, die aus der Falllinie bzw. Höhenlinie folgen, also $h_i = \min(h_{iv}, h_{ih})$ und $h_j = \min(h_{jv}, h_{jh})$ (Höhen h_i , h_{ih} und h_{iv} nicht dargestellt).

Zunächst wird die Höhe h_{iv} berechnet, die sich aus der entlang der Falllinie angenommen realisierten Ausblöße l_i und dem realisierten Fallwinkel α_i der jeweiligen Trennfläche i ergibt. Sie ist somit immer kleiner oder gleich der Ausblöße l_i . Für geringe Differenzwinkel zwischen der Fallrichtung der Trennfläche i und der Böschungsfallrichtung kann sich für die Höhe h_{iv} , die aus der Ausblöße l_{iv} entlang der Falllinie berechnet wurde, eine größere Ausblöße l_{ih} entlang der Höhenlinie als entlang der Falllinie ergeben. In diesem Fall wird die Höhe h_i so weit reduziert, daß entlang der Höhenlinie die Ausblöße l_i auftritt, die vom Iterationsalgorithmus in der gerade berechneten Realisation der Zufallsvariablen gewählt wurde.

Für die Bestimmung der Keilhöhe ist eine Berechnung nach obigem Schema für beide Trennflächen i und j durchzuführen, daraus ergeben sich die Höhen h_i und h_j .

Die im folgenden vorgestellten Ansätze sind Modelle zur Abschätzung bzw. Eingrenzung der betrachteten Wirklichkeit. Bei allen Modellen sind Vereinfachungen und Annahmen notwendig. Das erste und das zweite Modell beschreiben die untere Grenze des Sicherheitsindex β , das dritte und vierte Modell beschreiben die obere Grenze. Somit ist eine im Rahmen der Erkundungsmöglichkeiten genügend genaue Eingrenzung des zu erwartenden Sicherheitsniveaus möglich. Die Unmöglichkeit, die Parameter für Materialbrücken und Kohäsion vor Ort in ähnlicher Genauigkeit zu bestimmen wie die geometrischen oder Materialparameter von Beton, Holz und Stahl im konstruktiven Ingenieurbau, wird in diesem Punkt nochmals deutlich.

6.2.3.2. Größere Höhe aus den Ausbißlängen der beiden Trennflächen

Sofern die Keilhöhe h gleich der maximalen Höhe h_i oder h_j gesetzt wird - $h = \max(h_i, h_j)$ -, die sich aus beiden Trennflächen i und j ergibt, wird angenommen, daß nur die Trennfläche derjenigen Schar vollständig durchtrennt sein muß, für die sich die maximale Höhe ergibt. Dieser Ansatz führt zu größeren Keilhöhen als die beiden in Punkt 6.2.3.4 und 6.2.3.5 folgenden Ansätzen. Er hat dann seine Berechtigung, wenn die Trennfläche j über eine große Länge, z.B. die gesamte Kavernenwandhöhe, vollständig durchtrennt ist, so daß ein Keil bildbar ist, sobald die Trennfläche i die entsprechende Ausbißlänge aufweist. Der Ansatz ist auch dann zutreffend, wenn der Trennflächenabstand der zweiten Schar j so klein ist, daß mit einem Abscheren der vorhandenen Materialbrücken und Versätze gerechnet werden muß. In diesem Fall ist wiederum die Trennflächenschar i für die Keilhöhe maßgebend. Für die zweite Trennflächenschar j kann dann eine erhöhte Kohäsion zur Berücksichtigung der "Zähne" angesetzt werden. Sofern die Materialbrücken beim Scherwiderstand der zweiten Trennfläche überwiegen, sollte eine Berechnung nach der dritten Methode gewählt werden.

Im weiteren Verlauf der Lösungspunktsuche wird nur noch die Ausbißlänge der maßgebenden Trennflächenschar variiert. Somit kann auch nur für diese das Verhältnis von Mittelwert und Bemessungswert gebildet werden, das in Kapitel 7 eingehender erläutert wird.

6.2.3.3. Höhe aus der Ausbißlänge nur einer Trennfläche

Wenn eine Trennfläche über große Längen völlig durchtrennt ist, und die Höhe des Gleitkeils nur von der Ausbißlänge der zweiten Schar abhängt, ist eine Ermittlung der Keilhöhe nach Abschnitt 6.2.3.2 nicht zutreffend. In diesen Fällen wird die Keilhöhe nicht als Maximum beider Ausbißlängen, sondern in Abhängigkeit der Ausbißlänge nur einer Schar ermittelt. Dieser Ansatz eignet sich auch zur Kontrolle der nach dem ersten Ansatz gewonnenen Ergebnisse.

In bestimmten Fällen kann es notwendig sein, weil z.B. eine Trennfläche die Keilhöhe nicht aus dem Maximum der beiden Trennflächenscharen zu ermitteln, sondern die Keilhöhe immer nur in Abhängigkeit der Ausbißlänge der Trennfläche i .

6.2.3.4. Kleinere Höhe aus den Ausbißlängen der beiden Trennflächen

Der zweite Ansatz setzt eine vollständige Durchtrennung beider Trennflächen voraus. Es werden die Ausbißlängen beider Scharen variiert. Die minimale Keilhöhe $h = \min(h_i, h_j)$, die sich aus der getrennten Betrachtung der Höhen h_i und h_j für die Trennflächen i und j ergeben, ist maßgebend. Dieses Modell liefert geringere Versagenswahrscheinlichkeiten als das

erste. Es ist dann zutreffend, wenn die mittleren Ausbißlängen beider Scharen nicht größer als die Kavernenwand- oder geplante Böschungshöhe sind. Bei einer niedrigen Scherfestigkeit vorhandener Materialbrücken kann das zweite Modell u.U. geringere Versagenswahrscheinlichkeiten liefern als das dritte Modell. Eine Gegenrechnung ist ohne viel Aufwand möglich und sollte deshalb auch durchgeführt werden. Ein großer Vorteil des hier gewählten Verfahrens besteht darin, daß verschiedene mechanische Modelle für die Trennflächenscherfestigkeit und die Keilhöhe miteinander verglichen werden können, was mit Monte Carlo-Simulationen nur bei einem erheblich größeren Rechenaufwand möglich wäre. Dadurch ist eine Verringerung der Unsicherheit bezüglich des zutreffenden felsmechanischen Modells gerade hinsichtlich seiner unsichersten Parameter durch Vergleichsrechnungen möglich.

6.2.3.5. Ansatz von Materialbrücken als gemischtes Verfahren

Die explizite Berücksichtigung von Materialbrücken in den Trennflächen bei den Festigkeitsparametern soll Aufschluß darüber geben, ob immer die Keile, die von vollständig durchtrennten Trennflächen gebildet werden, weniger sicher sind als die Keile, bei denen zum Versagen auch Materialbrücken abgeschert werden müssen. Die erste Annahme wird u.a. von ESTERHUIZEN (1990) für seine Keilberechnungen verwendet. Eine explizite Berücksichtigung der Materialbrücken bietet außerdem den Vorteil, daß über ein Verhältnis geometrischer Größen von Trennflächenschar und Keilabmessungen die Festigkeit der Materialbrücken genauer eingegrenzt werden kann als mit einer globalen Schätzung der Kohäsion oder einem die Kohäsion erfassenden Ersatzreibungswinkel. Dabei werden Flächen oder Längen - Ausbißlängen und Keilabmessungen - verglichen. In Kapitel 7 wird gezeigt, daß die Ausbißlänge ohne Einfluß auf das Sicherheitsniveau ist, wenn die Trennflächenfestigkeit nur aus dem Reibungswinkel folgt.

Um die Wirkung der Materialbrücken vorsichtig abzuschätzen, werden die beiden in Kapitel 3.3.3 vorgestellten Ansätze verwendet.

Der erste Ansatz berechnet die Fläche der Materialbrücke aus dem Verhältnis der Ausbißlänge zur maßgebenden Keilabmessung entlang der Fallinie bzw. Höhenlinie. Die wirksame Fläche der Materialbrücke wird mit einem quadratisch formulierten Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung von Spannungskonzentrationen und Kerbspannungseffekten (WITTKE, 1984) in den Materialbrücken reduziert.

Der zweite Ansatz berechnet die Gesamtkohäsion als eine Reihenschaltung von Trennflächenkohäsion und Materialbrückenkohäsion (HÖNISCH, 1993).

Beim dritten Modell erfolgt nur noch die Kontrolle, ob die Ausbißlänge entlang der Höhenlinie kleiner als die Ausbißlänge entlang der Fallinie ist. Ergibt sich für die Trennfläche i eine kleinere Höhe h_i als für die Trennfläche j , so wird entsprechend dem Verhältnis der Ausbißlängen zu den Keilabmessungen in der Trennfläche i die Festigkeit der Materialbrücke angesetzt. Die Ausbißlängen und Materialkohäsionen beider Trennflächen werden als Basisvariable während des Iterationsvorgangs variiert.

7. Berechnung des Sicherheitsindex β und der Versagenswahrscheinlichkeit

7.1. Erforderliches Sicherheitsniveau für Felskeile

Für die Anwendung der probabilistischen Keilanalyse ist es notwendig, das für eine ausreichende Zuverlässigkeit erforderliche Sicherheitsniveau zu diskutieren. In der Felsmechanik liegen bisher noch relativ wenig Erfahrungen in der Anwendung der probabilistischen Stand-sicherheitsanalyse vor. Die bei der Erarbeitung der GruSiBau (GruSiBau, 1981) verwendeten Daten stammen überwiegend aus dem konstruktiven Ingenieurbau (POTTHARST, 1977; GENSKE 1988). In diesen Ingenieurbereichen sind die Materialeigenschaften sehr viel besser erforscht und bekannt als in der Geotechnik allgemein und speziell in der Felsmechanik. Die Modellbildung ist wegen der kontrollierteren Materialeigenschaften, Lasten und Abmessungen oft einfacher als in der Felsmechanik. Da gegenüber der Felsmechanik mehr vergleichbare Bauwerke oder Bauteile ausgeführt werden, kann der Grenzzustand genauer eingegrenzt werden.

Die Streuungen der einzelnen Parameter sind aufgrund des Entstehungsprozesses von Fels sehr viel größer als bei Stahl, Holz oder Beton. Die Schwierigkeit, für bestimmte felsmechanische Parameter allgemeingültige Verteilungsfunktionen und Variationskoeffizienten anzugeben, wurde in Kapitel 3 dargestellt. Dabei führt auch eine sehr intensive Erkundung nicht zu der gewünschten Verringerung der Streuungen, da die im Fels vorhandene Inhomogenität und Anisotropie nicht vermindert werden, so z.B. für die Parameter Fallrichtung und Kohäsion.

In der GruSiBau (1981) werden für bauliche Anlagen je nach Sicherheitserfordernissen und wirtschaftlichen Gesichtspunkten drei Sicherheitsklassen definiert. Es ist zu untersuchen, ob diese Anforderungen für Felsbauwerke wegen der gegenüber dem konstruktiven Ingenieurbau unterschiedlichen Vorgehensweise bei Planung und Bau von Felsbauwerken übernommen werden können.

Für Sicherheitsklasse 2, die nach der Erläuterung in der Tabelle für Felskeile zuträfe, wäre ein Sicherheitsindex $\beta = 4.7$ erforderlich, was einer Versagenswahrscheinlichkeit von $P_f = 10^{-6}$ entspricht. Die Forderung, diese Wahrscheinlichkeiten einzuhalten, können bei Felsbauwerken u.U. zu einem zu vorsichtigen Entwurf führen. Hierbei ist anzumerken, daß die Scherparameter aufgrund fehlender Versuchsergebnisse bzw. fehlender Übertragbarkeit von Laborwerten auf große Keilflächen evtl. zu vorsichtig abgeschätzt werden, also nicht die tatsächlichen Mittelwerte in die Berechnung eingeführt werden. Dies hat zwangsläufig einen zu konservativen Entwurf zur Folge. Die Schwierigkeit liegt nach Meinung des Verfassers auch an dem gegenüber dem bisherigen Entwurfsvorgang anderen Denkansatz bei der Verwendung der Probabilistik. Vereinfacht dargestellt sind bisher Geologe und Entwurfsingenieur gehalten, sinnvoll abgeminderte Rechenwerte anzugeben, die einen wirtschaftlichen und zugleich sicheren Entwurf ermöglichen. Daraus haben sich unterschiedliche, auch subjektiv geprägte Abminderungsfaktoren und Erfahrungswerte bei den einzelnen Beteiligten herausgebildet. Letzte Sicherheitsreserven werden häufig nicht ausgeschöpft. Die tatsächlichen Mittelwerte waren seltener Gegenstand der Überlegungen und Diskussionen bei Planung und Aus-

führung. Somit hat sich eine gewisse Vorsicht entwickelt, Schätzungen für die tatsächlichen Mittelwerte und damit höhere Scherparameter als bisher gewohnt anzugeben.

Sicherheitsindex β und operative Versagenswahrscheinlichkeit P_f für einen Bezugszeitraum von einem Jahr		Sicherheitsklassen		
		1	2	3
Grenzzustand der Gebrauchsfähigkeit (auch Ribbildung und Schwingungsempfindlichkeit *)	β	2.5	3	3.5
	P_f	ca. 10^{-2}	ca. 10^{-3}	ca. 10^{-4}
Grenzzustand der Tragfähigkeit (Kollaps, Gleiten, Instabilität)	β	4.2	4.7	5.2
	P_f	ca. 10^{-5}	ca. 10^{-6}	ca. 10^{-7}
*) Hierbei wird angenommen, daß Kriterien für die Gebrauchsfähigkeit nicht schon implizit einen Sicherheitsabstand enthalten.				

Abb. 39 Sicherheitsindex β und operative Versagenswahrscheinlichkeit P_f für Sicherheitsklassen 1 bis 3 nach GruSiBau

Mögliche Folgen von Gefährdungen, die		aus GruSi-Bau, 1981
überwiegend die Tragfähigkeit betreffen	vorwiegend die Gebrauchsfähigkeit betreffen *)	Klasse
Keine Gefahr für Menschenleben und geringe wirtschaftliche Folgen	Geringe wirtschaftliche Folgen, geringe Beeinträchtigung der Nutzung	1
Gefahr für Menschenleben und/oder beachtliche wirtschaftliche Folgen	Beachtliche wirtschaftliche Folgen, beachtliche Beeinträchtigung der Nutzung	2
Große Bedeutung der baulichen Anlage für die Öffentlichkeit	Große wirtschaftliche Folgen, große Beeinträchtigung der Nutzung	3
*) Besteht bei Verlust der Gebrauchsfähigkeit Gefahr für Leib und Leben (z.B. Undichtigkeit von Behältern und Leitungen mit gefährlichen Stoffen), so wird dies wie ein Verlust der Tragfähigkeit behandelt.		

Abb. 40 Tabelle mit Definition der Sicherheitsklassen nach GruSiBau (1981)

Aufgrund der genannten Unterschiede zwischen Geotechnik und konstruktivem Ingenieurbau wurde von mehreren Autoren vorgeschlagen (GUDEHUS, 1987; MEYERHOF, 1970, 1982), in der Geotechnik ein niedrigeres erforderliches Sicherheitsniveau festzulegen. MEYERHOF hält Versagenswahrscheinlichkeiten von $P_f = 10^{-2}$ bis 10^{-4} für akzeptabel, auch im Hinblick auf den Einsatz von Meßinstrumenten, die in der Geotechnik gerade bei schwierigen Bauvorhaben verstärkt zum Einsatz kommen. Die 'Beobachtungsmethode', im englischen als 'Observational Method' bezeichnet, führt durch die ständige Kontrolle von Verformungen und Kräften bzw. Spannungen zu einer kontinuierlichen Überwachung der Stabilität. Geringere Versagenswahrscheinlichkeiten sind dort zu fordern, wo ein Versagen ohne Vorankündigung auf-

treten kann oder keine Möglichkeit besteht, Gegenmaßnahmen zu ergreifen. Bei Felskeilen ist für große Keile, die u.U. auch einen weitergehenden Bruch auslösen oder am Böschungsfuß stehende Gebäude- oder Anlagenteile beschädigen können, eine geringere Versagenswahrscheinlichkeit zu fordern, als für kleine Keile, die z.B. mit Fangnetzen "gesichert" werden können. Generell ist zwischen Bauzuständen und Endzustand zu unterscheiden. Sofern Wasserdruck nur in Ausbruch- und Bauzuständen auftritt, können höhere Versagenswahrscheinlichkeiten wie bei Keilen mit ständig vorhandenem Wasserdruck akzeptiert werden.

GENSKE (1988) schlägt für die zweidimensionale Analyse ungesicherter Felsböschungen im Rheinischen Schiefergebirge, die oberflächennah auch durch Wasserdruck belastet werden, für die Sicherheitsklassen 1 und 2 folgende Werte vor:

Sicherheitsklasse 1	$P_f = 10^{-2}$	$\beta = 2.3$
Sicherheitsklasse 2	$P_f = 10^{-3}$	$\beta = 3.1$

Diese Werte dürften aber für Keile in Kaverneiwänden oder hohe Böschungen zu niedrig sein, die - bei Versagen - die Maschinen im Krafthaus beschädigen können. Im Gegensatz zu übertägigen Felsböschungen ist eine Nachsorge nach Inbetriebnahme der Anlage gegenüber dem Kraftwerksbetreiber kaum zu vertreten. Da bei der zweidimensionalen Analyse der in den Seitenflächen vorhandene Scherwiderstand vernachlässigt wird, kann ein rechnerisch niedrigeres Sicherheitsniveau akzeptiert werden.

Aus der Bewertung der einzelnen Gefahrenpotentiale werden unter Einbeziehung probabilistischer Standsicherheitsanalysen ausgeführter Projekte folgende Versagenswahrscheinlichkeiten P_f bzw. Sicherheitsindizes β für die Sicherheitsklassen 1 und 2 vorgeschlagen, siehe Tabelle Abb. 41. Im Anhang B findet sich eine Tabelle zum Vergleich von Versagenswahrscheinlichkeiten und β -Werten.

Sicherheitsklasse		Bauwerk		
		Kaverne in Betrieb	Kaverne im Bauzustand Nicht zugängliche übertägige Böschung	Zugängliche übertägige Böschung
1	β	4.2	3.5	3
	P_f	10^{-5}	10^{-4}	10^{-3}
2	β	4.7	4.2	3.5
	P_f	10^{-6}	10^{-5}	10^{-4}

Abb. 41 Versagenswahrscheinlichkeiten und Sicherheitsindizes der Sicherheitsklassen 1 und 2 für den Nachweis tetraedrischer Keile in Kaverneiwänden und übertägigen Böschungen. Für Kaverneiwände wird eine funktionstüchtige Drainage vorausgesetzt. Bei zugänglichen Böschungen werden Befahrbarkeit und Sicherungselemente für kleine Keile vorausgesetzt.

7.2. Korrelationen zwischen einzelnen Parametern

GLYNN und GHOSH (1982) geben wahrscheinliche und mögliche Korrelationen zwischen verschiedenen Parametern eines zweidimensionalen Keils aufgrund von Beobachtungen oder Vermutungen an. Es wird auch angegeben, zwischen welchen Parametern keine Korrelationen vermutet werden, so zwischen dem Kluftwasserdruck und dem Trennflächenreibungswinkel. Anhand von Berechnungen mit vermuteten oder hypothetisch angenommenen Korrelationskoeffizienten wird nachgewiesen, daß die Vernachlässigung möglicher in der Natur vorhandener Korrelationen zu erheblichen Unterschieden bei den Berechnungsergebnissen für Versagenswahrscheinlichkeiten sowohl zur sicheren wie zur unsicheren Seite hin führen können. Sie ziehen daraus den Schluß, daß zunächst systematische Untersuchungen über Korrelationen zwischen den einzelnen Parametern durchgeführt werden müßten. Erst danach könne die Zuverlässigkeitstheorie dazu verwendet werden, quantifizierende Aussagen über das Sicherheitsniveau zu treffen.

Wie auch DERSHOWITZ et al. (1988) ausführten, ist es aufgrund der Vielzahl der Parameter in der Felsmechanik gegenüber der Bodenmechanik nochmals schwieriger, auch vermutete Korrelationen nachzuweisen. Innerhalb eines Projekts in einem bis dahin wenig erkundeten Gebiet, wie dies bei Wasserkraftanlagen häufig der Fall ist, werden vermutete Korrelationen nur mit einer ausreichenden Aufschlußgröße und Versuchsanzahl und Nutzung aller veröffentlichter Forschungsergebnisse bestätigt werden können.

Erste Ansätze zur Quantifizierung der Zusammenhänge von Scherfestigkeit und Fallwinkel einer Trennfläche sowie von Trennflächengröße und Scherfestigkeit wurden erarbeitet (MURALHA und CUNHA, 1990), sind jedoch noch weiter zu untersuchen. Zwischen der Streichrichtung einer Schar und dem Winkel zwischen Kavernenachse bzw. Böschungsrichtung und den Scherfestigkeiten bestehen wegen der Entspannung durch Ausbruch bzw. Ausbruch Zusammenhänge, die jedoch bisher nicht ausreichend quantifiziert werden können.

Der Mangel an genauere Kenntnis über die möglichen Korrelationen kann u.U. durch ein noch weiter verbessertes mechanisches Modell des Gleitkeils, in das auch einfach zu bestimmende Parameter - vor allem geometrische und aus Laborversuchen ableitbare - eingebunden sind, teilweise ausgeglichen werden.

7.3. Mittelwertunsicherheit für die gesamte Trennfläche

Bei den durchgeführten Berechnungen werden immer nur die Streuung der Mittelwerte der Richtungen und der Scherparameter der jeweiligen Trennflächen und nicht die Streuungen innerhalb einer Trennfläche modelliert. Die Scherfestigkeit der Trennfläche kann als Parallelschaltung einzelner, streuender Scherfestigkeiten kleiner Teilflächen aufgefaßt werden (v. SOOS, 1990). Eine Berücksichtigung der Streuung der Scherparameter φ und c innerhalb der Fläche ist mit folgendem Ansatz - er ist hier vereinfacht für Normalverteilungen formuliert - möglich:

$$\varphi, C = \left(\mu_{MW} + U_{MW} \cdot \sigma_{MW} \right) + U_{\varphi,c} \cdot \sigma_{\varphi,c}$$

mit:

μ_{MW}	Mittelwert des als streuend angenommenen Mittelwerts des Reibungswinkels bzw. der Kohäsion für die gesamte Trennfläche
U_{MW}	Standardnormalverteilung (0,1) für die Streuung des Mittelwerts des Reibungswinkels bzw. der Kohäsion
σ_{MW}	Standardabweichung des Mittelwerts des Reibungswinkels bzw. der Kohäsion: abhängig von Umfang und der Qualität der Erkundungsmöglichkeiten sowie der Qualifikation und Erfahrung der Beteiligten
$U_{\varphi,c}$	Standardnormalverteilung (0,1) für die Streuung innerhalb der Trennfläche für Reibungswinkel φ bzw. Kohäsion c
$\sigma_{\varphi,c}$	Standardabweichung des Reibungswinkels und der Kohäsion innerhalb der Trennfläche; sie kann in Abhängigkeit von der Größe der Trennfläche formuliert werden. Für große Flächen geht $\sigma_{\varphi,c}$ gegen Null.

