



INSTITUT FÜR GEOTECHNIK
STUTTGART

1988
MITTEILUNG 29

HENRYK OCHMANN

EBENE GRENZZUSTÄNDE VON
ERDBÖSCHUNGEN IM STOCHASTISCHEN
SICHERHEITSKONZEPT



INSTITUT FÜR GEOTECHNIK
STUTTGART

1988
MITTEILUNG 29

HENRYK OCHMANN

EBENE GRENZZUSTÄNDE VON
ERDBÖSCHUNGEN IM STOCHASTISCHEN
SICHERHEITSKONZEPT

EBENE GRENZZUSTÄNDE VON ERDBÖSCHUNGEN IM STOCHASTISCHEN SICHERHEITSKONZEPT

Von der Fakultät Bauingenieur- und Vermessungswesen
der Universität Stuttgart zur Erlangung der Würde
eines Doktors der Ingenieurwissenschaften (Dr.-Ing.)
genehmigte Abhandlung,

vorgelegt von

Henryk Ochmann

geboren in Ligota Proszkowska/Oppeln.

Hauptberichter: Prof. Dr.-Ing. P. Gußmann

Mitberichter : Prof. Dr.-Ing. J. Giesecke

Tag der mündlichen Prüfung: 17. November 1988

Das Institut für Geotechnik ist eine Einrichtung der Universität Stuttgart

ISBN 3-921837-29-4

Gegen Vervielfältigung und Übersetzung bestehen keine Einwände,
es wird lediglich um Quellenangabe gebeten.

Herausgegeben 1988 im Eigenverlag des Institutes für Geotechnik

Vorwort des Herausgebers

Das Bundesministerium für Forschung und Technologie übertrug 1980 der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau die Aufgabe, das Gefährdungspotential von Erd-Staudämmen zu untersuchen. An dieser Untersuchung war auch unser Institut beteiligt mit der Teilaufgabe, den Einfluß des Rechenmodells bei den erdstatischen Nachweisen zu überprüfen. Leiter der Untersuchung war Prof. Dr.-Ing. Gußmann, Sachbearbeiter Herr Ochmann.

Bei der Bearbeitung stellte sich sehr rasch heraus, daß die Umstellung sowohl bei den konventionellen Verfahren nach DIN 4084 als auch beim Ansatz finiter oder kinematischer Elemente auf das in den "Grundlagen für die Sicherheit baulicher Anlagen" dargestellte Sicherheitskonzept auf stochastischer Grundlage erhebliche Detailprobleme aufwarf, so daß vom Bearbeiter wissenschaftliche Grundlagenforschung zu leisten war.

Besonders aufmerksam machen möchte ich auf die Ableitung von Sicherheitswerten bei der Durchführung von FEM-Analysen, da hier bisher eine allgemein anerkannte Regelung fehlt.

Die in dieser Mitteilung der Öffentlichkeit vorgelegte Dissertation ist das Ergebnis dieser Bemühungen. Bei der Exemplifizierung wird aber nicht nur ein Staudamm untersucht, sondern ergänzend dazu auch ein Anwendungsfall mit einem Autobahn-Einschnitt in eine Wechselfolge aus teilentfestigten Braunjura-Sedimentgesteinen, wobei sich die Überlegenheit der Methode der kinematischen Elemente über die konventionellen Nachweisverfahren zeigt.

Die Arbeit kommt, wie ich meine, rechtzeitig zur Unterstützung der gegenwärtig laufenden Diskussion über die Neufassung der DIN 4084 und der einschlägigen Abschnitte des Eurocodes 7 und wird in strittigen Fällen als Entscheidungsgrundlage heranzuziehen sein.

Smolczyk

Vorwort des Autors

Das vorliegende Mitteilungsheft entstand als Dissertation während meiner fünfjährigen Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart.

Herrn Prof. Dr.-Ing. U. Smolczyk danke ich für die gegebenen Anregungen und besonders für die gebotene Möglichkeit, an einem aktuellen Thema, eigene Ideen verfolgend, arbeiten zu können.

Für die Übernahme des Hauptberichts und eine Vielzahl von Anregungen im Verlauf meiner Forschungstätigkeit danke ich Herrn Prof. Dr.-Ing. P. Gußmann.

Herrn Prof. Dr.-Ing. J. Giesecke danke ich für die Übernahme des Mitberichts.

Während der fünf Jahre am Institut habe ich überwiegend an einem Forschungsauftrag im Rahmen einer Talsperrensicherheitsstudie des Bundesministeriums für Forschung und Technologie gearbeitet. Der in diesen Jahren gewährten Unterstützung, nicht nur finanzieller Art, gilt mein Dank, den ich dem zuständigen Sachbearbeiter Herrn Beck, stellvertretend für die Institution, aussprechen möchte.

Herrn Dipl.-Ing. Frank Breinlinger möchte ich besonders für die Gesellschaft während langer Programmernächte, die Hilfe bei Programmumstellungen und der Fehlersuche danken. Die Abendbrote, die seine Frau Bettina, mit Unterstützung des Sohnes Steffen, in den Jahren zubereitet hat, werde ich ebenfalls in dankbarer Erinnerung behalten.

Bei der programmtechnischen Umsetzung von Ideen und der Untersuchung und Implementierung von Algorithmen war mir Herr Dipl.-Ing. Martin Bauer während seiner Tätigkeit als Hilfsassistent am Institut eine große Hilfe.

Henryk Ochmann

Kurzfassung

Die Verfahren nach DIN 4084 (KREY/BISHOP und JANBU) werden der Kinematische-Elemente-Methode in der Anwendung auf Böschungsprobleme gegenübergestellt. Es werden sowohl deterministische Betrachtungen als auch Untersuchungen eines Dammbauwerks im stochastischen Sicherheitskonzept durchgeführt.

Für die Variation des Ausgangssystems der Kinematische-Elemente-Methode werden verschiedene numerische Optimierungsmethoden eingesetzt. Da keine der Methoden die allein geeignete ist, wird ein übergeordnetes Optimierungskonzept entworfen. Für die Optimierungsmethoden wird eine alle Systemzustände beschreibende Zielfunktion entworfen und eingesetzt, die eine erfolgreiche Geometrieviation bezüglich des Minimums des Sicherheitswerts ermöglicht.

Es wird nachgewiesen, daß die Verfahren nach DIN 4084 und die Kinematische-Elemente-Methode gleichwertige Beschreibungen für den Grenzzustand von Böschungen darstellen und bei der Kinematische-Elemente