Unterschiede zwischen den Teilflächen gleichen sich über die gesamte Trennfläche nach dem Gesetz der großen Zahlen aus. Für große Trennflächen kann somit eine Normalverteilung für den streuenden Mittelwert angenommen werden. Das Maß des Ausgleichs ist abhängig von der Trennflächengröße, siehe dazu Kap. 3.4.3. 'Maßstabeffekte'. Für große Trennflächen, die auch bei der Variation der Ausblißlänge bei der Lösungspunktsuche auftreten können, kann von einem fast vollständigen Ausgleich der streuenden Scherfestigkeit innerhalb der Trennfläche ausgegangen werden - der Variationskoeffizient $\sigma_{\varphi,c}$ für die Streuung innerhalb der Fläche geht gegen Null -, so daß nur noch die Unsicherheit des Mittelwerts

$$U_{MW} \cdot \sigma_{MW} + \mu_{MW}$$

bleibt. Im gewählten Berechnungsalgorithmus wird deshalb auch nur der gesamte Widerstand der Trennfläche aus den Scherparametern für die gesamte Fläche berechnet. Die Unterschiede innerhalb der Trennfläche bleiben wegen der vorrangigen Bedeutung der Ungewißheit des Mittelwerts und zugunsten einer besseren Überschaubarkeit des Modells zunächst unberücksichtigt. Hinzu kommt, daß es bisher kaum systematische Untersuchungen im größeren Maßstab - also nicht nur an Bohrkernen - über die Streuung der Scherfestigkeit innerhalb einer Trennfläche gibt. Der Variationskoeffizient für die Streuung innerhalb der Trennfläche kann deshalb z. Zt. nur geschätzt werden.

7.4. Einführendes Beispiel

7.4.1. Geometrie und Kennwerte

Der Umfang der notwendigen Eingabeparameter und der Ergebnisse sollen an einem einfachen Beispiel erläutert werden.

Um den Einfluß der Böschungsrichtung auf die Versagenswahrscheinlichkeit für ein gegebenes Trennflächensystem mit den Trennflächen K1 (110/45) und K2 (210/55) zu untersuchen, werden die Fallrichtung der Böschung von 140° bis 180° und der Fallwinkel von 60° bis 90° variiert. Im Fall a) werden für beide Trennflächen die gleichen mittleren Scherparameter φ

und c und die gleiche mittlere Ausbißlänge l angenommen, im Fall b) sind die Kennwerte sehr unterschiedlich.

Die Eingangsparameter sind in der untenstehenden Tabelle zusammengefaßt:

Parameter	Fall a) Symmetrische Trenn- flächenkennwerte		Fall b) Unsymmetrische Trennflächenkennwerte		Vertei- lungsfunk- tion
	K1	K2	K1	K2	
Fallrichtung FR [°]	110	210	110	210	Bivariate Normalver- teilung auf der Tangen- tialebene
Fallwinkel FW [°]	45	55	45	55	
σ_M , Standardabw. [°]	10	10	10	10	
σ_m , Standardabw. [°]	10	10	10	10	
ω_M [°]	0	0	0	0	
φ [°]	35	35	20	50	log-NV
Var.koeff. φ [-]	0.15	0.15	0.15	0.15	
c [kN/m ²]	50	50	20	100	log-NV
Var.koeff. c [-]	0.3	0.3	0.3	0.3	
Ausbißlänge L [m]	5	5	10	3	Exponential

Abb. 42 Mittelwerte und Variationskoeffizienten der Basisvariablen für die Variation der Böschungfallrichtung von 140° bis 180° und des Fallwinkels von 60° bis 90°.

7.4.2. Ergebnisse

Am Lösungspunkt β ergeben sich für eine mittlere Böschungsrichtung B (160/75) folgende Bemessungswerte:

Parameter	Fall a) Symmetrische Trenn- flächenkennwerte		Fall b) Unsymmetrische Trenn- flächenkennwerte	
	K1	K2	K1	K2
Fallrichtung FR [°]	122.38	201.19	122.07	197.89
Abweichung vom MW	12.38	-8.81	12.07	-12.11
Fallwinkel FW [°]	53.54	64.21	39.97	66.85
Abweichung vom MW	8.54	9.21	-5.02	11.85
φ [°]	30.86	32.73	11.58	49.68
φ -MW / φ - β	1.17	1.09	1.02	1.01
c [kN/m ²]	34.35	35.96	18.21	94.79
c-MW / c- β	1.45	1.39	1.09	1.06
Ausbißlänge L [m]	(43.31) ¹⁾	38.68	13.66	(9.54) ¹⁾
L- β / L-MW	(8.66) ¹⁾	7.74	1.37	(3.18) ¹⁾
Keilhöhe / H _{β} /H _{MW}	34.84 / 9.59		8.77 / 1.24	
η für Mittelwerte	6.15		4.07	
β und P _f FORM	4.29	8.81E-06	2.26	1.20E-02
β und P _f SORM	4.61	2.01E-06	2.45	7.14E-03

¹⁾ Aus der jeweils anderen Trennfläche ergeben sich größere Keilhöhen; Werte deshalb in Klammern.

Abb. 43 Sicherheitsindex β , Versagenswahrscheinlichkeit P_f und Parameterwerte am Bemessungspunkt für Fall a) und Fall b)

Für die Richtungen der Mittelwerte gleiten beide Keile auf jeweils beiden Trennflächen. Deshalb ist auch der Unterschied der deterministischen Sicherheiten η für die Mittelwerte trotz der großen Ausbißlänge für K1 im Fall b) nicht auffallend groß, da K2 im Fall b) eine sehr hohe Scherfestigkeit aufweist. Im β -Punkt ist im Fall a) Gleiten auf beiden Trennflächen maßgebend. Im Fall b) liegt der β -Punkt im Übergang von Gleiten auf beiden Trennflächen zu Gleiten nur auf K1. Daraus folgt eine hohe Versagenswahrscheinlichkeit und ein geringer Sicherheitsindex β . Die Partialsicherheiten, das Verhältnis von Mittelwert zum Wert am Bemessungspunkt, sind für die Scherparameter in beiden Fällen nicht groß. Im Fall a) beeinflussen die Orientierung und die Ausbißlänge den Sicherheitsindex am stärksten, im Fall b) sind es fast ausschließlich die Trennflächenrichtungen. Diese Zusammenhänge sollen anhand der folgenden Abbildungen verdeutlicht werden.

Die beiden ersten Abbildungen zeigen die Gewichte der einzelnen Parameter, die sogenannten α -Werte. Es sind die normierten partiellen Ableitungen der Grenzzustandsfunktion nach der jeweiligen Variablen.

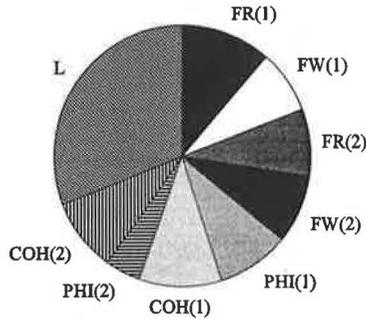


Abb. 44 Gewichte der Basisvariablen (α -Werte) für gleiche Scherfestigkeiten und mittlere Ausbißlängen der Trennflächen im Fall a). Böschung B(160/75).

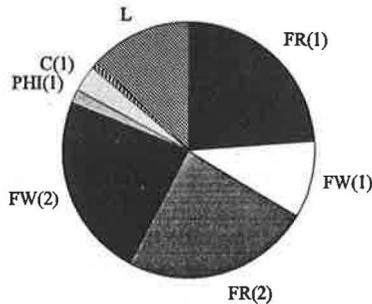


Abb. 45 Gewichte der Basisvariablen (α -Werte) für stark unterschiedliche Scherfestigkeiten und mittlere Ausbißlängen der Trennflächen im Fall b). Richtung der Böschung B(160/75) und Mittelwerte der Trennflächenrichtungen wie oben. Der Einfluß der Scherfestigkeit (φ , und c) der Störung und der Ausbißlängen ist gering, es überwiegt der Einfluß der Trennflächenrichtungen.

In den beiden folgenden Abbildungen Nr. 46 und 47 sind die Elastizitäten, siehe Kap. 2, dargestellt. Die Elastizitäten sind die normierten Änderungen des β -Werts bei einer Änderung des Mittelwerts oder der Standardabweichung einer Basisvariablen. Je größer die Elastizität, um so stärker wird der β -Wert durch eine Änderung der betrachteten Größe beeinflusst.

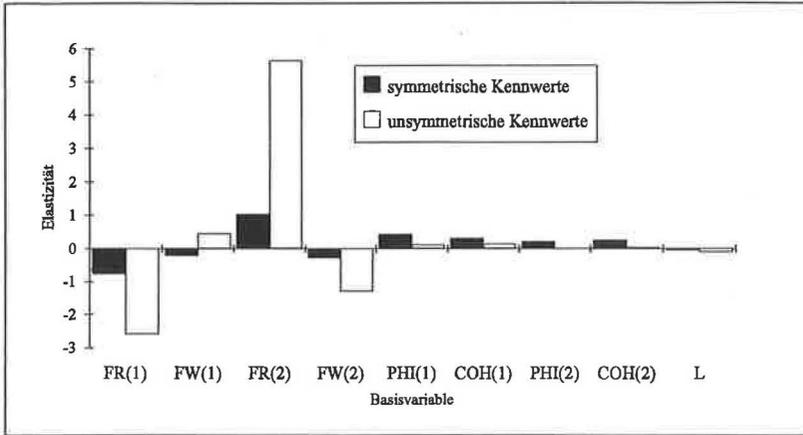


Abb. 46 Vergleich der Elastizitäten der Basisvariablen (normierte Änderung des β -Werts bei einer Änderung des entsprechenden Parameters) für die Mittelwerte bei symmetrischen und unsymmetrischen Kennwerten der Trennflächen.

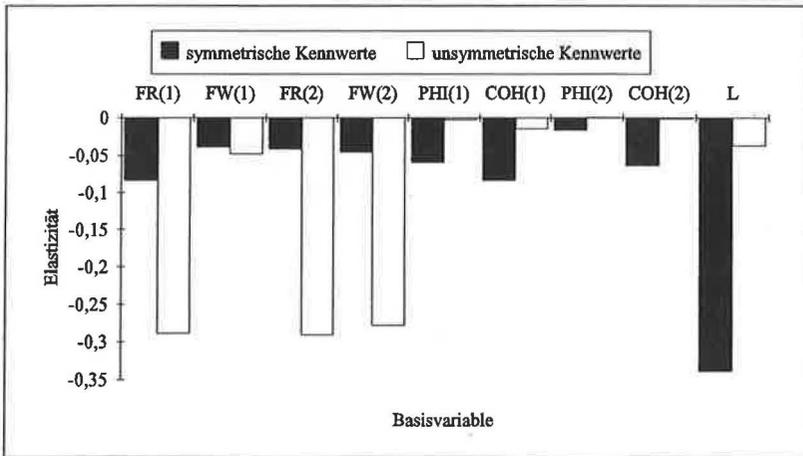


Abb. 47 Vergleich der Elastizitäten der Basisvariablen (normierte Änderung des β -Werts bei einer Änderung des entsprechenden Parameters) für die Standardabweichungen bei symmetrischen und unsymmetrischen Kennwerten der Trennflächen.

Der Vergleich der Elastizitäten zeigt deutlich, daß im Fall b) die streuenden Trennflächenrichtungen den β -Wert maßgebend beeinflussen. Im Fall a) sind bei den Mittelwerten die

Elastizitäten für die Fallrichtungen am größten, bei den Standardabweichungen die der Ausbißlänge. Die Elastizitäten für die Standardabweichungen der Kohäsion sind ähnlich groß wie die der Trennflächenrichtungen.

In den beiden folgenden Abbildungen 48 und 49 ist die Änderung des β -Wertes in Abhängigkeit der variierten Böschungfallrichtung und des variierten Böschungswinkels für den Fall a) mit gleichen Trennflächenkennwerten dargestellt. In beiden Abbildungen sind die gleichen Werte dargestellt. Die β -Werte schwanken zwischen ca. 3,75 und 6,05. Auffallend ist hierbei die starke Schwankung des β -Wertes für einen Böschungswinkel von 60° bis 70° bei einer Änderung der Böschungfallrichtung. In diesem Bereich findet der Übergang von Gleiten auf zwei zu Gleiten auf nur einer Trennfläche statt.

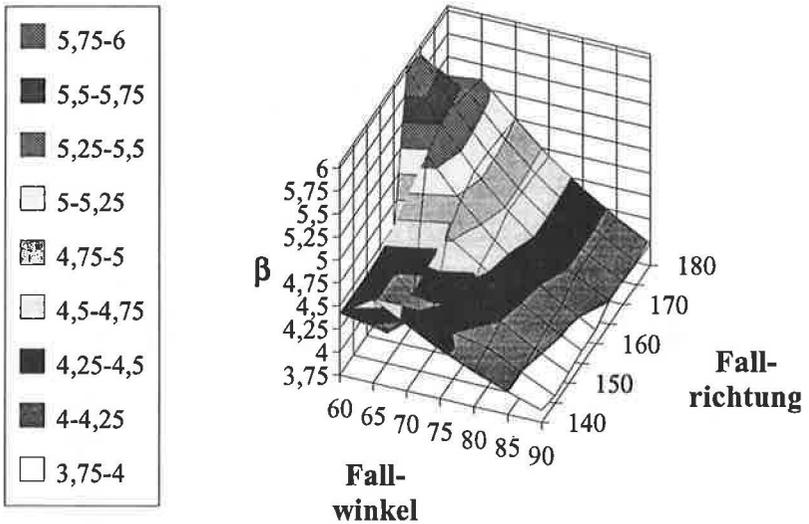


Abb. 48 Abhängigkeit des β -Wertes von der Fallrichtung und dem Fallwinkel der Böschung für Fall a), symmetrische Trennflächenkennwerte. Auffallend ist die starke Änderung des β -Wertes für einen Böschungswinkel von 60° bis 70° bei einer Änderung der Böschungsrichtung.

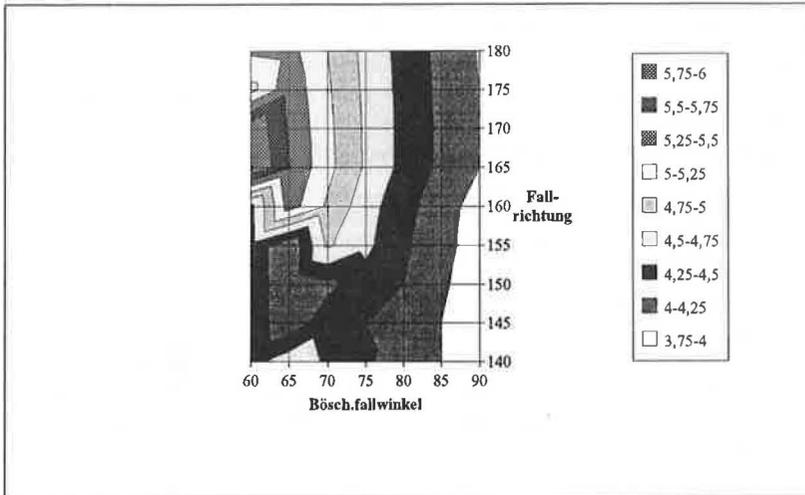


Abb. 49 Abhängigkeit des β -Wertes von der Fallrichtung und dem Fallwinkel der Böschung für Fall a), symmetrische Trennflächenkennwerte. Draufsicht auf die β -Fläche.

7.5. Parametervariationen

7.5.1. Ziel der Parametervariationen

Mit Hilfe umfangreicher Parametervariationen sollen für verschiedene Keilgeometrien und unterschiedliche Trennflächenkennwerte die Versagenswahrscheinlichkeiten P_f , die Sicherheitsindizes β , die Gewichte α , die Elastizitäten und die Unterschiede zwischen Mittelwerten und Bemessungswerten berechnet werden. Die Berechnungen sollen Aufschluß für die generelle Eignung der vorgestellten Methode geben. Aus der Ergebnisanalyse sollen ferner Folgerungen für den Erkundungsprozeß und die Ermittlung der Parameterwerte abgeleitet werden. Abschließend wird untersucht, ob das Konzept der Partialsicherheitsfaktoren auf tetraedrische Gleitkeile anwendbar ist.

7.5.2. Umfang der Parametervariationen

Neben einigen tetraedrischen Keilen, die im Rahmen von Wasserbauprojekten untersucht wurden, werden für die Parameterstudien mehrere symmetrische und unsymmetrische Keilgeometrien gewählt. Die Keile sind durch Eigengewicht belastet. Die Böschungsrichtung beträgt hierbei B(180/90). Als Ausgangswerte wurden folgende Keilgeometrien gewählt:

- K1(135/60) und K2(225/60),
- K1(120/60) und K2(225/60),
- K1(120/60) und K2(120/60) sowie
- K1(105/60) und K2(195/60).

Von diesen Werten ausgehend werden dann im Rahmen der Variationen die Mittelwerte für Fallrichtung, Fallwinkel und die Böschungsrichtungen verändert, um eine große Bandbreite unterschiedlicher Keilgeometrien zu untersuchen. Eine Änderung des Mittelwerts, z.B. des Fallwinkels, bedeutet somit keine Streuung des Mittelwerts von 30° oder 40°. Wird ein Parameter variiert, bleiben die anderen Mittelwerte unverändert, um die Ergebnisse vergleichen zu können.

- Variation des Mittelwerts des Fallwinkels der Trennfläche 1 von 30° bis 80°
- Variation des Mittelwerts der Fallrichtung der Trennfläche 1 um max. $\pm 30^\circ$
- Variation der Böschungsfallrichtung um max. $\pm 40^\circ$
- Variation des Mittelwerts der Ausbißlängen: L = 2.5m, 5.0m und 10.0m
- Variation des Mittelwerts des Reibungswinkels: $\varphi = 30^\circ, 40^\circ$ und 50° , für $c = 0$ auch $\varphi = 60^\circ$
- Variation des Mittelwerts der Kohäsion: $c = 0, 50, 100, 150 \text{ kN/m}^2$
- Änderung der Variationskoeffizienten für Trennflächenrichtungen, Reibungswinkel oder Kohäsion
- Änderung des Verteilungstyps für die Ausbißlänge: Lognormalverteilung statt Exponentialverteilung

Die angegebenen Parameterwerte entsprechen stets den Schätzungen für den tatsächlichen Mittelwert.

Aus Gründen der Übersichtlichkeit wird der Einfluß äußerer Lasten auf den Sicherheitsindex β getrennt von den oben genannten Parametervariationen untersucht und in Kapitel 7.7 dargestellt. Die Parametervariationen bleiben auf die Variation der Eingangswerte der Basisvariablen beschränkt.

Art der Ergebnisdarstellung

Zu den Darstellungen ist zu bemerken, daß als Parameterwerte immer die Mittelwerte und selten die Bemessungswerte angegeben werden. Sofern eine Unterscheidung notwendig ist, erhalten die Mittelwerte den Index "MW", die Werte am Bemessungs- bzw. β -Punkt den Index " β ". Im folgenden werden nicht alle Graphiken der genannten Parametervariationen dargestellt, da dies den Umfang der Arbeit sprengen würde.

7.5.3. Hinweise zum Konvergenzverhalten

Konvergenzschwierigkeiten können bei großen β -Werten, also geringen Versagenswahrscheinlichkeiten auftreten. In diesem Fall macht sich die unstetige Formulierung der Kohäsion besonders im Bereich eines Wechsels im Versagensmodus deutlich bemerkbar, wenn diese einen großen Anteil am Scherwiderstand besitzt. Wird die Höhe fest vorgegeben und nicht in Abhängigkeit einer Verteilungsfunktion für die Höhe oder in Abhängigkeit der Ausbißlängen definiert, kann es ebenfalls zu Konvergenzschwierigkeiten kommen. Die Beträge der partiellen Ableitungen der Grenzzustandsfunktion nach den Richtungen sind fast immer größer als die nach den Scherparametern. Eine Änderung der Richtungen allein ergibt häufig keine Lösung für die Gleichung der Grenzzustandsfunktion $F(x) = 1 - R/S = 0$, da der Wert der Grenzzustandsfunktion bei Änderungen der Trennflächenrichtungen - z.B. größer werdende Fallwinkel oder Fallrichtungen - zunächst kleiner und dann wieder größer werden kann, ohne daß eine Nullstelle für $F(x)$ gefunden wird. Hier zeigt sich deutlich, daß die Richtungen keine skalaren Größen wie die Festigkeitsparameter sind. In solchen Fällen muß die Lösungspunktsuche mit Hilfe von Startwerten für die Basisvariablen X , die kleiner oder größer als die Mittelwerte sind, und Änderungen der Iterationsparameter - Genauigkeitsschranke und Schrittweite - versucht werden.

7.5.4. Ergebnisse

7.5.4.1. Gültigkeit der Ergebnisse

Die im folgenden diskutierten Ergebnisse basieren auf der Auswertung der vorgestellten Parametervariationen mit den genannten Mittelwerten und Variationskoeffizienten. Die probabilistische Sicherheitsanalyse bietet den Vorteil, den Einfluß der Parameter für die jeweilige Problemstellung zu ermitteln. Somit können bei der Analyse von Keilen mit Trennflächenrichtungen und Festigkeiten, die stark von den im Rahmen dieser Arbeit verwendeten Werten abweichen - besonders bei extrem unterschiedlichen Festigkeiten und sehr flachen Böschungsneigungen - andere Gewichte, Elastizitäten und Partialsicherheiten maßgebend sein. Dies unterstreicht zudem den Einfluß der streuenden geometrischen Parameter.

7.5.4.2. Unterschiede bei den Ergebnissen nach First und Second Order Reliability Method FORM- SORM

Die Unterschiede der Ergebnisse für eine lineare oder parabolische Näherung der Grenzzustandsfläche im Lösungspunkt liegen im Bereich von $\beta_{\text{SORM}} - \beta_{\text{FORM}} = 0.2$ bis 0.5 . Dabei ergeben sich für den Sicherheitsindex β_{SORM} immer größere Werte und somit geringere Versagenswahrscheinlichkeiten. In einigen Fällen kann es bei der Bestimmung von β_{SORM} aufgrund der starken Krümmung der Exponentialverteilungsfunktion der Ausbißlängen im U -Raum zu Schwierigkeiten bei der Bestimmung kommen. Die Unterschiede sind beim Ansatz einer Exponentialverteilung für die Ausbißlängen größer als beim Ansatz einer Lognormalverteilung.

7.5.4.3. Elastizitäten der deterministischen Parameter

Wie in Kapitel 2 dargestellt, bietet die Verwendung der Zuverlässigkeitstheorie erster und zweiter Ordnung den Vorteil, daß die Empfindlichkeit des β -Wertes gegenüber Änderungen

der Parameter im Lösungspunkt ermittelt werden kann. Diese Elastizitäten sind abhängig von der jeweiligen Keilgeometrie und den Scherparametern, also der jeweiligen Problemstellung. Folgende Verallgemeinerungen sind möglich, die jedoch nicht immer zutreffen müssen:

- Änderungen der Böschungsfallrichtung haben i.d.R. nur geringe Änderungen des Sicherheitsindex β zur Folge. Nur bei Keilen, bei denen eine Trennfläche einen geringen Differenzwinkel zur Böschungsrichtung, z.B. weniger als 25° , aufweist, führt eine Änderung der Böschungsfallrichtung zu einer starken Änderung des β -Wertes, sofern die Scherparameter beider Trennflächen nicht zu verschieden sind.
- Die Mittelwerte für die Trennflächenrichtungen sind als Ergebnis einer kluftstatistischen Auswertung deterministisch angegeben. Die durch die beiden Mittelwerte für Fallrichtung und Fallwinkel definierte mittlere Stellung der Trennflächenschar ist Mittelpunkt der mit Hilfe zweier Normalverteilung beschriebenen bivariaten Normalverteilung für die Trennflächenrichtung. Je nach Keilgeometrie haben Fallrichtung oder Fallwinkel einen stärkeren Einfluß auf den β -Wert.
- Änderungen des Eigengewichts haben nur einen geringen Einfluß auf den Sicherheitsindex β . Die Modellierung als deterministische Größe führt somit nicht zu einer Verfälschung der berechneten β -Werte.

7.5.4.4. Sensitivitäten von Mittelwerten und Standardabweichungen

Änderungen der Mittelwerte und der Standardabweichungen der Kohäsion und der Ausbißlängen führen zu einer starken Änderung des β -Wertes. Sofern der Mittelwert der Trennflächenkohäsion größer als $c = 25 \text{ kN/m}^2$ ist, ist die Empfindlichkeit hinsichtlich des Reibungswinkel geringer, da der Variationskoeffizient für diesen Parameter aufgrund der genaueren Bestimmung bzw. Schätzung niedriger angesetzt werden kann. Der Einfluß der Standardabweichungen der Trennflächenrichtungen hängt stark von der Keilgeometrie ab. Folgende Abstufung der Basisvariablen nach der Größe der Elastizitäten für die untersuchten Mittelwerte und Variationskoeffizienten ist möglich:

Ausbißlänge - Kohäsion - Richtung - Reibungswinkel.

7.5.4.5. Gewichte - α -Werte - der einzelnen Parameter

Wie in Kapitel 2 ausgeführt, geben die α -Werte nur bei unkorrelierten Parametern die Gewichte der einzelnen Parameter wieder. Da in den hier vorgestellten Berechnungen keine Korrelationen angesetzt wurden, können die α -Werte für die Auswertung verwendet werden.

Orientierung

Der Einfluß der Orientierung der Trennflächen liegt bei der Mehrzahl der untersuchten Keilgeometrien bei ca. einem Drittel der Summe der Gewichte aller Variablen. Mit zunehmender Streuung der Werte nimmt das Gewicht weiter zu.

Ausbißlängen

Das Gewicht der Ausbißlängen liegt in der gleichen Größenordnung wie das der Orientierungen. Somit besitzen alle geometrischen Faktoren ein Gewicht von zwei Drittel aller Variablen.

Scherparameter

Aufgrund der geringeren Streuung des Reibungswinkels sind die α -Werte für den Reibungswinkel geringer als die der Kohäsion, sofern die Trennfläche eine Kohäsion aufweist. Die Summe Gewichte der Scherparameter liegt bei ca. einem Drittel aller Basisvariablen.

Als Beispiele für die geschilderten Ergebnisse sollen die folgenden Abbildungen dienen. Zunächst werden die Ergebnisse für einen Mittelwert der Kohäsion von $c = 50 \text{ kN/m}^2$ (linke Seite) bzw. $c = 150 \text{ kN/m}^2$ (rechte Seite) verglichen. Alle übrigen Parameter sind gleich. Im zweiten Fall ist die Ausbißlänge $l = 2.5\text{m}$ (linke Seite) bzw. 10.0m (rechte Seite).

Da der Mittelwert der Trennflächenrichtung als Ergebnis einer kluftstatistischen Auswertung als deterministische Größe angegeben wird, finden sich die Elastizitäten der Mittelwerte der Trennflächenrichtungen bei den deterministischen Parametern.

Die Parameter DW(1) bis DW(3) und DWBFR bestimmen die Größe des Übergangsbereichs, innerhalb dessen der Wert der Grenzzustandsfunktion aus den Ergebnissen für Gleiten auf einer und Gleiten auf beiden Trennflächen entsprechend dem in Kapitel 5.5 geschilderten Vorgehen berechnet wird.

Der Parameter CFAKT gibt an, um welchen Prozentsatz die Kohäsion in Abhängigkeit vom Fallwinkel gegenüber dem Wert für Fallwinkel = 0° abgemindert wird. Für den in den Berechnungen verwendeten Wert von CFAKT = 0.05 ergeben sich nur geringe Änderungen des β -Wertes.

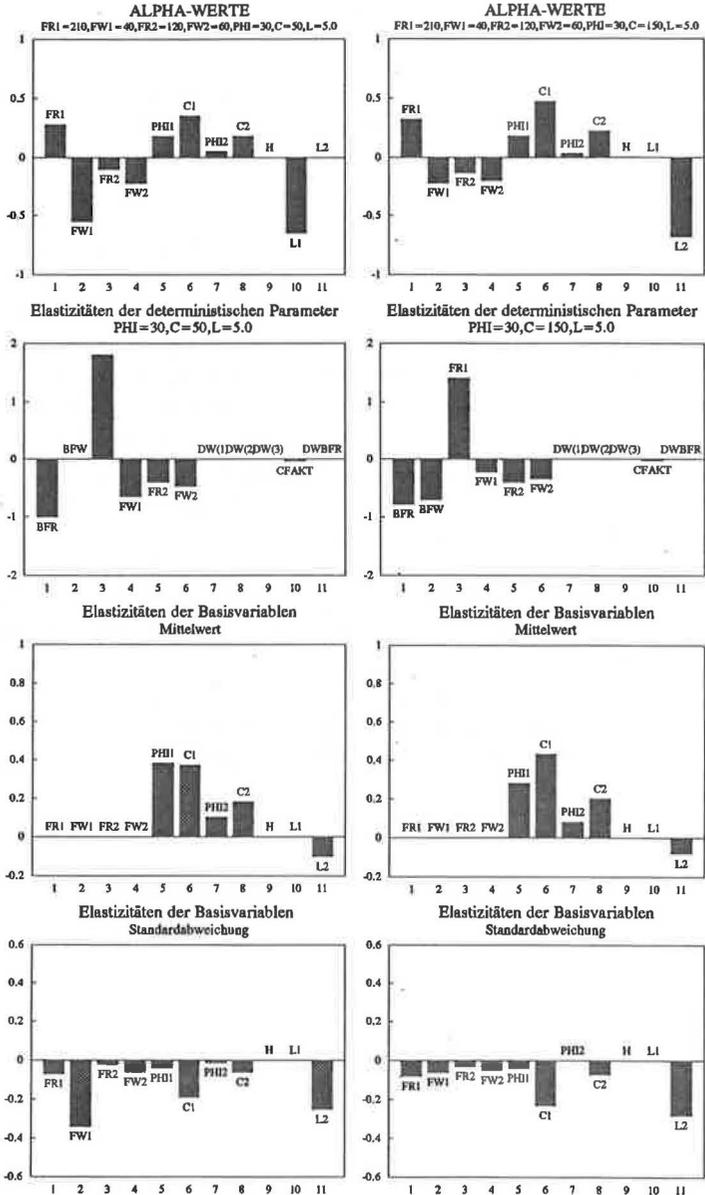


Abb. 50 α -Werte und Elastizitäten für einen Mittelwert der Kohäsion von $c = 50 \text{ kN/m}^2$ (linke Seite) und $c = 150 \text{ kN/m}^2$ (rechte Seite). Alle anderen Parameter werden nicht verändert.

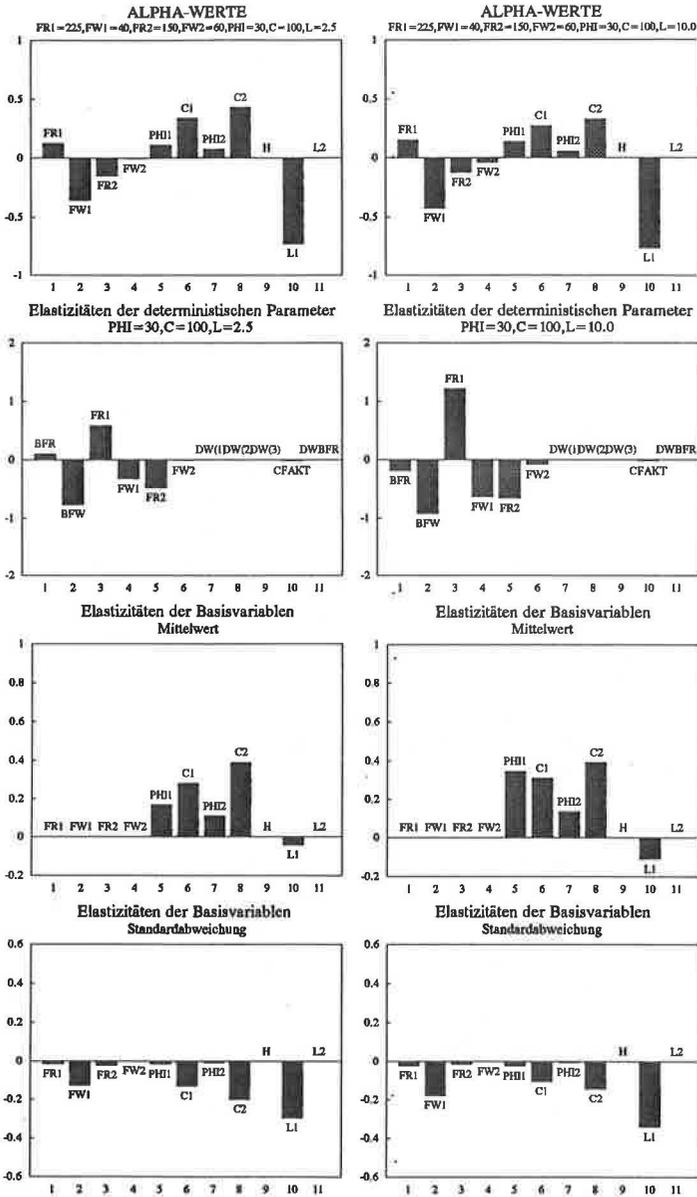


Abb. 51 α -Werte und Elastizitäten für einen Mittelwert der Ausbißlänge von $l = 2.5$ m (linke Seite) und $l = 10$ m (rechte Seite). Alle anderen Parameter werden nicht verändert.

7.6. Ermittlung der Partialsicherheitsfaktoren

7.6.1. Definition und Begründung

Die Partialsicherheit wird als Quotient von tatsächlichem Mittelwert und Bemessungswert, dem Wert des Parameters am Lösungs- und damit Bemessungspunkt, definiert.

Grundsätzlich ist der als Partialsicherheit definierte Quotient abhängig von der jeweiligen Problemstellung und kann somit keine Konstante sein. Feste Partialsicherheiten sind theoretisch betrachtet ein Widerspruch, da feste Sicherheitsfaktoren aus der "deterministischen Entwurfsphilosophie" stammen. Sie bieten jedoch - wo möglich - in der Entwurfspraxis gegenüber einem globalen Sicherheitsfaktor den Vorteil, daß einzelne Parameter entsprechend ihrem Einfluß berücksichtigt werden können. Im Grundbau werden in der DIN 4017 für den Grundbruchnachweis lastfallabhängig unterschiedliche Teilsicherheitsbeiwerte für Reibungswinkel und Kohäsion angegeben.

Die erforderlichen Partialsicherheiten können mit Hilfe von vereinfachten Annahmen für die Wichtungsfaktoren α_i der Basisvariablen i , die auf der sicheren Seite liegen, abgeschätzt werden (GruSiBau, 1981). Im vorliegenden Fall erscheint es wegen der Anzahl der Basisvariablen, der räumlich streuenden Größen und der noch geringen Erfahrung bei der Verwendung der Zuverlässigkeitstheorie in der Felsmechanik sinnvoller, die Partialsicherheiten durch Parametervariationen für die gewählten Sicherheitsniveaus zu ermitteln

Es soll untersucht werden, ob zumindest Wertebereiche angegeben werden können, innerhalb derer sich die Partialsicherheiten für "übliche" Keile und ein bestimmtes Sicherheitsniveau bewegen. Bei der Verwendung oberer Grenzwerte der Partialsicherheiten wäre dann i.d.R. gewährleistet, daß das angestrebte Sicherheitsniveau eingehalten wird. Ein solches Vorgehen erfaßt die Unsicherheit der einzelnen Parameter differenzierter als ein globaler Sicherheitsfaktor.

7.6.2. Bandbreite der Partialsicherheitsfaktoren

Wie im Kapitel 3 ausgeführt, wird für die Festigkeitsparameter und die Ausbißlänge ein multiplikativer Partialsicherheitsfaktor angenommen, d.h. daß die Streuung mit der Größe des Mittelwerts zunimmt. Bei den Richtungen wird von einem additiven Sicherheitsfaktor ausgegangen, da bei gleichen geologischen Verhältnissen die Größe der Streuung unabhängig davon ist, ob z.B. die Streichrichtung 10° oder 350° beträgt. In weiteren Untersuchungen ist zu prüfen, ob die Streuung in Abhängigkeit vom Fallwinkel angegeben werden kann. Bei den Berechnungen wurde für den Reibungswinkel ein Variationskoeffizient von $V_\varphi = 0.15$ und für die Kohäsion ein Variationskoeffizient von $V_c = 0.30$ bis 0.50 verwendet. Der Variationskoeffizient für die Ausbißlänge beträgt immer $V_l = 1.0$, da eine Exponentialverteilung angenommen wird.

Die Auswertung der Parametervariationen lassen folgende Schlüsse zu :

- Da Richtungen vektorielle und keine skalaren Größen sind und stark von dem untersuchten Homogenbereich abhängen, erscheint eine entsprechende Definition für die Richtungen - im Gegensatz zu Berechnungen des ebenen Gleitkeils, wie sie von GENSKÉ (1988) vorgenommen wurde - nicht sinnvoll, da sie zu sehr auf

der sicheren Seite liegen müßte. Eine probabilistische Analyse ist gewinnbringender, zumal sie keinen höheren Zeitaufwand erfordert und mehr Informationen über den Einfluß der einzelnen Parameter liefert.

- Die Werte für die Partialsicherheit der Ausbißlängen, die für diese Basisvariablen als Quotient Bemessungswert/ Mittelwert definiert ist, sind deutlich größer als die Partialsicherheiten für Reibungswinkel und Kohäsion.
- Aufgrund der vorhandenen stark streuenden geometrischen Größen, die in der Bodenmechanik weit weniger bedeutend sind, sind die Partialsicherheiten für Reibungswinkel und Kohäsion kleiner als die in der Bodenmechanik bzw. im Grundbau anzusetzenden Werte, z.B. nach DIN 1054 oder DIN 4017.
- Die Partialsicherheiten für den Reibungswinkel sind kleiner als für die Kohäsion, da die Streuung des Reibungswinkels geringer ist, sofern für die Trennfläche eine Kohäsion angesetzt werden kann.

Im folgenden werden als Ergebnis der Untersuchung Häufigkeitsverteilungen der Partialsicherheitsfaktoren für Kohäsion und Ausbißlänge für verschiedene Werte des Sicherheitsindex β angegeben. Die Werte für den Reibungswinkel werden nicht dargestellt, da die Partialsicherheitsfaktoren für diesen Parameter nur zwischen 1.01 und 1.15 schwanken, sofern die Trennflächen zumindest einen Mittelwert der Kohäsion von 20 kN/m² aufweisen. Dargestellt sind die Häufigkeiten für die β -Werte 3.0, 3.5 und 4.2.

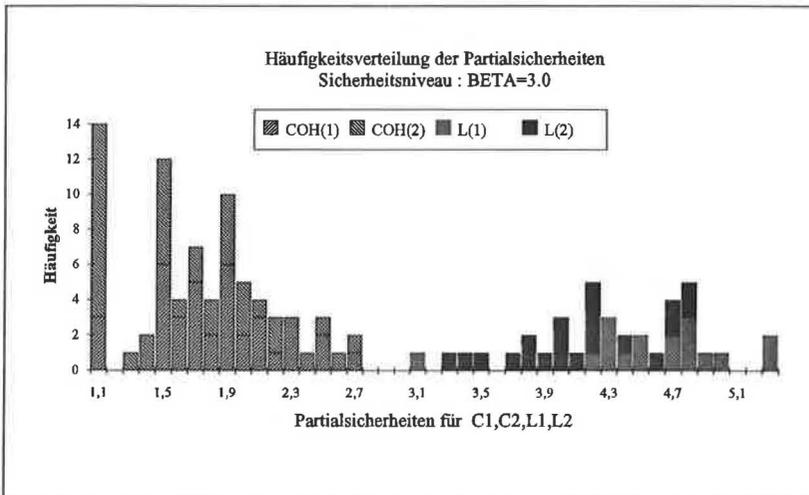


Abb. 52 Häufigkeiten der Partialsicherheitsfaktoren für Kohäsion und Ausbißlänge bei einem Sicherheitsniveau von $\beta = 3.0$.

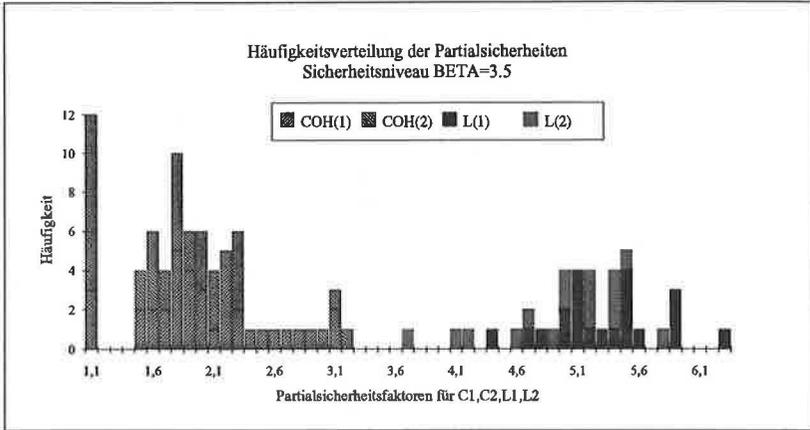


Abb. 53 Häufigkeiten der Partialsicherheitsfaktoren für Kohäsion und Ausblöhlänge bei einem Sicherheitsniveau von $\beta = 3.5$.

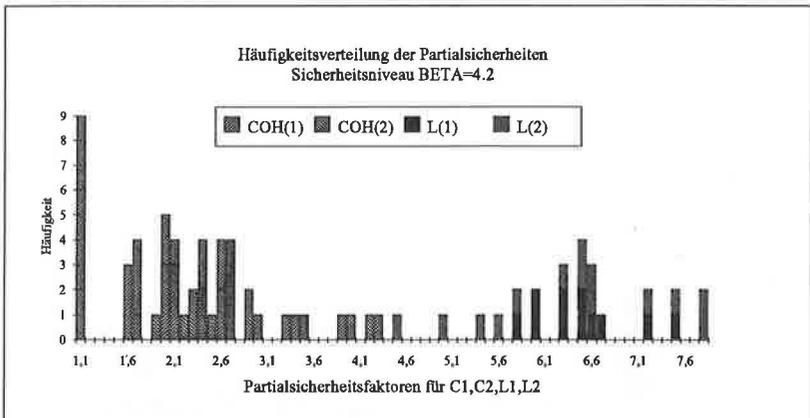


Abb. 54 Häufigkeiten der Partialsicherheitsfaktoren für Kohäsion und Ausblöhlänge bei einem Sicherheitsniveau von $\beta = 4.2$.

Im folgenden werden die Häufigkeitsverteilungen der absoluten Winkeldifferenzen zwischen dem Mittelwert und dem Bemessungswert dargestellt. Da in der Regel isotrope Verteilungen mit $\sigma_m = \sigma_M = 10^\circ$ verwendet wurden, ist eine Aufteilung nach Fallrichtung und Fallwinkel zulässig. Für anisotrope Verteilungen hat eine Auftragung entlang der Hauptachsen σ_m und σ_M der Bivariaten Normalverteilung zu erfolgen. Die Winkeldifferenzen sind zu Klassen von 0° bis 5° , 5° bis 10° , 10° bis 15° und mehr als 15° zusammengefaßt. Die überwiegende Zahl der Winkelabweichungen liegt zwischen 5° und 15° , also im Bereich einer halben bis ein-

halbfachen Standardabweichung, die zu 10° angenommen wurde. Für größere β -Werte nehmen die Winkelabweichungen bis zu 15° und mehr als 15° zu.

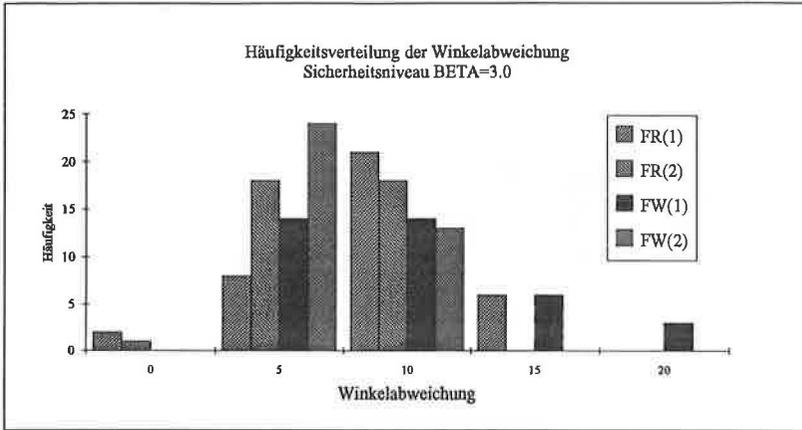


Abb. 55 Häufigkeit der Winkelabweichungen vom Mittelwert der Trennflächenrichtungen für ein Sicherheitsniveau $\beta = 3.0$.

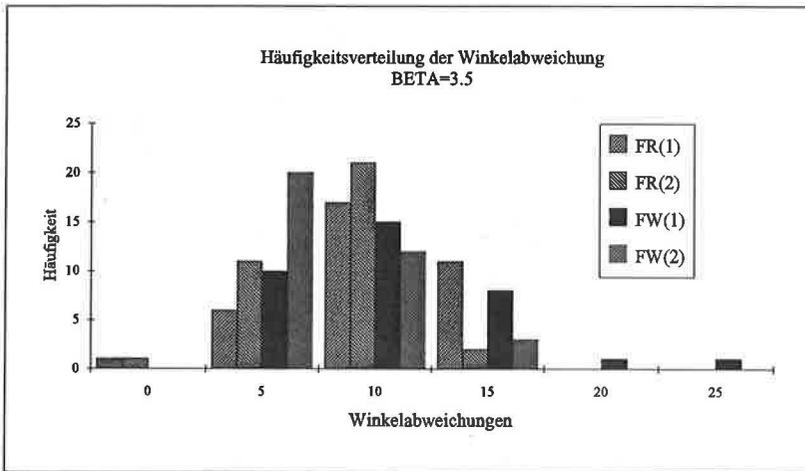


Abb. 56 Häufigkeit der Winkelabweichungen vom Mittelwert der Trennflächenrichtungen für ein Sicherheitsniveau $\beta = 3.5$.

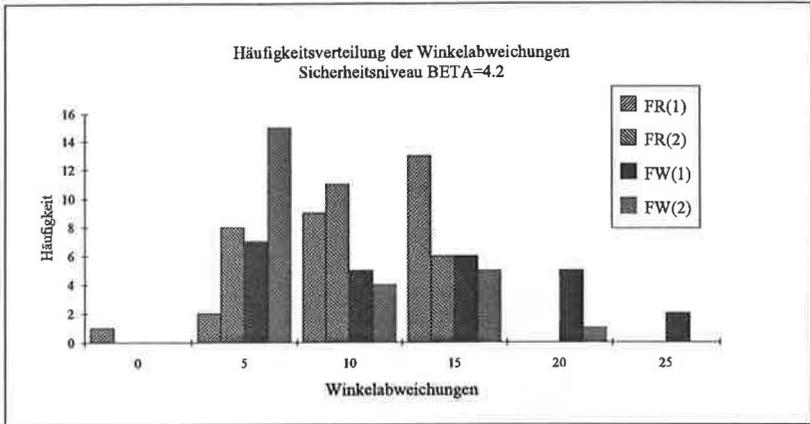


Abb. 57 Häufigkeit der Winkelabweichungen vom Mittelwert der Trennflächenrichtungen für ein Sicherheitsniveau $\beta = 4.2$.

7.6.3. Folgerungen

Die Partialsicherheiten für Kohäsion und Ausbißlänge sowie die Winkelabweichungen der Trennflächenrichtungen vom Mittelwert streuen für ein festes Sicherheitsniveau relativ stark. Die Streuung nimmt mit größer werdendem Sicherheitsindex β zu.

Sofern man bei der Verwendung von Partialsicherheitsfaktoren immer auf der sicheren Seite sein wollte, müßte man als maßgebenden Partialsicherheitsfaktor den jeweiligen Maximalwert für das entsprechende Sicherheitsniveau verwenden. Es ist jedoch kaum zu erwarten, daß bei einem zu untersuchenden Keil für alle Parameter die Maximalwerte der Partialsicherheiten gleichzeitig maßgebend sind. Im β -Punkt ist die deterministische Sicherheit immer genau $\eta = 1$, da haltende und abtreibende Kräfte gleich groß sind. Vergleichsrechnungen für verschiedene Beispiele zeigten, daß sich bei gleichzeitiger Verwendung der größten Partialsicherheiten für Reibungswinkel, Kohäsion und Ausbißlänge nur noch eine deterministische Sicherheit von $\eta = 0.5$ bis 0.7 ergibt. Dies zeigt, daß die Verwendung von Partialsicherheiten zu einem unwirtschaftlicheren Entwurf führt wie die Anwendung der probabilistischen Standsicherheitsanalyse.

Die Verwendung von Partialsicherheitsfaktoren bietet gegenüber der probabilistischen Analyse keine zeitlichen Vorteile, da der Aufwand für die Analyse der Untersuchungsergebnisse nicht geringer ist. Abgesehen vom Umfang der Ergebnisse ist der Aufwand für Dateneingabe und Berechnung nur unwesentlich höher und zwingt gleichzeitig zu einer genaueren Modellbildung.

Die Auswertung der Daten für die durchgeführten Parametervariationen ermöglicht den Schluß, daß aufgrund der Bedeutung der geometrischen Parameter und der starken Streuung der Partialsicherheitsfaktoren bei der Gleitkeiluntersuchung die Verwendung von Partialsicherheiten kaum Vorteile für den Entwurfsprozeß bietet. Vielmehr sollte die probabilistische

Standsicherheitsanalyse vermehrt zur Anwendung kommen, da sie deutlich mehr Informationen liefert, die wiederum bei der Erkundung und beim Entwurf berücksichtigt werden können.

7.7. Einfluß äußerer Lasten auf den Sicherheitsindex β

7.7.1. Umfang der Untersuchungen

In den bisherigen Ausführungen wurde von einer Belastung des Keils nur durch Eigengewicht ausgegangen. In Kapitel 6 werden die verwendeten Ansätze zur Berücksichtigung von Ankerkräften, Wasserdruckkräften und Erdbebenlasten vorgestellt. Wie die Auswertung der Parametervariationen zeigen, ist eine allgemeingültige, von der jeweiligen Keilgeometrie unabhängige Bewertung einzelner Einflüsse und Parameter nicht möglich. Deshalb soll anhand einzelner Beispiele der Einfluß der genannten Lasten untersucht werden.

7.7.2. Ausbauwiderstand und Wasserdruck

Der Einfluß des Ausbauwiderstands und des Wasserdrucks kann an einem Beispiel dargestellt werden. Für einen Keil in einer 75° steilen Böschung werden die Wasserdruckhöhe und die Größe des Ausbauwiderstands variiert. Daraus ergibt sich folgender Zusammenhang zwischen Wasserdruck, Ausbauwiderstand und Sicherheitsindex β :

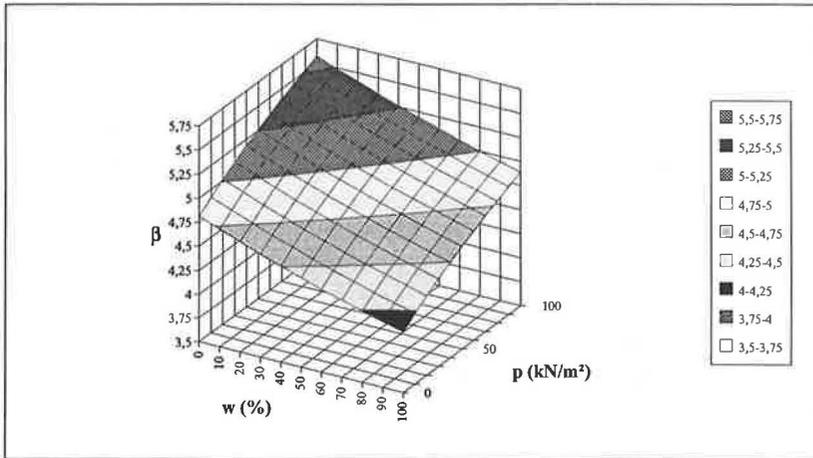


Abb. 58 Abhängigkeit des Sicherheitsindex β vom Ausbauwiderstand p (kN/m²) und der Wasserdruckhöhe w in (%) der Keilhöhe. Keil in Böschung B(195/75), Mittelwerte: K1(150/45), K2(230/50), $\varphi_1 = \varphi_2 = 30^\circ$, $c_1 = c_2 = 100$ kN/m², mittlere Ausbißlänge = 3.0 m, lognormalverteilt.

Die Verringerung des Sicherheitsindex β um eine halbe bis ganze Sicherheitsklasse durch eine Wasserdruckhöhe von $w = 50\%$ der Keilhöhe kann durch einen Ausbauwiderstand von $p = 50 \text{ kN/m}^2$ ausgeglichen werden. Es gelten nahezu lineare Zusammenhänge zwischen dem Sicherheitsindex β , dem Wasserdruck w und dem Ausbauwiderstand p . Beim vorliegenden Beispiel erhöht für $w = 0$ ein Ausbauwiderstand von $p = 100 \text{ kN/m}^2$ den Sicherheitsindex von 4.1 auf 4.8, also um mehr als eine Sicherheitsklasse.

Im zweiten Beispiel wird ein Keil in einer senkrechten Böschung B(180/90), z.B. in einer Kavernenwand, untersucht.

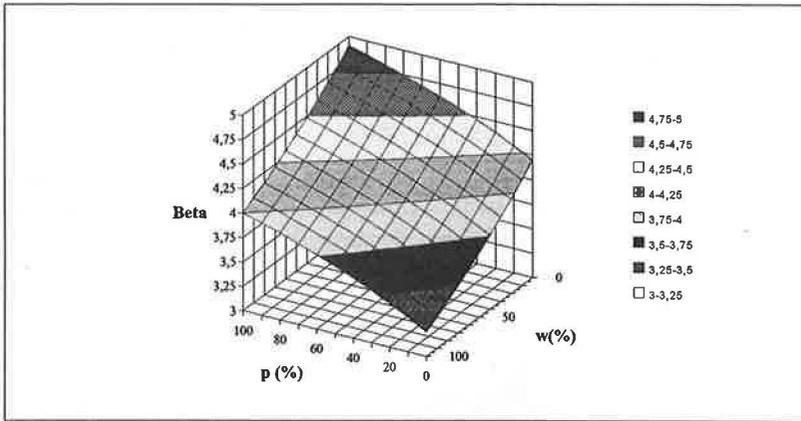


Abb. 59 Abhängigkeit des Sicherheitsindex β vom Ausbauwiderstand p (kN/m^2) und der Wasserdruckhöhe w in (%) der Keilhöhe. Keil in Kavernenwand: B(180/90), K1(240/70), K2(130/60), $\varphi_1 = \varphi_2 = 40^\circ$, $c_1 = c_2 = 100 \text{ kN/m}^2$, mittlere Ausbllänge = 5.0 m, lognormalverteilt, $V_\varphi = 0.15$, $V_c = 0.40$.

Die Gewichte der Basisvariablen werden in den Abb. 60 und 61 für einen Keil in einer Böschung B(195/75), Mittelwerte: K1(150/45), K2(230/50), $\varphi_1 = \varphi_2 = 30^\circ$, $c_1 = c_2 = 100 \text{ kN/m}^2$, mittlere lognormalverteilte Ausbllänge = 3.0 m, dargestellt.

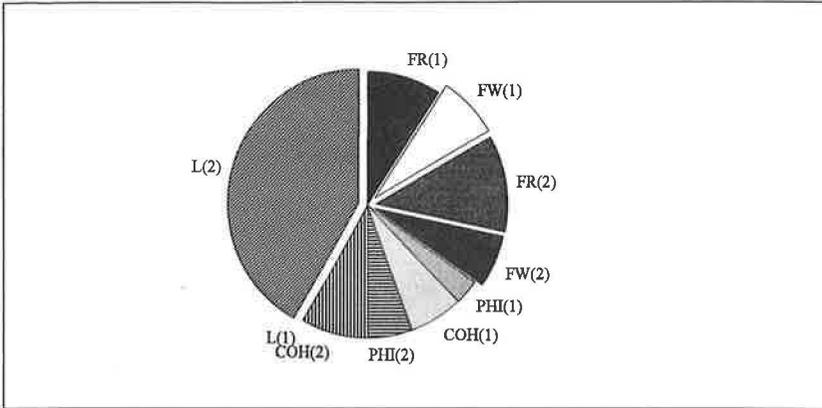


Abb. 60 α -Werte für einen Keil ohne Wasserdruck, Keil in Kavernenwand; die Ausbißlänge der Trennfläche 2 bestimmt die Keilhöhe, deshalb ist der α -Wert für $L(1) = 0$. (negative Werte sind durch herausgestellte Segmente gekennzeichnet)

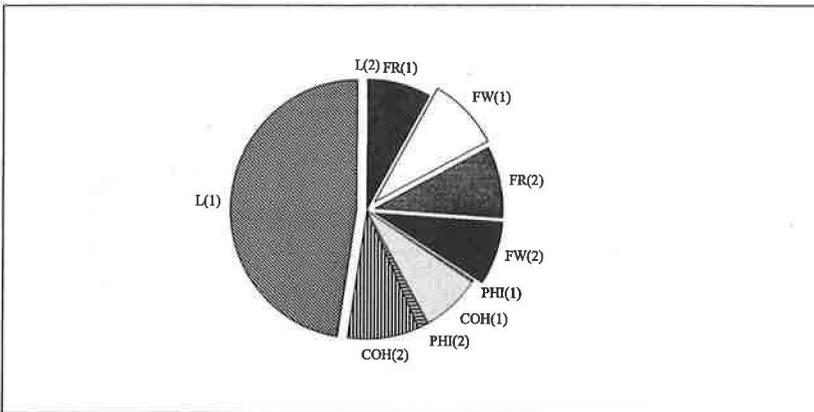


Abb. 61 α -Werte für einen Keil mit Wasserdruck 100%, Keil in Kavernenwand; die Ausbißlänge der Trennfläche 1 bestimmt die Keilhöhe, deshalb ist der α -Wert für $L(2) = 0$. (negative Werte sind durch herausgestellte Segmente gekennzeichnet)

Das Gewicht der Ausbißlängen nimmt mit dem Wasserdruck zu, da die Ausbißlänge die Keilgröße und somit auch die Größe der Keilflächen bestimmt, die durch den Wasserdruck belastet werden. Die Elastizitäten der deterministischen Parameter und der Verteilungspara-

meter der Basisvariablen werden ebenfalls für einen Wasserdruck von $w = 0\%$ und $w = 100\%$ der Keilhöhe verglichen.

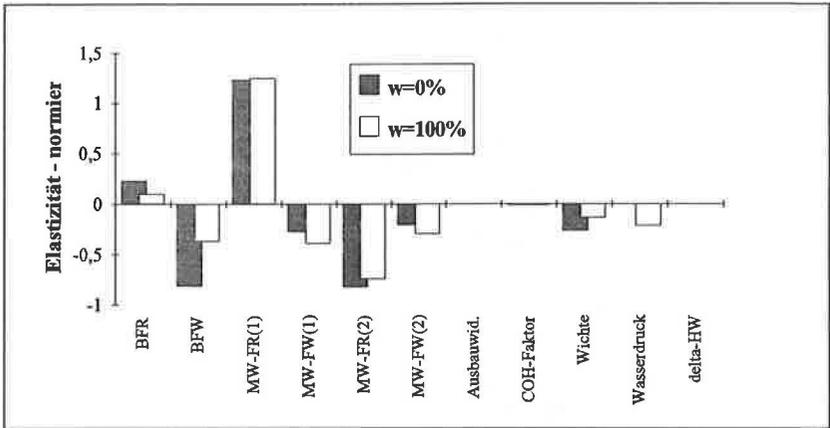


Abb. 62 Vergleich der Elastizitäten der deterministischen Parameter für den Fall mit 100% und 0% Wasserdruckhöhe.

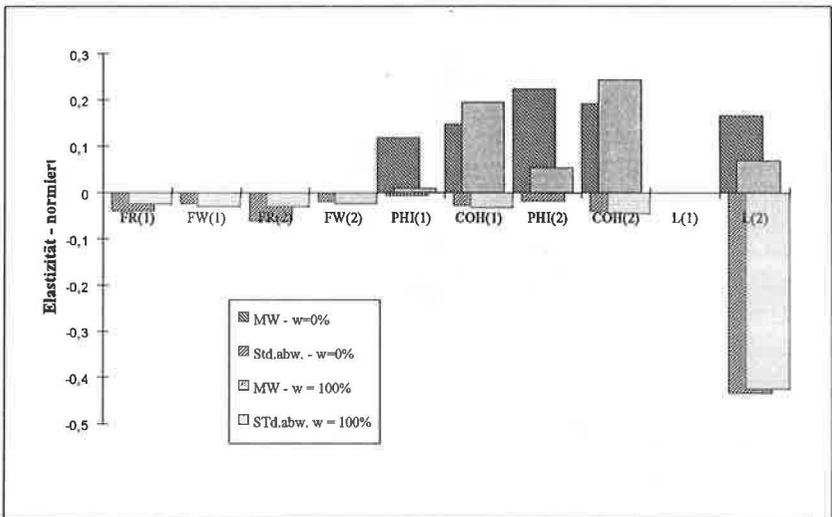


Abb. 63 Vergleich der Elastizitäten für die Mittelwerte und Standardabweichungen der Basisvariablen für einen Wasserdruck von $w = 0\%$ bzw. $w = 100\%$. Keilgeometrie und Scherfestigkeiten siehe Erläuterungen zum Beispiel.

Die Elastizitäten der Scherfestigkeiten nehmen für das untersuchte Beispiel mit zunehmendem Wasserdruck ab, die der Richtungen nehmen zu.

7.7.3. Erdbebenbelastung

Zur Bestimmung des Einflusses horizontaler Erdbebenlasten werden für den in 7.7.2 bereits verwendeten Keil in der Böschung B(195/75) die Größe der Erdbebenlast in % des Keilgewichts und der Ausbauwiderstand p variiert. Daraus ergibt sich folgender Zusammenhang zwischen β , Ausbauwiderstand p und Erdbebenbelastung. Größere Erdbebenlasten als 50% des Keilgewichts führen im vorliegenden Beispiel zu einem Abheben des Keils von beiden Trennflächen und somit zu Konvergenzschwierigkeiten bei der Lösungspunktsuche. Diese Größen der Erdbebenlasten werden deshalb nicht untersucht.

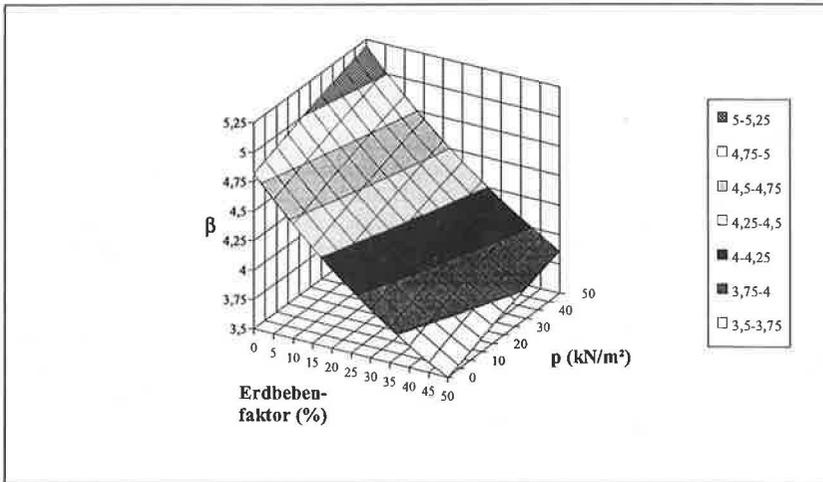


Abb. 64 Abhängigkeit des Sicherheitsindex β vom Erdbebenfaktor (%) und Ausbauwiderstand p (kN/m²). Erdbebenlast als Horizontallast in (%) des Keilgewichts.
Keil in Böschung B(195/75): Mittelwerte K1(150/45), K2(230/50), $\varphi_1 = \varphi_2 = 30^\circ$, $c_1 = c_2 = 100$ kN/m², $V_\varphi = 0.15$, $V_c = 0.30$, Ausbißlänge = 3.0m, lognormalverteilt.

Eine Erdbebenbelastung in horizontaler Richtung von 50% des Keilgewichts vermindert das Sicherheitsniveau um mehr als zwei Sicherheitsklassen, eine Erdbebenlast von 25% um mehr als eine Klasse. Ein Ausbauwiderstand von $p = 50$ kN/m² erhöht die Sicherheit um nur eine halbe Klasse.

Durch die Erdbebenbelastung steigt das Gewicht der Ausbißlänge auf ca. 65% enorm an, wie die nächste Abbildung zeigt.

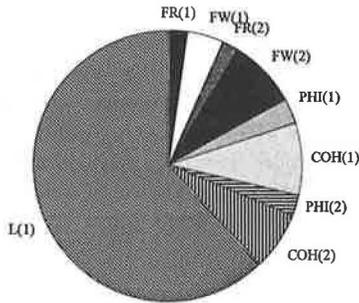


Abb. 65 α -Werte - Gewichte der Basisvariablen - für einen Keil mit Erdbebenbelastung von 50% des Keilgewichts in horizontaler Richtung mit Ausbauwiderstand $p = 50 \text{ kN/m}^2$.
 Keil in Böschung B(195/75): Mittelwerte $K1(150/45)$, $K2(230/50)$,
 $\varphi_1 = \varphi_2 = 30^\circ$, $c_1 = c_2 = 100 \text{ kN/m}^2$, $V_\varphi = 0.15$, $V_c = 0.30$, Ausbißlänge
 $l = 3.0\text{m}$, lognormalverteilt.

Bei vorhandener Erdbebenbelastung ist die Elastizität des Böschungswinkels für den Fall mit und ohne Ausbauwiderstand am größten. Die Elastizität der Felswichte nimmt zu, da die Felswichte neben dem Keilvolumen die Größe der Erdbebenbelastung bestimmt. Die Fallrichtung der Böschung ist nahezu ohne Einfluß.

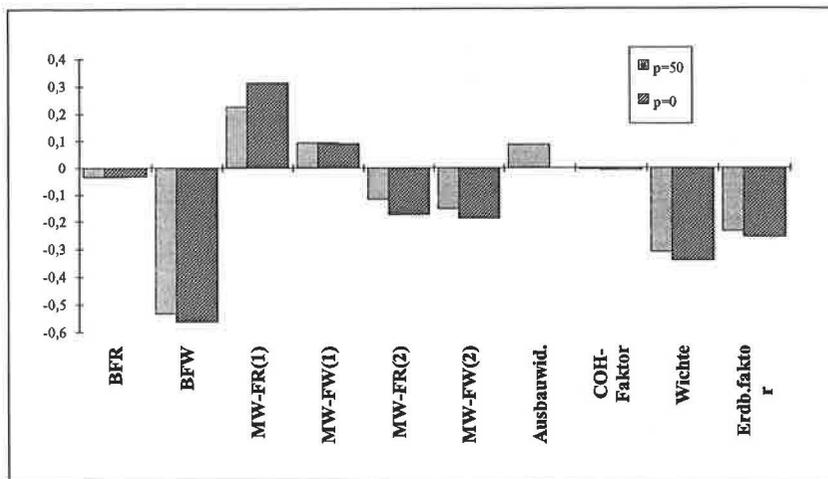


Abb. 66 Elastizitäten der deterministischen Parameter für einen Keil mit Erdbebenbelastung von 50% des Keilgewichts in horizontaler Richtung mit und ohne Ausbauwiderstand p .

Keil in Böschung B(195/75): Mittelwerte $K1(150/45)$, $K2(230/50)$, $\varphi_1 = \varphi_2 = 30^\circ$, $c_1 = c_2 = 100 \text{ kN/m}^2$, $V_\varphi = 0.15$, $V_c = 0.30$, Ausbißlänge $l = 3.0\text{m}$, lognormalverteilt.

Die Beispiele zeigen, daß äußere Lasten das vorhandene Sicherheitsniveau entscheidend beeinflussen können. Besonders beim Wasserdruck wird deutlich, wie stark das Sicherheitsniveau von der Funktionsfähigkeit von Drainagemaßnahmen abhängt bzw. welcher Sicherungsaufwand notwendig ist, um bei vorhandenem Wasserdruck das Sicherheitsniveau z.B. nur um eine halbe Sicherheitsklasse zu erhöhen.

Lasten aus Erdbeben und Wasserdruck, die bei der Keilanalyse zu berücksichtigen sind, vermindern die Normalkräfte in den Trennflächen und somit die haltenden Kräfte. Da die Ausbißlänge die Keilgröße und somit die haltenden Kräfte aus der Kohäsion bestimmt, nimmt der Einfluß der Ausbißlänge auf die Versagenswahrscheinlichkeit für diese Fälle stark zu. Deshalb muß eine besonders eingehende Trennflächenaufnahme im Hinblick auf die Ausbißlängen erfolgen.

7.8. Einfluß der Modellannahmen auf den Sicherheitsindex β

7.8.1. Verteilungsfunktion für die Ausbißlänge

Sowohl die Literaturobwertung als auch die eigene Auswertung von Ausbißlängenmessungen läßt keine eindeutige Zuordnung eines Verteilungstyps zu. Die Mehrzahl der Berechnungen wurde unter Verwendung der Exponentialverteilung durchgeführt. Vergleichsrechnungen

mit der Verwendung von Lognormalverteilungen - bei gleichem Mittelwert und gleicher Standardabweichung - zeigen nur geringe Unterschiede für P_f bzw. β . Die Versagenswahrscheinlichkeiten liegen bei der Verwendung der Lognormalverteilung um den Faktor 3 bis 6 höher, also eine halbe Größenordnung oder eine halbe Sicherheitsklasse. Dieser Unterschied kann als gering im Vergleich zu den sonstigen Modellunsicherheiten gewertet werden. Es entlastet den Bearbeiter von der unbedingten Zuordnung der Daten von Ausbißlängenmessungen zu einem der diskutierten Verteilungstypen. Der Unterschied der Versagenswahrscheinlichkeiten ist für kleine Ausbißlängen und für ein hohes Sicherheitsniveau größer wie bei großen Ausbißlängen. Er soll anhand des folgenden Beispiels veranschaulicht werden.

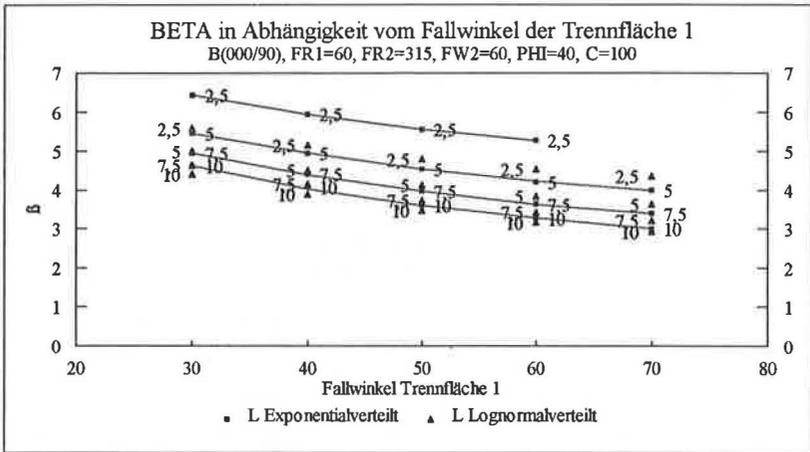


Abb. 67 Unterschiede der β -Werte bei Verwendung einer Exponential- bzw. Lognormalverteilung für die Ausbißlängen in Abhängigkeit des Fallwinkels der Trennfläche 1.

7.8.2. Bruchkriterium und Verteilungsfunktionen für die Scherparameter

7.8.2.1. MOHR-COULOMB

Der von mindestens vier Parametern abhängige Scherwiderstand beider Trennflächen hat - was zunächst überrascht - nur noch einen Einfluß von ca. einem Drittel auf die Versagenswahrscheinlichkeit bzw. den β -Wert. Damit kommt zum Ausdruck, daß die geometrischen Faktoren die Stabilität sehr viel stärker beeinflussen als die Scherparameter, solange die Streuungen der Scherparameter im Rahmen der hier untersuchten Werte bleiben. Bei stark unsymmetrischen Keilen und sehr unterschiedlichen Scherfestigkeiten der beiden Trennflächen können sich auch andere Gewichte ergeben. Die geometrischen Parameter lassen sich

i.d.R. genauer bestimmen wie die Scherparameter, die häufig nur geschätzt werden können. Dies läßt einen erfolgreichen Einsatz der hier vorgestellten Methode erwarten.

Werden die Scherparameter bei gleichem Mittelwert und gleichem Variationskoeffizienten mit einer Normalverteilung statt einer Lognormalverteilung beschrieben, so ergeben sich etwas geringere β -Werte und etwas höhere Versagenswahrscheinlichkeiten. Der Unterschied ist jedoch nicht größer als eine halbe Sicherheitsklasse.

7.8.2.2. Gleitkeile ohne Trennflächenkohäsion

Die Versagenswahrscheinlichkeit eines Keils ohne Kohäsion ist unabhängig von der Streuung der Ausbißlänge und von der Keilgröße. Dieses im Grunde elementare Ergebnis bestätigt allerdings die korrekte Funktion des Programms und des verwendeten Keilberechnungs- und Lösungsalgorithmus. In diesem Fall bestimmen die Keilform, die sich aus den Richtungen der Trennflächen und der Böschung ergibt, und die Reibungswinkel die Versagenswahrscheinlichkeit. Die Keilhöhe für die Mittelwerte und die Bemessungswerte am β -Punkt unterscheiden sich nur wenig.

7.8.2.3. Kluftmodell von BARTON und BANDIS

Bei der Verwendung des Kluftmodells von BARTON und BANDIS ergeben sich ähnliche Effekte wie bei Keilen ohne Trennflächenkohäsion. Bei Keilen ohne zusätzliche äußere Lasten kommt die Spannungsabhängigkeit der Scherparameter, die mit dem Kluftmodell beschrieben werden kann, kaum zum Tragen, da sich die Normalspannungen in den Trennflächen bei einer Änderung der Trennflächenrichtungen und der Ausbißlänge nur wenig ändern. Das heißt, daß sich die Mittelwerte der Ausbißlängen und die Ausbißlängen am β -Punkt kaum unterscheiden. Sind jedoch Wasserdruck, Erdbebenlasten oder Ausbauwiderstand vorhanden, nimmt - wie bei der Verwendung des Bruchkriteriums von Mohr-Coulomb - das Gewicht der Ausbißlänge stark zu, wie die folgenden Abbildungen zeigen.

Sofern die Streuungen der Parameter JRC , JCS und Φ , groß sind, können sich bei der Variation der genannten Werte bei der Lösungspunktsuche Reibungswinkel größer als 90° ergeben. Dies führt dann zu Konvergenzschwierigkeiten. Aus diesem Grund ist in weiteren Arbeiten zu prüfen, ob für die genannten Werte statt Lognormalverteilungen Verteilungsfunktionen mit einer oberen und unteren Beschränkung des Wertebereichs zu verwenden sind. Beim folgenden Beispiel wird die gleiche Keilgeometrie wie beim Beispiel für Wasserdruck- und Erdbebenlasten verwendet. Keil in Böschung B(195/75): Mittelwerte $K1(150/45)$, $K2(230/50)$, Ausbißlänge $l = 3.0m$, exponentialverteilt. Folgende Werte für das Kluftmodell werden angesetzt:

Klufttrauhigkeitskoeffizient	JRC	= 8	Variationskoeffizient = 10%
Kluftwanddruckfestigkeit	JCS	= 20 MPa	Variationskoeffizient = 10%
Basisreibungswinkel	Φ ,	= 25°	Variationskoeffizient = 10% .

Daraus folgt ein effektiver Reibungswinkel für die Mittelwerte von ca. $\Phi_{eff} = 52^\circ$.

Bei Verwendung von Normalverteilungen statt Lognormalverteilungen für die Parameter JRC , JCS und Φ , ändert sich der β -Wert nur um ca. 0.1 bis 0.2. Die Unsicherheit bezüglich des Verteilungstyps hat somit im vorliegenden Beispiel nur einen untergeordneten Einfluß.

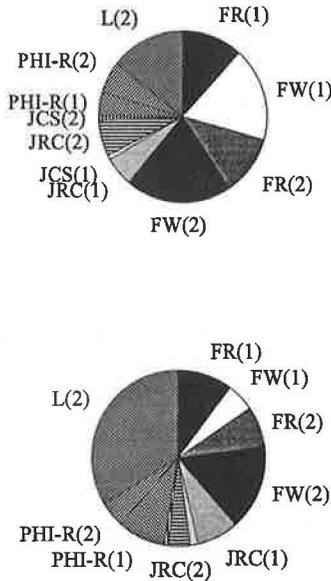


Abb. 68 Gewichte der Basisvariablen bei Verwendung des Kluftmodells von BARTON-BANDIS: Keilgeometrie: Keil in Böschung B(195/75), Mittelwerte $K_1(150/45)$, $K_2(230/50)$. Kennwerte: $JRC = 8.0$, $JCS = 20$ MPa, $\Phi_r = 25^\circ$, Ausbißlänge $l = 3.0$ m, exponentialverteilt; oberes Diagramm für den Fall ohne Ausbauwiderstand; unteres Diagramm für den Fall mit Ausbauwiderstand $p = 20$ kN/m²; die Gewichte von $JCS(1)$ und $JCS(2)$ sind sehr klein und deshalb nicht bezeichnet.

Im Fall ohne äußere Lasten liegt der Einfluß der Trennflächenrichtungen bei 3/5 aller Gewichte, das Gewicht der Scherparameter und der Ausbißlänge beträgt jeweils ca. 1/5 aller Gewichte. Die Keilhöhe für die Mittel- und Bemessungswerte unterscheiden sich nur wenig.

Beim Ansatz äußerer Lasten ist die Verteilung der Gewichte ähnlich der bei der Verwendung des Bruchkriteriums von Mohr-Coulomb: Richtungen 1/3, Scherparameter 1/3 und Ausbißlänge 1/3. Der Unterschied zwischen der Keilhöhe für die Mittelwerte und der Keilhöhe für die Bemessungswerte nimmt mit zunehmendem Sicherheitsindex β deutlich zu. Die Gewichte der Kluftrauigkeit JRC und des Basisreibungswinkels Φ sind beim vorliegenden Beispiel deutlich größer als das der Kluftwandungsdruckfestigkeit JCS .

In den beiden folgenden Abbildungen werden die Elastizitäten der Mittelwerte und Standardabweichungen der Basisvariablen für den Fall mit und ohne Ausbauwiderstand vergli-

chen. Hierzu ist anzumerken, daß im Fall ohne Ausbauwiderstand der Sicherheitsindex deutlich kleiner ist als im Fall mit Ausbauwiderstand. Deshalb beeinflussen Änderungen von Verteilungsparametern den β -Wert im Fall ohne Ausbauwiderstand stärker. Im Fall mit Ausbauwiderstand ist die Elastizität der Standardabweichung der Ausblänge deutlich größer wie im Fall ohne Ausbauwiderstand.

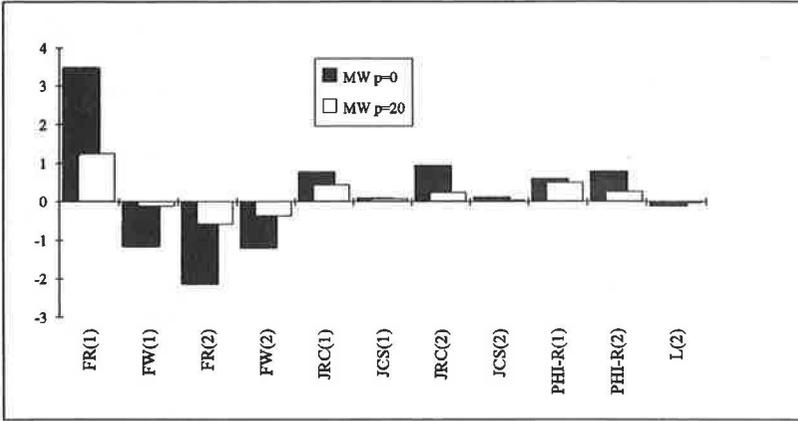


Abb. 69 Vergleich der Elastizitäten der Mittelwerte bei Verwendung des Kluffmodells von BARTON-BANDIS für den Fall mit und ohne Ausbauwiderstand.

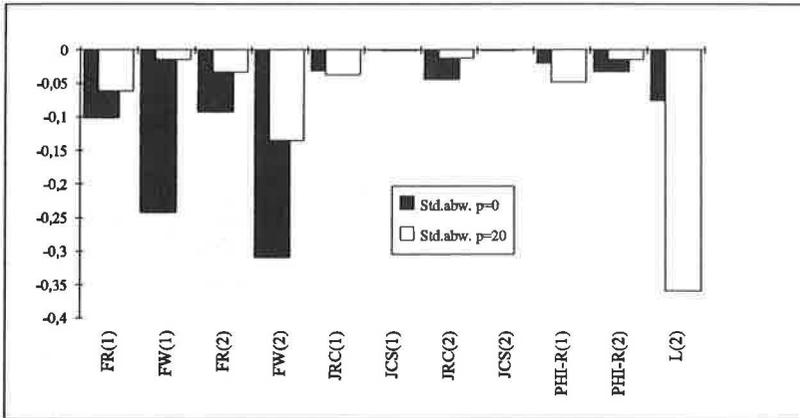


Abb. 70 Vergleich der Elastizitäten der Standardabweichungen bei Verwendung des Kluffmodells von BARTON-BANDIS für den Fall mit und ohne Ausbauwiderstand p .

7.8.3. Orientierung: anisotrope und isotrope Verteilungen

Es wurden Keile mit $(10^\circ/10^\circ)$, $(20^\circ/10^\circ)$ und $(20^\circ/20^\circ)$ als Standardabweichungen σ_M und σ_m der 'Bivariaten Normalverteilung auf der Tangentialebene zur mittleren Stellung' untersucht. Die Sicherheitsindizes sind für den ersten Fall am größten, für den letzten am kleinsten, die Ergebnisse für die anisotropen Fälle liegen dazwischen. Isotrope Näherungen für anisotrope Verteilungen durch die Verwendung von Kreisen statt Ellipsen für die Linien gleicher Wahrscheinlichkeit führen zu geringeren oder zu größeren Sicherheitsindizes als die entsprechende anisotrope Verteilung. Siehe dazu die folgende Abbildung. Für einen Keil mit der angegebenen Geometrie wurden die Sicherheitsindizes β für die verschiedenen Werte der Standardabweichungen σ_M und σ_m in Abhängigkeit des Mittelwertes des Fallwinkels der Trennfläche 1 berechnet. Die übrigen Parameterwerte wurden nicht verändert. Die Unterschiede betragen je nach Fallwinkel eine halbe ($\sigma_M = \sigma_m = 10^\circ$) bis eine Sicherheitsklasse ($\sigma_M = \sigma_m = 20^\circ$) und mehr.

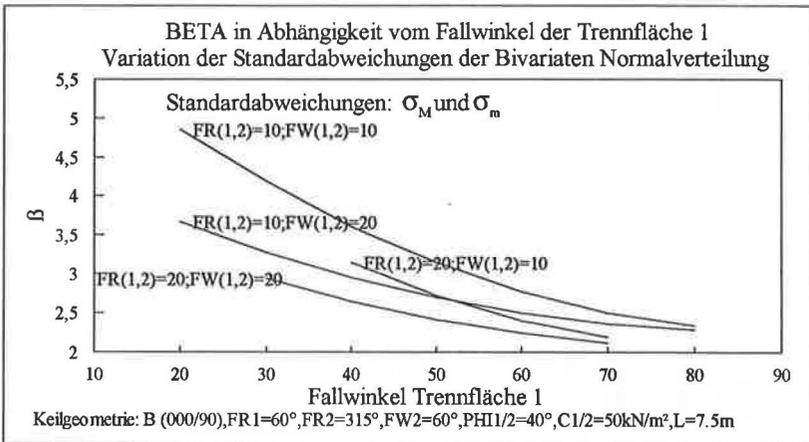


Abb. 71 Einfluß der Standardabweichungen σ_M und σ_m der 'Bivariaten Normalverteilung auf der Tangentialebene zur mittleren Stellung' auf den Sicherheitsindex β ; die Richtung der Standardabweichungen wurde parallel der Fallrichtung und dem Fallwinkel angenommen.

7.9. Beispiele ausgeführter Böschungen

7.9.1. Schachtwände des Pumpspeicherwerks Koepchenwerk

Mit Hilfe der vorgestellten Methode sollen die Keile in der Südwest- und Nordostwand des Kraftwerkschachts des Pumpspeicherwerks Koepchenwerk in Herdecke berechnet werden. Ausführliche Darstellungen des Projekts finden sich bei HÖNISCH et al., 1985.

Als mittlere Stellung der beiden Kluftscharen wurden für die Südwestwand B(36/90) die Werte K1(019/75) und K2(95/75), für die Nordostwand B(216/90) die Werte K1(199/80) und K2(275/80) verwendet. Aus der Auswertung direkter Scherversuche folgt der Mittelwert des Reibungswinkels zu $\varphi = 38^\circ$. Die mittlere beobachtete und gemessene Ausbißlänge ist für beide Scharen nicht größer als 1.8 m. In den Berechnungen wird die mittlere Ausbißlänge z.T. variiert, um den Einfluß dieses geometrischen Parameters zu untersuchen.

Der Ausbauwiderstand aus Ankeren wurde auf zwei unterschiedliche Arten berücksichtigt:

- Trennflächenkohäsion in der Kluftschar K1 aus dem Ankerscherwiderstand, $c = 36 \text{ kN/m}^2$
- Ausbauwiderstand als äußere Last auf die Keilansichtsfläche. In den Kluftflächen wird in diesem Fall nur eine geringe Kohäsion von $c = 5 \text{ kN/m}^2$ berücksichtigt.

Bei allen Berechnungen kann festgestellt werden, daß der ungünstigste Keil im Bereich des Wechsels von Gleiten auf K1 und K2 zu Gleiten nur auf K1 liegt. Somit ist der Einfluß der Scherparameter der Schar K2 auf den Sicherheitsindex β gering.

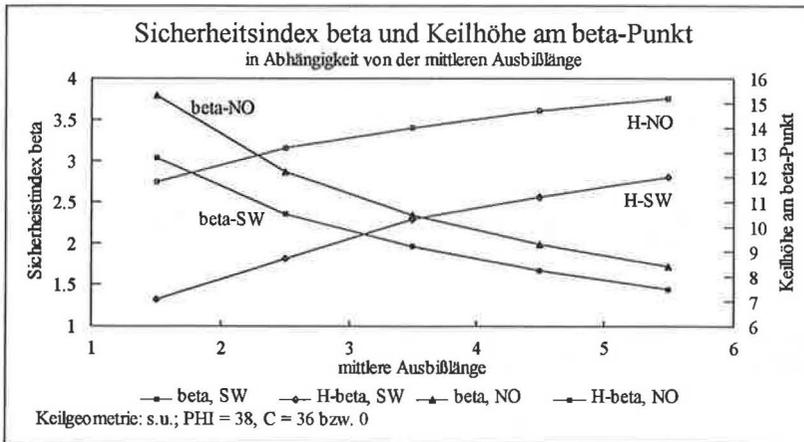


Abb. 72 Sicherheitsindex β und Keilhöhe am β -Punkt in Abhängigkeit von der mittleren Ausbißlänge;
Keilgeometrie: SW-Wand (36/90), K1 (19/75), K2(95/75)
NO-Wand(216/90), K1(199/75), K2(275/75)
 $\varphi = 38^\circ$, $c_1 = 36 \text{ kN/m}^2$ aus Ankerscherwiderstand, $c_2 = 0$

Für den ersten Ansatz wurde die Größe der mittleren Ausbißlänge zwischen 1.5 m und 5.5 m variiert. Für die Nordost- und die Südwestwand sind der Sicherheitsindex β und die Keilhöhe am β -Punkt dargestellt. Die Sicherheitsindizes der Nordostwand sind höher als die der Südwestwand, weshalb auch die Keilhöhen am β -Punkt für die NO-Wand größer sind. Für eine mittlere Ausbißlänge von 1.5m ergibt sich für die NO-Wand eine gut ausreichende, für die SW-Wand ein knapp ausreichendes Sicherheitsniveau, entsprechend den Vorschlägen in Kap. 7.1.

Wird der Ausbauwiderstand als äußere Last und nicht als Kluffkohäsion berücksichtigt, ergeben sich für beide Wände bei einer mittleren Ausbißlänge von 1.5m bereits für einen Ausbauwiderstand von $p = 20 \text{ kN/m}^2$ ein ausreichendes Sicherheitsniveau. Wird eine größere mittlere Ausbißlänge angesetzt als diejenige, die aus den Kartierungen folgt, ist für die NO-Wand ein Ausbauwiderstand von $p=30 \text{ kN/m}^2$ erforderlich, für die SW-Wand $p=50 \text{ kN/m}^2$.

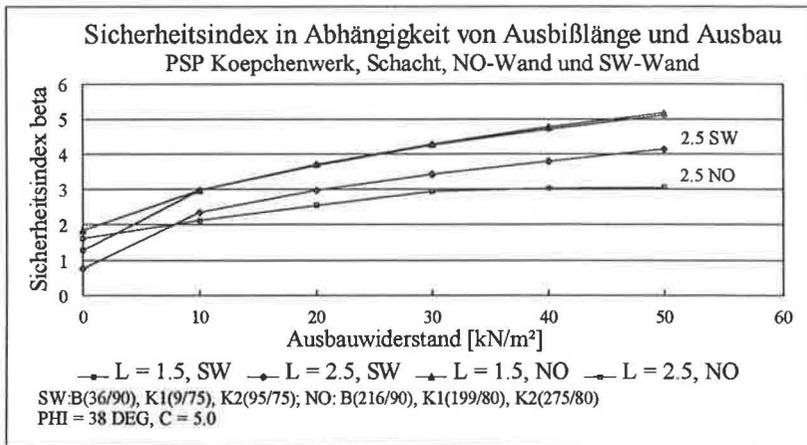


Abb. 73 Vergleich der β -Werte für verschiedene mittlere Ausbißlängen an der Südwest- und Nordostwand, PSP Koepchenwerk, Herdecke;
 $\varphi = 38^\circ$, $c_{1,2} = 5.0 \text{ kN/m}^2$

In der folgenden Abbildung werden die Gewichte - α -Werte - für beide Berechnungsansätze zur Berücksichtigung des Ausbauwiderstands für eine mittlere Ausbißlänge von 1.5 m einander gegenübergestellt.

Wird der Ausbauwiderstand als Kohäsion berücksichtigt, haben die Ausbißlänge ein größeres und die Kluftrichtungen ein geringeres Gewicht wie bei Berücksichtigung des Ausbauwiderstands als äußere Last.

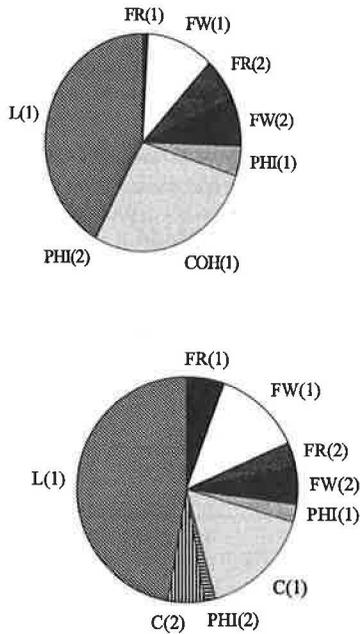


Abb. 74 Vergleich der Gewichte (α -Werte) für zwei verschiedene Ansätze zur Berücksichtigung des Ausbauwiderstands:
 Keil in der SW-Wand des Kraftwerksschachts, Geometrie s.o.
 oben: Berücksichtigung des Scherwiderstands der Anker als Kohäsion in der Kluftfläche K1(19/75)
 unten: Ausbauwiderstand als äußere Last auf den Keil, die Trennflächen selbst weisen nur eine geringe Kohäsion auf.

7.9.2. Kraftwerksböschung Marsyangdi HEPP, Nepal

Beim Erstellen eines 20m hohen Bermenabschnitts der Kraftwerksböschung B(276/75) hat sich im Bereich des Kontrollgebäudes ein Keil mit nahezu tetraedrischer Form und einer Höhe von ca. 20m gelöst. Der Keil wird von den Schichtflächen S(310/45) und der Kluftschar K (210/80) gebildet. Diese Keilbewegung führte zur nachträglichen Sicherung eines weiteren potentiellen Gleitkeils mit Vorspannankern. Eine ausführlichere Darstellung des Projekts findet sich bei SHRESTA et al., 1989.

Mit Hilfe einer Nachrechnung soll der Versuch unternommen werden, die tatsächlich vorhandenen Felsparameter genauer einzugrenzen. Dabei wird eine Versagenswahrscheinlichkeit $P_f > 0.1$ als Anzeichen für Versagen gewertet.

Zur Eingrenzung des Untersuchungsaufwands wird zunächst der Sicherheitsindex für verschiedene Kohäsionswerte und mittlere Ausbißlängen der Kluftfläche berechnet, siehe folgende Abbildung. Für die Schichtfläche wurde hierbei ein mittlerer Reibungswinkel von 30° und eine Kohäsion von 20 kN/m^2 angenommen. Der Mittelwert des Reibungswinkels der Kluftschar wird mit 45° angegeben. Die Keilhöhe ergibt sich aus der Ausbißlänge der Kluft, da die Schichtfläche im Bereich der Böschung als vollständig durchtrennt angenommen werden muß.

Die Auswertung zeigt, daß der Sicherheitsindex β und die Keilhöhe am β -Punkt nur von der mittleren Ausbißlänge der Kluftschar und nicht von deren Kohäsion abhängen. Da der β -Punkt immer im Bereich des Wechsels von Gleiten auf Kluft- und Schichtfläche zu Gleiten nur auf der Schichtfläche liegt, hat die Größe der Kohäsion der Kluftschar keinen Einfluß auf den Sicherheitsindex. Bei nahezu gleichem Sicherheitsindex β sind die Sicherheiten η für die Mittelwerte sehr verschieden. Ein Ansatz der Kluftkohäsion führte bei einer deterministischen Berechnung zu einer Überschätzung der haltenden Kräfte.

Kohäsion [kN/m ²]	Ausbiß- länge [m]	Keilhöhe für β -Pkt. [m]	Sicherheits- index β	P_f	η für Mittelwerte
0	2.5	6.8	2.06	0.02	3.13
50	2.5	6.9	2.11	0.02	6.03
100	2.5	6.9	2.13	0.02	8.93
150	2.5	6.9	2.13	0.02	11.84
0	5	8.9	1.41	0.08	1.99
50	5	9	1.48	0.07	3.44
100	5	9	1.5	0.07	4.89
150	5	9	1.51	0.07	6.34
0	7.5	10.4	1.11	0.13	1.61
50	7.5	10.4	1.19	0.12	2.58
100	7.5	10.4	1.21	0.11	3.54
150	7.5	10.4	1.22	0.11	4.51

Abb. 75 Sicherheitsindex β und Keilhöhe am β -Punkt für eine Variation der mittleren Ausbißlänge und der mittleren Kohäsion der Kluftschar.

In einem zweiten Schritt werden nun die Werte der mittleren Ausbißlänge der Kluftschar zwischen 2.5m und 7.5m und die Kohäsion der Schichtfläche zwischen 10 und 40 kN/m² variiert. Die Ergebnisse sind im folgenden Diagramm und in der Tabelle dargestellt.

Für eine mittlere Ausbißlänge von 5.0 m der Kluftfläche und eine Kohäsion der Schichtfläche von ca. 20 kN/m^2 ergibt sich ein Sicherheitsindex von $\beta = 1.4$, eine Versagenswahrscheinlichkeit von $P_f = 0.1$ und eine Keilhöhe am β -Punkt von in etwa 10 m.

Das berechnete niedrige Sicherheitsniveau und die Keilhöhe lassen den Schluß zu, daß die vorgenannten Werte den wahren Mittelwerten des Keils nahekommen. Die deterministische Sicherheit η für die angenommenen wahren Mittelwerte liegt bei 1.96. Bei Abminderung der

wahren Mittelwerte für die Reibungswinkel um 1.2, der Kohäsion um 2.0 und eine Verdopplung der Ausbißlänge ergibt sich eine deterministische Sicherheit von $\eta = 0.97$.

Kohäsion [kN/m ²]	Ausbißlänge für MW	Höhe für β [m]	Sicherheitsindex β	P_f	η für Mittelwerte
10	2,5	4,46	1,4	8,02E-02	1,96
15	2,5	5,72	1,77	3,88E-02	2,52
20	2,5	6,78	2,05	2,01E-02	3,07
25	2,5	7,68	2,29	1,11E-02	3,63
30	2,5	8,47	2,49	6,40E-03	4,19
35	2,5	9,17	2,67	3,84E-03	4,74
40	2,5	9,81	2,82	2,38E-03	5,3
10	5	6,67	0,9	1,85E-01	1,4
15	5	7,43	1,18	1,19E-01	1,68
20	5	8,92	1,4	8,02E-02	1,96
25	5	10,2	1,6	5,52E-02	2,24
30	5	11,4	1,77	3,88E-02	2,52
35	5	12,5	1,92	2,77E-02	2,79
40	5	13,6	2,05	2,01E-02	3,07
10	7,5	7,99	0,6	2,74E-01	1,22
15	7,5	10	0,9	1,85E-01	1,4
20	7,5	11,8	1,13	1,30E-01	1,59
25	7,5	11,9	1,26	1,04E-01	1,77
30	7,5	13,4	1,4	8,01E-02	1,96
35	7,5	14,7	1,54	6,23E-02	2,15
40	7,5	16	1,66	4,90E-02	2,33

Abb. 76 Berechnungsergebnisse für die Variation der Ausbißlänge der Kluft zwischen 2.5 und 7.5 m und der Kohäsion der Schichtfläche zwischen 10.0 und 40.0 kN/m²:
Sicherheitsindex β , Versagenswahrscheinlichkeit P_f , Höhe des Keils am β -Punkt und deterministische Sicherheit η für die Mittelwerte.

In der folgenden Abbildung sind die Gewichte für eine Kohäsion der Schichtfläche von $c = 20$ kN/m² und eine Ausbißlänge der Kluftschär von 5.0m dargestellt. Die Ausbißlänge und

die Trennflächenrichtungen haben den größten Einfluß. Die Scherparameter der Kluffläche haben keinen Einfluß auf den Sicherheitsindex β .

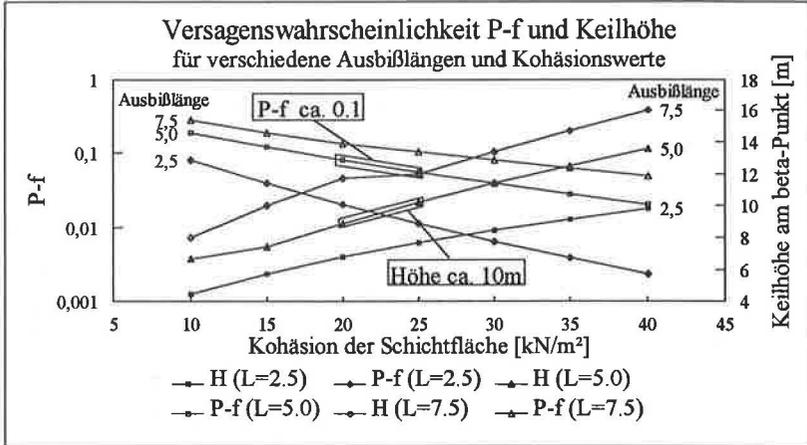


Abb. 77 Vergleich der Versagenswahrscheinlichkeit P_f und der Keilhöhe am β -Punkt bei einer Variation der Ausbißlänge der Klufflächen und der Kohäsion der Schichtflächen:
Ermittlung der Kennwerte des versagten Keils.

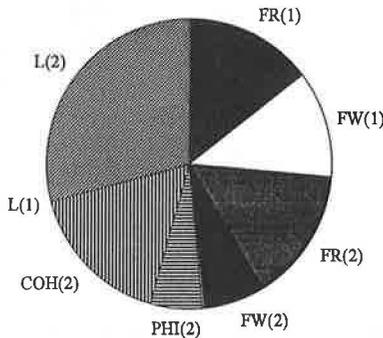


Abb. 78 Gewichte der Basisvariablen für eine mittlere Ausbißlänge der Klufflächen $l = 5.0$ m und eine Kohäsion der Schichtfläche $c = 20$ kN/m^2 . Die Gewichte der Scherparameter der Klufflächen sind nahe Null. Die Ausbißlänge der Kluffläche bestimmt die Keilhöhe.

8. Folgerungen und Ausblick

8.1. Folgerungen für die Ermittlung felsmechanischer Parameter

8.1.1. Kartierung

Die Ergebnisse der Berechnungen in Kapitel 7 legen den Schluß nahe, daß die geometrischen Parameter des Felses - vor allem die Ausbißlängen - genauer und detaillierter gemessen werden müssen. Eine genauere Erkundung dieser Größen führen zu einer präziseren statistischen Beschreibung und somit i.d.R. zu geringeren anzusetzenden Streuungen. Dadurch ergeben sich in der Analyse des Sicherheitsniveaus größere β -Werte. Kurz und vereinfacht gesagt: Wer genauer mißt, kann eine geringere Versagenswahrscheinlichkeit nachweisen, womit sich auch gegebenenfalls der erforderliche Sicherungsumfang reduziert.

Die Bedeutung der geometrischen Parameter führt zu einer Aufwertung der Arbeit der Geologen und muß zu einer verstärkten Zusammenarbeit zwischen ihnen und den Felsmechanikern führen. Genauere Kartierungen bei Projekten in Entwicklungsländern können auch durch einheimisches Personal unterstützt werden. Die sonst erforderliche Ausführung von Feldversuchen zur Bestimmung der Scherfestigkeit sollte und muß hochqualifizierten Fachleuten vorbehalten bleiben, die jedoch nicht immer und über den gesamten Verlauf des Projekts vor Ort sein können.

Mit einer über den gesamten Projektzeitraum ausgeführten und möglichst zeitgleich ausgewerteten Kartierung kann ein kontinuierlicher Informationszuwachs erzielt werden.

Detaillierte Kartierungen sind i.d.R. preisgünstiger als die oben genannten Feldversuche. Außerdem bieten sie volumendeckendere Informationen als Feldversuche. Dadurch wird die Information, die durch Erkundungsstollen gewonnen werden kann, besser genutzt. Die Forschungsergebnisse der Kluftstatistik sollten zur Verbesserung der Auswertungen der Kartierungen eingearbeitet werden. Kleine Ausbißlängen sollten, soweit möglich, erfaßt werden. Besonders bei großen Ausbißlängen ist anzugeben, ob und welche Enden sichtbar sind. Daten einzelner Homogenbereiche sollten nur dann gemeinsam ausgewertet werden, wenn die Werte vergleichbar sind, um eine Verfälschung der Mittelwerte und Streuungen zu vermeiden.

8.1.2. Laborversuche

Die Bedeutung der Laborversuche wird durch die hier vorgestellten Ergebnisse nicht geschmälert. Im Gegensatz dazu ist die Wichtigkeit von Feldversuchen zur Bestimmung der Scherfestigkeit kritisch zu prüfen. Weitere Auswertungen von Laborscherversuchen können darüber Aufschluß geben, welche Streubreiten bei der Scherfestigkeit zu erwarten sind. Auch genauere Untersuchungen zum Verteilungstyp sollten angeregt werden. Der Workshop "Scale Effects in Rock Masses" 1993 in Lissabon bietet die Möglichkeit, weitere Analysen bereits ausgeführter Versuche hinsichtlich der Maßstabeffekte und der Verteilungsparameter aufzuzeigen. Wie bereits mehrfach angedeutet, ist jedoch die innerhalb eines Projektes vorhandene Datenmenge für grundsätzlichere Untersuchungen meist nicht ausreichend.

8.1.3. Feldversuche zur Bestimmung der Scherfestigkeit

Die Scherparameter sollten zunächst aus Trennflächenbeobachtungen geschätzt werden, bei denen die Trennflächenwandungen auch mit Rauigkeitsprofilen verglichen werden. Zusammen mit den Ergebnissen der Kartierungen können dann erste Berechnungen für einzelne Homogenbereiche durchgeführt werden, bei denen die Gewichte bzw. Elastizitäten der Scherparameter eingegrenzt werden. Erst danach sollte über die Ausführung von Scherversuchen in-situ entschieden und die zu untersuchenden Bereiche festgelegt werden. Dieser Ansatz steht in Übereinstimmung mit einem generell zu beobachtenden Trend, bei Projekten in Entwicklungsländern in-situ Versuche seltener als früher üblich durchzuführen. Einfache Indexversuche, wie sie das Kluftmodell von BARTON und BANDIS vorsieht, sollten dagegen vermehrt eingesetzt werden, um Erfahrungen mit unterschiedlichen Felstypen zu sammeln. In-situ Versuche zur Bestimmung der Verformbarkeit und des primären Spannungszustands sind davon getrennt zu diskutieren und nicht Gegenstand dieser Arbeit.

8.1.4. Klassifizierungssysteme

Durch die Einbeziehung veröffentlichter Erfahrungen und Messungen sollte versucht werden, eine Abschätzung einzelner Parameter, z.B. Trennflächenabstand, Ausblißlänge, Scherfestigkeit, Druckfestigkeit zu erhalten, die in frühen Projektphasen die vorhandenen Daten ergänzen können. Wertvolle Hinweise zu vorhandenen Korrelationen finden sich bei HÖNISCH (1993).

8.2. Ungeklärte Probleme bei der Keilanalyse

Für sehr ungünstige Keilgeometrien, bei denen die Winkel zwischen den einzelnen Übergängen im Gleitmodus sehr klein sind und dadurch nahe beieinander liegen - eine Trennfläche nahezu böschungsparell, die Verschneidung fast parallel zum Fallvektor der zweiten Trennfläche -, kann es zu Konvergenzschwierigkeiten des Algorithmus bei der Suche nach dem Bemessungspunkt kommen. Sehr hohe Mittelwerte bei gleichzeitig großen Variationskoeffizienten für die Kohäsion können ebenfalls im Bereich des Wechsels im Gleitmodus zu Konvergenzschwierigkeiten führen. In diesen Fällen wird u.U. dadurch Konvergenz erzielt - wenn dies auch statistisch nicht ganz richtig und befriedigend ist - , indem sowohl Mittelwert wie Variationskoeffizienten reduziert werden, so daß der Wert von 'Mittelwert minus einer Standardabweichung' gleich bleibt. Im Falle von Konvergenzschwierigkeiten können auch Startwerte bzw. -lösungen im Bereich der vermuteten Lösung für die Basisvariablen vorgegeben werden, die das Konvergenzverhalten verbessern. Die gefundene Lösung kann durch die Verwendung unterschiedlicher Startwerte überprüft werden.

8.3. Weitere Entwicklungen

Der Variationskoeffizient der Scherfestigkeit könnte, wie bereits angedeutet, als Funktion der Trennflächengröße formuliert werden. Daraus folgen für große Felskeile geringere Unterschiede zwischen den Mittelwerten und den Bemessungswerten und somit geringere Partial-sicherheiten für die Scherparameter großer Trennflächen. Dies dürfte dazu führen, daß große Felskeile innerhalb eines stochastischen Modells für einen Keil bzw. für eine Problemstel-

lung wegen des Ausgleichs der Schwankungen der Scherparameter nicht immer die größte Versagenswahrscheinlichkeit besitzen, wie dies auch in der Natur beobachtet wird. Die in Versuchen beobachtete Spannungsabhängigkeit der Variationskoeffizienten des Reibungswinkels und der Kohäsion könnte in einer weiteren Entwicklung ebenfalls berücksichtigt werden. Hierzu sind jedoch weitere Daten zu analysieren. Die Berücksichtigung der Spannungsabhängigkeit des Mittelwerts des Reibungswinkels ist mit dem Modell von BARTON möglich. Das Beispiel in Kapitel 7 zeigt jedoch, daß bei Keilen in einer Böschung, die nur durch Eigengewicht belastet sind, Änderungen der Trennflächenrichtungen und der Ausbisslängen die Normalspannungen in den Trennflächen nur wenig beeinflussen, und somit die Spannungsabhängigkeit der Scherparameter keine Wirkung zeigt.

Der Mangel an genauerer Kenntnis über die Korrelationen kann durch ein verbessertes mechanisches Modell des Gleitkeils teilweise ausgeglichen werden, in das möglichst einfach zu bestimmende Parameter eingebunden sind. Hierzu sind besonders geometrische Parameter geeignet. Mit Hilfe eines verbesserten Modells auf der Basis geometrischer Parameter zur Beschreibung der Scherfestigkeit, die sich aus Materialfestigkeit und Trennflächenfestigkeit zusammensetzt, kann die schwierige und aufwendige Ermittlung der Scherparameter durch die Bestimmung geometrischer Größen und einfach zu bestimmender Festigkeitsparameter, wie einaxiale Druckfestigkeit, Basisreibungswinkel und Rauheitsprofile, verbessert werden. Für diese in das Modell einzuführenden Basisvariablen können die Verteilungsparameter über die Auswertung von Versuchsreihen bestimmt werden.

Ein weitere Entwicklung ist die Einbeziehung der Lasten aus dem primären- oder sekundären Spannungszustand für Keile in Kavernenwänden oder aus der seitlichen Verspannung des Keils durch böschungparallele Spannungen. Hierbei ist zu untersuchen, welche Verformungen des Keils bereits zu einer deutlichen Entspannung und somit Reduzierung der Lasten auf den Keil führen. Für eine elastische Berechnung des Spannungszustands kann die Boundary Element Method (BEM) verwendet werden. Zu prüfen ist, ob die Annahme eines elastischen Spannungszustands hinsichtlich der zutreffenden Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit des Keils zulässig ist. Vergleichsrechnungen des Verfassers mit einem Finite Element Programm zeigten deutliche Unterschiede bei den Spannungsverläufen für elastische und viskoplastische Ansätze. Gleichzeitig wären Untersuchungen zur statistischen Beschreibung der Verformbarkeit und des Primärspannungszustands notwendig. In einem ersten Schritt könnte der Primärspannungszustand als deterministische Größe behandelt werden. Wegen seiner Unsicherheit sollte er jedoch zutreffender als streuende Variable modelliert werden. Der in vielen Berechnungsansätzen vernachlässigte Einfluß der mittleren Hauptspannung parallel zur Kavernenachse auf die Kavernenstabilität könnte untersucht werden. Ansätze zur statistischen Beschreibung der Verformbarkeit und des E-Moduls finden sich bei GROSSMANN (1990a) und TRUNK und FLOSS (1991). Durch die Einbindung numerischer Methoden zur Berechnung des Spannungszustands erhöht sich der Rechenaufwand je nach Modell erheblich. Bei einer Einbeziehung der BEM nur für den primären Spannungszustand erhöht sich die Rechenzeit von 10 bis 60 Sekunden auf mehrere Stunden.

8.4. Verwendung der Probabilistik im Entwurfsprozeß

Die kurzen Rechenzeiten bei Berechnungen nach dem hier vorgestellten Ansatz ermöglichen den Einsatz im üblichen Entwurfsprozeß ohne Zeitverlust. Weit wichtiger als die reine Rechenzeit- und arbeit ist allerdings die statistische Beschreibung der Parameter. Der im Vergleich zu den bisherigen Berechnungsmethoden abweichende Ansatz der Parameterbeschreibung ist zu berücksichtigen. Durch die Analyse der Elastizitäten und Gewichte einzelner Parameter können Erkundung und Entwurfsplanung vor allem in frühen Projektphasen unterstützt werden. Statt der Festlegung der Rechenwerte erfolgt nun eine Verständigung über Verteilungsfunktionen und ihre Parameter, die dann in die Berechnungen eingehen. Diskussionen über die daraus resultierenden Elastizitäten und Gewichte sind der geeignete Zugang, um die Vorteile des neuen Ansatzes zu verdeutlichen. In einer Kooperation zwischen 'Praktikern' und 'Statistikern' können die - eher subjektiv geprägten - Erfahrungen und Einschätzungen der Parameterstreuungen eingebracht werden. Erkundungsmaßnahmen können im Hinblick auf eine Verminderung der Unsicherheit verbessert und optimiert werden. Wie die Beispiele in Kap.7 zeigen, kann die Standsicherheit gleitgefährdeter Keile, bei denen sich aufgrund der Streuung der Parameter ein Wechsel des Gleitmodus und somit eine deutlich geringere Standsicherheit ergeben können, mit Hilfe der probabilistischen Standsicherheitsanalyse zutreffend beurteilt werden. Die Grenzen der Standsicherheit können verdeutlicht werden.

9. Zusammenfassung

Beim Nachweis der Standsicherheit von Hohlraumbauten und Böschungen wird die Streuung felsmechanischer Parameter bisher überwiegend durch die Verwendung von Rechenwerten berücksichtigt, die gegenüber den ermittelten oder abgeschätzten Mittelwerten abgemindert oder, wo sinnvoll, vergrößert werden. Bei den Trennflächenrichtungen kann wegen ihrer räumlichen Streuung im Gegensatz zu skalaren Größen wie Reibungswinkel und Kohäsion eine von der jeweiligen Keilgeometrie unabhängige Änderung der Rechenwerte gegenüber den Mittelwerten nicht angegeben werden, da je nach Keilgeometrie größere oder kleinere Fallwinkel und Fallrichtungen ungünstiger für die Standsicherheit sein können. Das Maß der Abminderung bzw. Änderung gegenüber dem Mittelwert sollte entsprechend dem Einfluß und der Streuung des jeweiligen Parameters erfolgen. Eine rechnerische Ermittlung des tatsächlich vorhandenen Sicherheitsniveaus ist bei deterministischen Berechnungen i.d.R. nicht möglich.

Der Umfang der Erkundungsarbeiten und somit die Anzahl der Aufschlüsse und Versuche wird durch das Budget, durch Zeitvorgaben, die Konkurrenzsituation bei der Angebotserstellung für die Planung und durch die örtlichen Möglichkeiten beeinflusst. Hinzu kommt, daß auch mit noch so aufwendigen und umfangreichen Versuchen die Parameter nicht volumen-deckend ermittelt werden können. Je nach geologischen Verhältnissen ist die Streuung der felsmechanischen Parameter im Gebirge so groß, daß sie selbst durch umfangreiche Versuchsserien nicht reduziert werden kann. Die Zuverlässigkeit kann somit nur unter Beachtung der vorhandenen Parameterstreuungen bestimmt werden. Im Rahmen dieser Arbeit soll analysiert werden, welche Auswirkungen diese Streuungen und die notwendigerweise beschränkten Erkundungsmaßnahmen auf das Sicherheitsniveau und somit den Entwurf haben.

Zur Ermittlung des Sicherheitsindex β und der operativen Versagenswahrscheinlichkeit P_f wird die Zuverlässigkeitstheorie erster und zweiter Ordnung verwendet, da mit ihr neben der Versagenswahrscheinlichkeit auch der Einfluß der einzelnen Parameter - deterministische wie streuende Parameter - auf das Sicherheitsniveau ermittelt werden kann. Zudem ist sie als asymptotisches Verfahren besser zur Bestimmung kleiner Versagenswahrscheinlichkeiten geeignet als die Punktschätzungsmethode oder die Monte Carlo-Methode, bei denen zusätzlich Einschränkungen hinsichtlich der Verteilungsfunktionen und der Berücksichtigung von Korrelationen bestehen. Die Verwendung der Zuverlässigkeitstheorie setzt die Formulierung einer stetigen Grenzzustandsfunktion voraus. Für einen tetraedrischen Gleitkeil in der Kaverenwand oder in der Böschung kann der Grenzzustand als Gleichgewicht von haltenden und abtreibenden Kräfte definiert werden. Bei Berechnungen nach der Methode der Finiten Elemente (FEM) oder der Randelemente (BEM) kann eine Abschätzung der Standsicherheit nur über den Vergleich von vorhandenen mit zulässigen Spannungen, Verformungen und Zonen mit Spannungsüberschreitung erfolgen und somit nicht explizit als Kräftegleichgewicht formuliert werden.

Das in der Arbeit verwendete Modell des tetraedrischen Gleitkeils enthält zehn streuende felsmechanische Parameter, die als Basisvariable bezeichnet werden:

- 2 x 2 Richtungsdaten: Fallrichtung und Fallwinkel
- 2 x 2 Scherparameter für die Trennflächen
- 2 x 1 Ausbißlänge

Die Lasten aus Eigengewicht, Wasserdruck, Ausbauwiderstand und Erdbebenlasten werden als deterministische Größen behandelt.

Zu den Streuungen und Verteilungsfunktionen der genannten felsmechanischen Parameter werden veröffentlichte Ergebnisse ausgewertet. Hierbei ist auffallend, daß zu den geometrischen Parametern Orientierung, Trennflächenabstand und Ausbißlänge weitaus mehr Daten und statistische Untersuchungen vorhanden sind als für die Trennflächenscherparameter.

Die Beschreibung der streuenden Trennflächenrichtungen erfolgt mit einem anisotropen Modell für den Normalenvektor bzw. Fallvektor der Trennfläche mit Hilfe der 'Bivariaten Normalverteilung auf der Tangentialebene zur mittleren Stellung'. Fallrichtung und Fallwinkel werden somit als voneinander abhängige Basisvariable modelliert. Trotz umfangreicher Untersuchungen verschiedener Autoren ist eine eindeutige Zuordnung eines Verteilungstyps für verschiedene geologische Verhältnisse bisher nicht möglich.

Die Trennflächenabstände in einem homogenen Gebirge können in den meisten Fällen durch eine Exponentialverteilung beschrieben werden, wie Untersuchungen mehrerer Autoren zeigen. Seltener werden lognormalverteilte Abstände beobachtet. Ansätze für eine Zuordnung von Spannungszustand bei der Klüftungstehung und Verteilungstyp liegen vor, so führt die Annahme eines Poissonprozesses bei einem konstanten Spannungsfeld zu einer Exponentialverteilung. Der Trennflächenabstand wird zunächst nur bei der Wahl der Scherparameter berücksichtigt. Ein räumlicher Treppenbruch wird nicht behandelt.

Die Zuordnung gemessener Ausbißlängen zu einem bestimmten Verteilungstyp ist nicht so eindeutig möglich wie bei den Trennflächenabständen. Auswertungen zeigen Übereinstimmungen sowohl mit Exponential- wie mit Lognormalverteilungen. Längenmeßfehler bei der Aufnahme sowie das Nichterfassen kleiner Ausbißlängen führen zu einer Verschiebung hin zu einer Lognormalverteilung. Zur Beschreibung der streuenden Trennflächengröße kann als Produkt zweier Exponentialverteilungen für die Trennflächenabstände eine Besselverteilung verwendet werden.

Die Scherfestigkeit der Trennfläche wird durch Maßstabeffekte beeinflusst, so daß eine Übertragung von Laborversuchsergebnissen auf große Keilflächen nicht ohne weiteres möglich ist. Da diese Maßstabeffekte bisher noch wenig erforscht sind, werden einfache Modelle zur Beschreibung der Scherfestigkeit verwendet, nämlich das Bruchkriterium von MOHR-COULOMB und das Modell von BARTON und BANDIS. Dabei wird die Unsicherheit des Mittelwerts der gesamten Trennfläche und nicht die Streuung innerhalb der Trennfläche modelliert. In der Bodenmechanik gibt es umfangreichere Untersuchungen zu den Streubreiten und Verteilungsfunktionen der Scherparameter Reibungswinkel φ und Kohäsion c als in der Felsmechanik. Die Bestimmung der Kohäsion ist relativ schwierig, da in diesem Parameter tatsächliche Bindungen zwischen den Trennflächen, Adhäsionskräfte durch Wasser und die Festigkeit von "Zähnen", Versätzen und Welligkeiten innerhalb der Trennfläche berück-

sichtigt werden. Deshalb ist für die Kohäsion ein größerer Variationskoeffizient als für den Reibungswinkel anzusetzen. Die Parameter für das Modell von BARTON und BANDIS können aus einfachen Indexversuchen bestimmt werden. Die Anwendung ist jedoch auf vollständig durchtrennte Trennflächen beschränkt. Ebenso wie bei den Scherparametern des Mohr-Coulomb-Kriteriums ist bei den Parametern Kluftrauhigkeitskoeffizient JRC , Druckfestigkeit der Trennflächenwandung JCS und Restreibungswinkel Φ , davon auszugehen, daß die Standardabweichung mit dem Mittelwert des Parameters zunimmt, weshalb ein sogenannter multiplikativer Teilsicherheitsbeiwert anzusetzen ist. In einer weiteren Entwicklung ist eine vom Trennflächenabstand abhängige Modellierung der Parameter möglich, die auch vorhandene Maßstabeffekte berücksichtigt. Da Scherparameter kleiner Null nicht auftreten können, werden als Verteilungstyp Lognormalverteilungen gewählt.

Die Höhe des Keils kann entweder fest vorgegeben, als streuende Größe modelliert oder in Abhängigkeit von den streuenden Ausbißlängen berechnet werden. Die einzelnen Ansätze berücksichtigen hierbei verschiedene Modelle für die Scherfestigkeit der Trennflächen. Somit können einerseits beide Trennflächen als vollständig durchtrennt modelliert oder andererseits die Scherfestigkeiten von Materialbrücken berücksichtigt werden. Ein großer Vorteil des gewählten Verfahrens besteht darin, daß aufgrund der kurzen Rechenzeiten für eine Analyse verschiedene mechanische Modelle für die Trennflächenscherfestigkeit und die maßgebende Keilhöhe miteinander verglichen werden können. Mit Hilfe von Monte Carlo-Simulationen ist dies nur bei einem deutlich höheren Zeitaufwand möglich. Durch diese Vergleichsrechnungen wird eine Verringerung der Unsicherheit bezüglich des Einflusses des gewählten felsmechanischen Modells erzielt.

In Auswertungen von Projektunterlagen geplanter bzw. ausgeführter Wasserbauprojekte wird die Übereinstimmung der Daten mit den oben genannten Verteilungsfunktionen untersucht. Die entsprechenden Verteilungsparameter werden bestimmt.

Für die Anwendung der Zuverlässigkeitstheorie muß der gewählte deterministische Algorithmus zur Berechnung der Standsicherheit von Felskeilen erweitert werden. Durch die streuenden Richtungen der Trennflächen kann es bei der iterativen Lösungspunktsuche zu Wechseln des Versagensmodus kommen, oder es ergeben sich für beide Trennflächenscharen Richtungen, die für die gegebene Böschungsrichtung keinen Gleitkeil bilden. Daraus folgen Unstetigkeiten der Grenzzustandsfunktion und ihrer partiellen Ableitungen, die somit zu Konvergenzschwierigkeiten bei der Lösungspunktsuche führen. Mit Hilfe der Verschneidungsrichtung wird geprüft, ob von den beiden Trennflächen ein Keil gebildet werden kann. Eine stetige Formulierung der Grenzzustandsfunktion wird durch eine Manipulation der Funktion für die Verschneidungsrichtungen erzielt, bei denen kein Gleitkeil entsteht. Weitere Unstetigkeitsstellen sind bei Wechseln des Gleitmodus von 'Gleiten auf einer Trennfläche' zu 'Gleiten auf zwei Trennflächen' vorhanden. Im Bereich des Wechsels stellt der Scherwiderstand bei 'Gleiten auf zwei Trennflächen' die obere Grenze, der bei 'Gleiten auf nur einer Trennfläche' die untere Grenze dar. Zwischen diesen beiden Grenzen kann der tatsächliche Scherwiderstand angenommen werden. Im Bereich des Wechsels des Gleitmodus von 'Gleiten auf zwei Trennflächen' zu 'Gleiten auf nur einer Trennfläche' werden deshalb die Normalkräfte und die Flächengröße der Trennflächenschar mit Abminderungsfaktoren versehen, auf der - entsprechend dem verwendeten Modell des Gleitkeils - nach dem Wechsel zu 'Gleiten auf

nur einer 'Trennfläche' keine Übertragung von Normal- und Scherkräften mehr stattfindet. Die Abminderungsfaktoren sind in Abhängigkeit der Winkel zwischen Verschneidungsvektor und jeweiligem Fallvektor als Funktion der Verteilungsfunktion der Standardnormalverteilung formuliert. Dadurch wird eine stetige und stetig differenzierbare Grenzzustandsfunktion im Bereich des Wechsels im Gleitmodus erhalten.

Für verschiedene Keilgeometrien werden umfangreiche Parametervariationen durchgeführt. Dabei werden die Mittelwerte von Fallwinkel, Fallrichtung, Böschungsfallrichtung, Scherparametern und Ausbißlängen variiert. Bei allen Berechnungen zeigt sich, daß die geometrischen Parameter 'Orientierung' und 'Ausbißlänge' den größten Einfluß auf die Versagenswahrscheinlichkeit besitzen. Der Einfluß der Scherparameter ist geringer, als dies zunächst erwartet wird. Das Gewicht der geometrischen Parameter beträgt bei Belastung des Keils nur durch Eigengewicht ca. zwei Drittel im Vergleich zu einem Drittel der Scherparameter. Bei den Berechnungen wurden keine Korrelationen zwischen den einzelnen Parametern angenommen, da hierzu bisher systematische und übertragbare Untersuchungen fehlen.

Aus dem Verhältnis der Mittelwerte zu den Werten am Bemessungspunkt lassen sich die sogenannten 'Partialsicherheitsfaktoren' der Basisvariablen für das jeweilige Sicherheitsniveau ableiten. Vereinfachend kann gesagt werden, daß die Partialsicherheiten für den Reibungswinkel am geringsten und für die Ausbißlängen am größten sind. Generell sind die Streubreiten der ermittelten Partialsicherheiten bei einem hohen Sicherheitsniveau größer wie bei einem niedrigen. Aufgrund des Einflusses der streuenden Trennflächenrichtungen sind die Streuungen der Partialsicherheiten für ein festes Sicherheitsniveau so groß, daß die Annahme nahezu konstanter Partialsicherheiten für einen bestimmten β -Wert nicht richtig wäre, oder die Verwendung der jeweiligen Maximalwerte zu einem unwirtschaftlichen Entwurf führen würde.

Die Empfindlichkeit des β -Wertes auf eine Änderung von deterministischen Parametern und Verteilungsparametern wird in normierter Form mit den Elastizitäten berechnet. Die Elastizitäten der Mittelwerte von Richtungen, Standardabweichung der Kohäsion und Standardabweichung der Ausbißlänge sind am größten. Änderungen der Verteilungsparameter des Reibungswinkels beeinflussen aufgrund seiner geringeren Streuung den Sicherheitsindex β weniger als Änderungen der anderen Parameter. Folgende Abstufung der Basisvariablen nach der Größe der Elastizitäten ist möglich: Ausbißlänge, Kohäsion, Richtungen, Reibungswinkel.

Beim Ansatz einer Lognormalverteilung statt einer Exponentialverteilung für die Ausbißlängen ergeben sich um den Faktor drei bis fünf größere Versagenswahrscheinlichkeiten. Dieser Unterschied entspricht in etwa einer halben Sicherheitsklasse. Angesichts der Schwierigkeiten bei der Parameterbestimmung kann diese Unsicherheit bezüglich des Verteilungstyps für die Ausbißlängen in einem nicht homogenen Gebirge als akzeptabel eingestuft werden. Eine Kartierung, bei der kleine Ausbißlängen nicht vollständig erfaßt werden, führt zu einer Lognormalverteilung für die gemessenen Ausbißlängen und somit zu einem konservativen Ergebnis.

Lasten aus Wasserdruck und Erdbeben werden als deterministische Größen behandelt, da für eine Modellierung als Basisvariable in der Planungsphase eines Projekts normalerweise zu

wenig Informationen vorliegen. Über eine Variation der Wasser- und Erdbebenlasten kann der Einfluß auf den Sicherheitsindex β ermittelt werden.

Das hier vorgestellte Verfahren ist bisher nur für Gleitkeile geeignet. Um auch das Abheben, Kippen und Rotieren von Keilen zu erfassen, ist die Entwicklung einer stetigen Grenzzustandsfunktion besonders an den Übergängen von Gleiten zu Kippen oder Rotieren erforderlich. Weitere Entwicklungsmöglichkeiten sind die Einbeziehung der Keillasten aus dem Spannungszustand um einen Hohlraum und von zeitabhängig modellierten Erdbebenlasten. Für die Scherparameter bietet sich eine von der Trennflächengröße abhängige Formulierung der Mittelwerte und der Variationskoeffizienten an. Hierzu sind jedoch weitere Auswertungen von Scherversuchen mit unterschiedlich großen Scherflächen für die gleiche Trennflächenschar notwendig, um die vorhandenen Maßstabeffekte genauer beschreiben zu können.

Die hier vorgestellte Methode verringert nicht die im Fels vorhandene Streuung der Parameter. Sie ermöglicht aber eine genauere Analyse ihrer Auswirkung auf das vorhandene oder erzielbare Sicherheitsniveau als deterministische Berechnungen. Dadurch kann ermittelt werden, welche Parameter die Standsicherheit des Keils am stärksten beeinflussen. Diese Ergebnisse sind im Erkundungsprozeß zu berücksichtigen. Die Schnelligkeit der Methode ermöglicht durch die Verwendung verschiedener Modelle für die Keilhöhe und für die Wirksamkeit von Materialbrücken eine Bewertung notwendiger Parameterschätzungen, vor allem der häufig schwierig zu bestimmenden Scherparameter. Der erfolgreiche Einsatz der vorgestellten Methode ist wie die numerischen Methoden abhängig von der zutreffenden Bestimmung der Eingangparameter. Deshalb sollten parallel zur Weiterentwicklung der vorgestellten Methode weitere Untersuchungen zur statistischen Beschreibung der Trennflächenscherfestigkeit und zur Bestimmung bzw. Schätzung tatsächlicher Mittelwerte der Basisvariablen des tetraedrischen Gleitkeils erfolgen.

10. Literaturverzeichnis

- ABDO, T. und RACKWITZ, R. (1990): A new β -point algorithm for large time-invariant and time-variant reliability problems, In: Proc. 3rd 7.5 IFIP Working Conf., Berkeley, March 26-28, 1990
- ALBER, D. (1987): Ein stochastisches Bodenmodell für geotechnische Aufgaben. Schriftenreihe Lehrstuhl und Prüfamf für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der Technischen Universität München, Heft 8.
- ANG, A.H.-S. und TANG, W.H. (1975): Probability concepts in engineering planning and design, Vol. 1, Wiley & Sons, New York
- ANG, A.H.-S. und TANG, W.H. (1984): Probability concepts in engineering planning and design, Vol. 2, Wiley & Sons, New York
- BAECHER, G.B., LANNEY, N.A. und EINSTEIN, H.H. (1977): Statistical description of rock properties and sampling. Proc. 18th US Symp. on Rock Mech., 5C1-8.
- BAECHER, G.B. und LANNEY, N.A. (1978): Trace length biases in joint surveys. In: Proc. 19th US Symp. on Rock Mech., American Institute of Mining Engineers, Vol. 1, S. 56-65
- BAECHER, G.B. (1983): Statistical analysis of rock mass fracturing. Math. Geology, Vol. 15, S. 329-348
- BANDIS, S.C., LUMSDEN, A.C. und BARTON, N.R. (1981): Experimental studies of scale effects on the shear behaviour of rock joints. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 18, No. 1, S. 1-21
- BANDIS, S.C. (1990): Scale effects in the strength and deformability of rocks and rock joints. In: Proc. 1st Int. Workshop on Scale Effects in Rock Mechanics, Leon, Norwegen, Juni 1990, A.A. Balkema
- BARTON, C.M. (1977): Geotechnical analysis of rock structure and fabric in C.S.A. Mine, Cobar, New South Wales. In: Applied Geomechanics Technical Paper 24, Commonwealth Scientific and Industrial Research Organization, Australia, zitiert nach Kulatilake (1988).
- BARTON, C.M. (1978): Analysis of joint traces. In: Proc. 19th US Symp. on Rock Mech., American Institute of Mining Engineers, Vol. 1, S. 39-40
- BARTON, N. (1973): Review of a new shear strength criterion for rock joints. Engineering Geology, Vol. 7, S. 287-332, Elsevier.
- BARTON, N., LIEN, R. und LUNDE, J. (1974): Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. Rock Mechanics, Vol. 6, No. 4, S. 189-236.
- BARTON, N. und CHOUBEY, V. (1977): The shear strength of rock joints in theory and practice. Rock Mechanics, Vol. 10, S. 1-54
- BARTON, N. und BANDIS, S.C. (1982): Effects of block size on the shear behaviour of jointed rock. In: Proc. 23rd US Symp. on Rock Mech., Berkeley, CA, S. 739-760

- BARTON, N. und BANDIS, S.C. (1990): Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice. In: Proc. Int. Symp. on Rock Joints, Juni 1990, Norwegen, Ed.: BARTON und STEPHANSSON, S. 603-610, A.A. Balkema, Rotterdam
- BENJAMIN, J.R. und CORNELL, C.A. (1970): Probability, statistics and decision theory for civil engineers. McGraw-Hill, New York
- BRIDGES, M.C. (1975) : Presentation of fracture data for rock mechanics. In: Proc. 2nd Australia-New Zealand Conf. on Geomechanics, Brisbane, S. 144-148
- CALL, R.B., SAVELY, J. und NICHOLAS, D.E. (1976): Estimation of joint set characteristics from surface mapping data. In: Proc. 17th US Symp. on Rock Mech., S. 2B2-1 - 2B2-9
- CHIANG, A.C. (1984): Fundamental methods for mathematical economics. McGraw Hill, Tokyo
- CRUDEN, D.M. (1977) : Describing the size of discontinuities .In: Int. J. Rock Mech. and Min. Sci. and Geotechn. Abstr., Vol. 14, S. 133-137
- CUNDALL, P.A. und HART, R.D. (1985): Development of generalized 2-D and 3-D distinct element programs for modeling jointed rock. MISC Paper SL-85-1. US Army Corps of Engineers
- CUNDALL, P.A. (1987): Distinct element models of rock and soil structure. In: Analytical and computational methods in engineering rock mechanics, S. 129-163, Ed.: BROWN, E.T., 1987, George Allen and Unwin
- da CUNHA, A.P. (1990): Scale effects in rock mechanics. In: Proc. 1st Int. Workshop on Scale Effects in Rock Mechanics, Leon, Norwegen, Juni 1990, A.A. Balkema, S. 3-27
- DEERE, D.U., PECK, R.B., PARKER, H.W. und MONSEES, J.E. (1970): Design of tunnel support systems. In: Highway Research Record, Nr. 339 (1970), S. 26-33
- DEUTSCH, R.R. (1977): Standsicherheitsberechnung von Felsböschungen unter Berücksichtigung gefügestatistischer Aspekte. Diss. Ruhr Universität Bochum, Abteilung für Geowissenschaften.
- EINSTEIN et al. (1979) : Risk analysis for rock slopes in open pit mines. Part I and IV, Contract J0275015 MIT, zitiert nach KULATILAKE (1988)
- EINSTEIN, H.H. und BAECHER, G.B. (1983) : Probabilistic and statistical methods in engineering geology, specific methods and examples, Part I: Exploration. In: Rock Mechanics and Rock Eng., Vol. 16, S. 39-72
- EINSTEIN, H.H., VENEZIANO, D., BAECHER, G.B. und O'REILLY, K.J. (1983): The effect of discontinuity persistence on rock slope stability. In: Int. J. Rock Mech. & Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 20, No. 5, S. 227-236
- ESTERHUIZEN, G.S. (1990): Combined Point Estimate and Monte Carlo Techniques for the Analysis of Wedge Failure in Rock Slopes, Proc. Int. ISRM Conf. "Static and Dynamic Considerations in Rock Engineering", Ed. R. Brummer, Swaziland, SA, 1990, A.A. Balkema, Rotterdam

- FISSLER, B. (1979): Das Programmsystem FORM zur Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit von Komponenten von Tragsystemen. Berichte zur Zuverlässigkeitstheorie der Bauwerke, SFB 96, Heft 43, TU München.
- GLYNN, E.F., VENEZIANO, D. und EINSTEIN, H.H. (1978): The probabilistic model for shearing resistance of jointed rock. In: Proc. 19th US Symp. on Rock Mech., Univ. Nevada, S. 66-76
- GLYNN, E.F. und GHOSH, S. (1982): Effect of correlation on rock slope stability analysis. In: Proc. 23rd US Symp. on Rock Mech., Berkeley, California, S. 95-103
- GOODMAN, R.E. (1983): Surface and near-surface excavations, Generalbericht 5. ISRM Congr. Melbourne, 1983, S. G83-G95
- GOODMAN, R.E. und SHI, G.-H. (1985): Block theory and its application to rock engineering, Englewood Cliffs/New Jersey
- GROSSMANN, N.F. (1977): Contribuição para o Estudo da Compartimentação dos Maciços Rochosos (Contribution to the Study of the Jointing of Rock Masses), research officer thesis. 197 S., LNEC, Lissabon
- GROSSMANN, N.F. (1980): Das Gefügediagramm im Falle einer ungleichförmigen Datenerfassung. In: Berichte 4. Nat. Tagung Felsmechanik, Aachen, 1980, S. 207-218, DGE
- GROSSMANN, N.F. (1986): About the volume of the blocks in a rock mass. In: Proc. Int. Symp. on the Role of Rock Mechanics in Excavations for Mining and Civil Works, Zacatecas, Mexico, 2.-4. Sept. 1985, Ed.: SANCHEZ, T.R. und LLATA, R.R.D.L. Paper I.20, Mexico, Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas.
- GROSSMANN, N.F. (1987): As Descontinuidades nos Maciços Rochosos - Características Geométricas e Influência na Deformabilidade dos Maciços (The Discontinuities in the Rock Masses - Geometric Characteristics and Influence on the Rock Mass Deformability), a co-ordinating research officer program, S. 1-118, LNEC, Lissabon
- GROSSMANN, N.F. (1987b): About the mean area of a joint set. In: Proc. 6th Int. ISRM Conf. on Rock Mech., Montréal, S. 373-376
- GROSSMANN, N.F. (1990): Joint statistics, State-of-the-Art and Practical Applications. In: Proc. Int. Workshop on Survey and Testing Method for Discontinuous Rock Masses, Session 2, Special Lecture, The Japanese Institute of Systems Research, 7. Dez. 1990, Tokyo, Japan
- GROSSMANN, N.F. (1990a): Correlation between the jointing index and the rock mass deformability. In: Proc. 1st Int. Workshop on Scale Effects in Rock Mechanics, Leon, Norwegen, Juni 1990, A.A. Balkema, S. 261-265
- GRUSIBAU - DIN (1981) : Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen. Hrsg. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., NABau, Normenausschuß Bauwesen im DIN "Sicherheit von Bauwerken", Berlin.
- GUDEHUS, G. (1987): Vor- und Nachteile fester Teilsicherheitsbeiwerte im Grundbau. In: Diskussionsvorlage für den Normenausschuß(FNA VI).
- HARR, M.E. (1987): Reliability Based Design in Civil Engineering, McGraw-Hill.

- HART, R.D. (1991): A general view and introduction into the concept of distinct element modelling and its application on rock engineering projects. General Report of Workshop W6, 7th. Int. ISRM Congr. 1991, In: Proc. 7th Int. ISRM Congr. Rock Mechanics, Aachen, Bd. 3, erscheint in Kürze
- HARTUNG, J. (1986): Statistik: Lehr- und Handbuch der angewandten Statistik. R. Oldenbourg Verlag, München
- HASOFER, A.M. und LIND, N.C. (1974): An exact and invariant first order reliability format. In: J. Eng. Mech. ASCE, Vol. 100, EM1, S. 111-121
- HESSE, K.H. und TIEDEMANN, J. (1989): Zur ingenieurgeologischen Beschreibung von Festgesteinstrennflächen. Felsbau, Jg. 7, Nr. 3, S. 148-155
- HOEK, E. und BRAY, (1974 und 1981) : Rock Slope Stability, The Institution of Mining and Metallurgy, London, 1. und 3. Aufl.
- HOEK, E. und BROWN, E.T. (1982): Underground Excavations in Rock. The Institution of Mining and Metallurgy, London, 2. Aufl.
- HOEK, E. (1983) Strength of jointed rock masses. In: Géotechnique, Vol. 33, No. 3, S. 187-223
- HÖNISCH, K., SCHEIBE, H.-J., SCHENK, V. (1985): Geotechnische Bearbeitung für große Felsbaumaßnahmen am Beispiel der 150MW-Pumpturbine Koepchenwerk des RWE, Ber. 5. Nat. Tag. Ing. Geol., S. 237-245, Kiel 1985
- HÖNISCH, K. (1992): Mündliche Mitteilung
- HÖNISCH, K. (1993): Zur Strategie der Gestaltung großer Kraftwerkskavernen. Schriftenreihe Lehrstuhl für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik, TU München, in Vorbereitung
- HUDSON, J.A. und PRIEST, S.D. (1979) : Discontinuities and rock mass geometry. In: Int. J. Rock Mech. and Min. Sci. and Geotechn. Abstr., Vol. 16, No. 2, S. 339-362
- HUDSON, J.A. und PRIEST, S.D. (1983) : Discontinuity frequency in rock masses. In: Int. J. Rock Mech. and Min. Sci. and Geotechn. Abstr., Vol. 20, No. 2, S. 73-89
- ISRM (1977): Rock characterization testing & monitoring, ISRM suggested methods, Ed. BROWN, E.T., Pergamon Press
- JOHN, K.W. (1968): Graphical stability analysis of slopes in jointed rock. In: J. Soil Mech. and Found. Div., Proc. ASCE, Vol. 94/SM2, März 1968, S. 497-526
- JOHN, K.W. (1970a): Engineering analysis of three-dimensional stability utilizing the reference hemisphere. In: Proc. 2nd. Int. ISRM Congr. Rock Mechanics, Belgrad, Paper 7-16, S.
- JOHN, K.W. (1970b): Three-dimensional stability analyses of slopes in jointed rock. In: Proc. Open Pit Mining Symp., Johannesburg, 1970, Ed.: P.W.J. van Rensburg, "Planning Open Pit Mines", South African Inst. of Mining and Metallurgy, S. 209-214
- JOHN, K.W. und DEUTSCH, R.R. (1974): Die Anwendung der Lagenkugel in der Geotechnik. In: FECKER et al., Festschrift Leopold Müller-Salzburg zum 65. Geburtstag, S. 137-159, Karlsruhe

- JOHN, K.W. (1976): Felsgründungen von großen Talsperren, Probleme - Lösungen. Rock Mechanics, Suppl. 5, S. 61-79
- JOHN, K.W. (1983): Ingenieurtechnische Überlegungen zu übertägigen und oberflächennahen Felsbauwerken, Generalbericht, 5. ISRM Congr. Melbourne, 1983, S. G111 - G124
- JOHN, K.W. (1988): Rock mechanics input for design and construction of hydro electric power projects in developing countries. In: Proc. Int. ISRM Symp. Rock Mechanics and Power Plants, Ed. Romana, Madrid, 1988
- KIKUSHI, K., KOBAYASHI, T., INOUE, M. und IZUMIYA, Y. (1985): A study on the quantitative estimation of joint distribution, and the modelling of jointed rock masses, a technical report. Tokyo Electric Power Services Co., Ltd., Tokyo, Japan, zitiert nach GROSSMANN (1990:58)
- KREYSZIG, E. (1982): Statistische Methoden und ihre Anwendung, 7. Aufl., Vandenhoeck und Ruprecht, Göttingen
- KUDLA, W. (1990): Beitrag zur statistischen Qualitätskontrolle im Erdbau. Schriftenreihe Lehrstuhl und Prüfamf für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der Technischen Universität München, Heft 16.
- KULATILAKE, P.H.S.W. (1988a) : A correction for sampling bias on joint orientation for finite size joints intersecting finite size exposures. In: Proc. 6th Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, Innsbruck, Austria, Vol. , S.
- KULATILAKE, P.H.S.W. (1988b) : Corrections for sampling biases in joint geometry modeling: state-of-the-art. In: Proc. 24th Annual Symp. on Eng. Geol. and Soils Eng., Coeur d'Alene, Idaho
- KULATILAKE, P.H.S.W. und WU, T.H. (1984a) : Sampling bias on orientation of discontinuities. In: Rock Mech. and Rock Eng., Vol. 17, S. 243-253
- KULATILAKE, P.H.S.W. und WU, T.H. (1984b) : The density of discontinuity traces in sampling window. In: Int. J. Rock Mech. and Min. Sci. and Geotechn. Abstr., Vol. 21, No. 6, S. 345-347
- LEICHNITZ, W. und NATAU, O. (1979): The influence of peak shear strength determination of the analytical rock slope stability. In: Proc. 4th Int. ISRM Congr. Rock Mech., Montreux, Vol. 2, S. 335-341
- LOCHER, H.G. (1983): Probabilistische Methoden bei Stabilitätsproblemen in der Geotechnik. In: Schweizer Ingenieur und Architekt, Vol. 16, S. 429-434
- MADSEN, H.O, KRENK, S. und LIND, N.C. (1986): Methods of structural safety, Prentice-Hall, Englewood-Cliffs
- MAERZ, N.H., FRANKLIN, J.A., BENNETT, C.P. (1990): Joint roughness measurement using shadow profilometry. In: Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 27, No. 5, S. 329-343
- MAHTAB, M.A. und YEGULAP, T.M. (1982) : A rejection criterion for definition of clusters in orientation data. In: Proc. 23rd US Symp. on Rock Mech. , S. 116-123

- MAHTAB, M.A. und YEGULAP, T.M. (1984) : A similarity test for grouping orientation data in rock mechanics. Proc. 25th US Symp. on Rock Mech., S. 495-502
- MANFREDINI, G., MARTINETTI S. und RIBACCHI, R. (1977): Inadequacy of limiting equilibrium methods for rock slope design. In: Proc. 16 US Symp. on Rock Mech. "Design Methods in Rock Mechanics", Minneapolis, S. 35-43
- McMAHON, B.K. (1971): A statistical method for the design of rock slopes. In: Proc. 1st Australian-New Zealand Conference on Geomechanics, Melbourne, Vol. 1, S. 314-321
- McMAHON, B.K. (1974): Design of rock slopes against sliding on pre-existing fractures. In: Proc. 3rd ISRM Congr. Rock Mech., Denver, Colorado, Vol. II, S. 803-808
- Mc MAHON, B.K. (1985): Some practical considerations for the estimation of shear strength of joints and other discontinuities. In: Proc. Int Symp. Fundamentals on Rock Joints, Sept. 1985, Björkliden, Schweden, S. 475-485, Centek Publishers, Luleå, Schweden
- MEYERHOF, G.G. (1970): Safety factors in soil mechanics. In: Canadian Geotechn. J., Vol. 7, No. 4, S. 349-355
- MEYERHOF, G.G. (1982): Limit state design in geotechnical engineering. In: Structural Safety, Vol. 1, S. 67-71
- MILES, R.E. (1971) : Poisson flats in eucildian space, Part II. In : Adv. Appl. Prob., Vol. 1, S. 243-266
- MÜLLER, L. (1933): Untersuchungen über statistische Kluftrmessungen. In: Geologie und Bauwesen, Vol. 5, No. 4, S. 185-255, Springer, Wien
- MÜLLER, L. (1963): Der Felsbau, Teil I, Enke, Stuttgart
- MÜLLER, L. (1963): Der Felsbau, Teil III, Enke, Stuttgart
- MURALHA, J. und da CUNHA, A.P. (1990): About LNEC experience in scale effects in the mechanical behaviour of joints. In: Proc. 1st Int. Workshop on Scale Effects in Rock Mechanics, Leon, Norwegen, Juni 1990, A.A. Balkema, S. 131-148
- MURALHA, J. (1991): Persönliche Mitteilung
- PEINTINGER, B. und REITMEIER, W. (1983): Effects of statistical uncertainties about the parameters of stochastic field modelling of soil properties in slope stability. In: Proc. Int. Conf. on the Application of Statistics and Probability to Soil and Structural Engineering, Aachen, Vol. 4, S. 1325-1335.
- PERES-RODRIGUES, F. und CHARRUA-GRACA, J. (1986): Scale effects on the strength characteristics of rock masses. In: Proc. Int. Symp. on the Role of Rock Mechanics in Excavations for Mining and Civil Works, Zacatecas, Mexico, 2.-4. Sept. 1985, S. 346-349, Ed.: SANCHEZ, T.R. und LLATA, R.R.D.L., Mexico, Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas
- POOLE, R.W. und FARMER, I.W. (1980): Consistency and repeatability of Schmidt hammer rebound data during field testing. In: Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 17, S. 167-171
- POTTHARST, R. (1977): Zur Wahl eines einheitlichen Sicherheitskonzepts für den konstruktiven Ingenieurbau. In: Mitt. Inst. für Massivbau der TH Darmstadt, Heft 22.

- POTTHARST, R. (1982): Erläuterung des statistischen Sicherheitskonzepts am Beispiel des Grundbruchs. Vorträge Baugrundtagung 1982, Braunschweig, DGEg, S. 9-47
- PRATT, H.R., BLACK, A.D. und BRACE, W.F. (1972): The effect of specimen size on the mechanical properties of unjointed diotite. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, Vol. 9, No.4, S. 513-529
- PRIEST, S.D. und HUDSON, J.A. (1976) : Discontinuity spacings in rock. In: *Int. J. Rock Mech. and Min. Sci. and Geotechn. Abstr.*, Vol. 13, No. , S. 135-148
- PRIEST, S.D. und HUDSON, J.A. (1981) : Estimation of discontinuity spacing and trace length using scanline surveys. In: *Int. J. Rock Mech. and Min. Sci. and Geotechn. Abstr.*, Vol. 18, No. , S. 183-197.
- PRIEST, S.D. (1982): Hemispherical projection methods in rock mechanics. George Allen and Unwin.
- RACKWITZ, R. und FIESSLER, B. (1978): Structural reliability under combined random load sequences. In: *Comp. and Struct.*, Vol. 1, S. 484-494
- RACKWITZ, R. und PEINTINGER, B. (1981): Ein wirklichkeitsnahes stochastisches Bodenmodell mit unsicheren Parametern und Anwendung auf die Stabilitätsuntersuchung von Böschungen. *Bauingenieur*, Jg. 56, S. 215-221.
- RCP GmbH (1990): Programmsystem COMREL-TI, Componental Reliability Analysis: Time Invariant Case, Users Manual, Version 2.11; und STRUREL, Structural Reliability Analysis Programm, Theoretical Manual, RCP GmbH, München.
- ROBERTSON, A. (1970) : The interpretation of geologic factors for use in slope theory. In: *Proc. Symp. on Theoretical Background to the Planning of Open Pit Mines*, Johannesburg, South Africa, S. 55-71, zitiert nach KULATILAKE (1988).
- ROSENBLATT, M. (1952): Remarks on a multivariate transformation. In: *Ann. Math. Statist.*, Vol. 23, S. 470-472
- ROSENBLUETH, E. (1975) : Design philosophy: structures. In: *Proc. 2nd. Int. Conf. Application of Statistics and Probability in Soil and Structural Engineering (ICASP)*, Aachen
- SANDER, B. (1948) : Einführung in die Gefügekunde, Wien.
- SEN, Z. und KAZI, A. (1984) : Discontinuity spacing and RQD estimates from finite length scanlines. In: *Int. J. Rock Mech. and Min. Sci. and Geotechn. Abstr.*, Vol. 21, No. 4, S. 203-212.
- SCHUELLER, G.I. (1981): Einführung in die Sicherheit und Zuverlässigkeit von Tragwerken. Ernst & Sohn, Berlin.
- SHANLEY, R.J. und MAHTAB, M.A. (1975): Fractan: a computer code for the analysis of clusters defined on the unit hemisphere. In: *Information Circular 8671 - U.S. Department of the Interior - Bureau of Mines*, Washington DC, USA, zitiert nach GROSSMANN (1990)
- SHRESTA, A.K. und WANNICK, A.E. (1989): Construction of the Marsyangdi Project in Nepal, *Water Power and Dam Construction*, 3/1989, S. 33-38

- von SOOS, P. (1990): Die Rolle des Baugrunds bei der Anwendung der neuen Sicherheitstheorie im Grundbau. Geotechnik, Jg. 13, S. 82-91
- STANGE, K. (1977): Bayes-Verfahren, Springer, Berlin
- STEFFEN, O.K.H. et al. (1975) : Recent developments in the interpretation of data from joint surveys in rock masses. In : Proc. 6th Regional Conf. for Africa on Soil Mech. and Found., Vol. II, S. 17-26
- STEFFEN, O.K.H. (1978): Some aspects of three dimensional and two dimensional rock slope stability analysis with two case histories. Ph. D. Thesis Univ. of Witwatersrand, Südafrika
- THOFT-CHRISTENSEN, P. und BAKER, M. (1982): Structural Reliability Theory and its applications, Springer-Verlag, Berlin-New York
- TRUNK, U. und HÖNISCH, K. (1990): Klassifizierungssysteme für den Untertagebau - Analyse und Erfahrungen. Felsbau, Vol. 8, No. 1, S. 9-16, Glückauf, Essen
- TRUNK, U. und FLOSS, R. (1991): Verwendung von Vorinformationen bei der Planung von Krafthauskavernen im Fels. In: Proc. 7th Int. ISRM Congr. on Rock Mech., Aachen, Ed. W. Wittke, S. 1223-1226, A.A. Balkema, Rotterdam
- VENEZIANO, D. (1978): Probabilistic model of joints in rock, Unpublished Manuscript, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, USA, zitiert nach DERSHOWITZ und EINSTEIN (1988)
- WALLBRECHER, E. (1986): Tektonische und gefügekundliche Arbeitsweisen. Enke, Stuttgart.
- WALLIS, P.F. und KING, M.S. (1980) : Discontinuity spacings in a crystalline rock. In: Int. J. Rock Mech. and Min. Sci. and Geotechn. Abstr., Vol. 17, No. , S. 63-66.
- WARBURTON, P.M. (1981) : Vector stability analysis of an arbitrary polyhedral rock block with any number of free faces. In: Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 18, S. 415-427
- WATSON, G.S. (1966): The statistics of orientation data. In: The Journal of Geology, Vol. 74, No. 5, 2nd Part, S. 786-797, The University of Chicago Press, Chicago.
- WITTKE, W. (1965a): Verfahren zur Standsicherheitsberechnung starrer, auf ebenen Flächen gelagerter Körper und die Anwendung der Ergebnisse auf die Standsicherheitsberechnung von Felsböschungen. Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Hochschule Karlsruhe, Heft 20.
- WITTKE, W. (1965b): Verfahren zur Berechnung der Standsicherheit belasteter und unbelasteter Felskeile. In: Felsmechanik und Ingenieurgeologie, Supplementum II, S. 52-79
- WITTKE, W. (1967): Influence of the shear strength of the joints on the design of prestressed anchors to stabilize a rock slope. In: Proc. Geotechnical Conf., Oslo, Vol. 1, S. 311-318
- WITTKE, W. (1984): Felsmechanik, Springer Verlag

Anhang

Anhang A Nachweis der Stetigkeit Grenzzustandsfunktion bei der Verwendung von Abminderungsfaktoren

Wie in Kapitel 5.3 dargestellt, ist zwischen Gleiten auf einer und Gleiten auf zwei Trennflächen ein stetiger Übergang der Grenzzustandsfunktion und der partiellen Ableitungen notwendig. Aufgrund der mehrmaligen Differenzierbarkeit wird die Verteilungsfunktion der Standardnormalverteilung $\Phi(x)$ gewählt. Die Ableitung $f'(x)$ der Dichtefunktion $f(x)$ ist ebenfalls stetig und differenzierbar.

Die Gleichung der Dichtefunktion $f(x)$ und der Ableitung der Dichtefunktion $f'(x)$ sind:

$$f(x) = \Phi'(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-1/2 x^2} \quad \text{und} \quad f''(x) = -x \cdot \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-1/2 x^2}$$

Eine Funktion $G(x)$ ist durch zwei Funktionen $g(x)$ und $h(x)$ in folgenden Grenzen definiert:

$$G(x) = \begin{cases} g(x) & \text{für } -\infty \leq x \leq a \\ h(x) & \text{für } a \leq x \leq \infty \end{cases}$$

Für die Ableitungen wird angenommen, daß sie stetig und differenzierbar sind. Die ersten Ableitungen haben die Form:

$$G'(x) = \begin{cases} g'(x) & \text{für } -\infty \leq x \leq a \\ h'(x) & \text{für } a \leq x \leq \infty \end{cases}$$

Im Intervall $[a, b]$, mit $a < b$, soll ein stetiger Übergang von der Funktion $g(x)$ zur Funktion $h(x)$ geschaffen werden. Die Funktion $H(x)$ im Intervall $[a, b]$ lautet:

$$H(x) = (1 - \Phi(x)) \cdot g(x) + \Phi(x) \cdot h(x) \quad \text{im Intervall } [a, b], a \leq b$$

$$\text{und } 0 < \Phi(x) < 1$$

Das Argument der Verteilungsfunktion x ist:

$$z = 2n \cdot \frac{(x-a) - 0.5(b-a)}{(b-a)}$$

mit:

- z Variable im Intervall $[a, b]$
 n Anzahl der Standardabweichungen

An den Intervallgrenzen hat z die Größe:

$$x = a : z = -n \quad \text{und} \quad x = b : z = +n$$

Entsprechend der Wahl von n ist der Funktionswert von $\Phi(x)$ für $x = a$ genügend nahe bei 0 und für $x = b$ genügend nahe bei 1. Werte von 4 bis 6 sind ausreichend und numerisch stabil.

Daraus folgen die Ableitungen der Funktion $H(x)$:

$$\frac{dH(x)}{dx} = \frac{d}{dx} \left((1 - \Phi(x)) \cdot g(x) + \Phi(x) \cdot h(x) \right)$$

$$\frac{dH(x)}{dx} = f(x) \left(h(x) - g(x) \right) + \Phi(x) \cdot \left(h'(x) - g'(x) \right) + g'(x)$$

$$\frac{d^2 H(x)}{dx^2} = f'(x) \left(h(x) - g(x) \right) + 2 \cdot f(x) \left(h'(x) - g'(x) \right) + \Phi(x) \cdot \left(h''(x) - g''(x) \right) + g''(x)$$

Unter der Voraussetzung, daß

$$\Phi(x) \equiv 0, \quad f(x) \equiv 0 \quad \text{und} \quad f'(x) \equiv 0 \quad \text{für} \quad x = a$$

$$\Phi(x) \equiv 1, \quad f(x) \equiv 0 \quad \text{und} \quad f'(x) \equiv 0 \quad \text{für} \quad x = b$$

folgt für die Werte der Ableitungen an den Intervallgrenzen:

für die erste Ableitung $H'(x)$:

$$x = a : \quad H'(x) = g'(x)$$

$$x = b : \quad H'(x) = h'(x)$$

und für die zweite Ableitung $H''(x)$:

$$x = a : \quad H''(x) = g''(x)$$

$$x = b : \quad H''(x) = h''(x).$$

Somit ist der Nachweis eines stetigen und differenzierbaren Übergangs zwischen zwei stetigen und differenzierbaren Funktionen $g(x)$ und $h(x)$ durch die Verwendung der Verteilungsfunktion der Standardnormalverteilung $\Phi(x)$ erbracht.

**ANHANG B Vergleich Sicherheitsindex β
und Versagenswahrscheinlichkeit P_f**

Berechnung mit den Näherungsformeln von Haistings, aus HARTUNG (S. 890,1986)

β	P_f
1	1.587E-01
1.1	1.357E-01
1.2	1.151E-01
1.3	9.680E-02
1.4	8.076E-02
1.5	6.681E-02
1.6	5.480E-02
1.7	4.457E-02
1.8	3.593E-02
1.9	2.872E-02
2	2.275E-02
2.1	1.786E-02
2.2	1.390E-02
2.3	1.072E-02
2.4	8.198E-03
2.5	6.210E-03
2.6	4.661E-03
2.7	3.467E-03
2.8	2.555E-03
2.9	1.866E-03
3	1.350E-03
3.1	9.677E-04
3.2	6.872E-04
3.3	4.835E-04
3.4	3.370E-04
3.5	2.327E-04
3.6	1.591E-04
3.7	1.078E-04
3.8	7.237E-05
3.9	4.812E-05
4	3.169E-05
4.1	2.067E-05
4.2	1.335E-05
4.3	8.546E-06
4.4	5.417E-06
4.5	3.401E-06

P_f	β
5.00E-01	0
4.00E-01	0.253
3.00E-01	0.524
2.00E-01	0.842
1.00E-01	1.282
5.00E-02	1.645
1.00E-02	2.327
5.00E-03	2.576
1.00E-03	3.091
5.00E-04	3.291
1.00E-04	3.719
5.00E-05	3.891
1.00E-05	4.265
5.00E-06	4.417
1.00E-06	4.753
5.00E-07	4.891
1.00E-07	5.199
5.00E-08	5.326
1.00E-08	5.612
5.00E-09	5.73
1.00E-09	5.997
5.00E-10	6.109
1.00E-10	6.361
5.00E-11	6.467
1.00E-11	6.706
5.00E-12	6.806
1.00E-12	7.034
5.00E-13	7.13
1.00E-13	7.348
5.00E-14	7.441
1.00E-14	7.65

β	P_f
4.6	2.115E-06
4.7	1.302E-06
4.8	7.944E-07
4.9	4.799E-07
5	2.871E-07
5.1	1.701E-07
5.2	9.983E-08
5.3	5.802E-08
5.4	3.340E-08
5.5	1.904E-08
5.6	1.075E-08
5.7	6.008E-09
5.8	3.326E-09
5.9	1.824E-09
6	9.901E-10
6.1	5.324E-10
6.2	2.835E-10
6.3	1.495E-10
6.4	7.805E-11
6.5	4.036E-11
6.6	2.067E-11
6.7	1.048E-11
6.8	5.262E-12
6.9	2.616E-12
7	1.288E-12

Schriftenreihe
Lehrstuhl und Prüfamnt
für
Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik
der Technischen Universität München

Herausgegeben von
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Rudolf Floss
Ordinarius für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik

- Heft 1 **Tragfähigkeit von Verpreßankern in nichtbindigem Boden**
1982 - vergriffen -
- Heft 2 **Beiträge zur Anwendung der Stochastik und Zuverlässigkeitstheorie**
1983 **in der Bodenmechanik**
- Heft 3 **In-situ Versuche zur Ermittlung der Unterbausteifigkeit an zwei Pfeilern**
1984 **der Sinntalbrücke Schaappach - vergriffen -**
- Heft 4 **Ein Beitrag zum Spannungs-Verformungsverhalten silikatgelinjizierter**
1985 **Sande**
- Heft 5 **Beiträge zum Tragverhalten axial zyklisch belasteter Pfähle**
1985
- Heft 6 **Forschungsbeiträge zum mechanischen Verhalten von Geotextilien**
1986
- Heft 7 **Beschreibung der räumlichen Streuungen von Bodenkennwerten mit**
1986 **Hilfe der Zeitreihenanalyse**
- Heft 8 **Ein stochastisches Bodenmodell für geotechnische Aufgaben**
1986
- Heft 9 **Testing of bentonite suspensions**
1987
- Heft 10 **Beiträge zur Felsmechanik**
1987
- Heft 11 **Untersuchung der dynamischen Vorgänge bei der Vibrationsverdichtung**
1988 **von Böden**
- Heft 12 **Bruchvorgänge infolge der Isarcintiefung südlich Münchens und die**
1988 **kritischen Höhen der Talhänge**
- Heft 13 **Quantifizierung von Setzungsdifferenzen mit Hilfe einer stochastischen**
1989 **Betrachtungsweise**
- Heft 14 **Ein Beitrag zur Vorhersage von Verformungen und Spannungen des**
1989 **Baugrundes und des Ausbaues bei Hohlaumbauten**

- Heft 15** **Beitrag zur Analyse des Tragverhaltens von einfach bewehrten**
1989 **Zweischichtensystemen**
- Heft 16** **Beitrag zur statistischen Qualitätskontrolle im Erdbau**
1990
- Heft 17** **Vergleichsuntersuchungen über die Wirkung von vibrierend und**
1990 **oszillierend arbeitender Verdichtungswalze**
- Heft 18** **Probabilistische Standsicherheitsanalyse für tetraedrische Felskeile**
1993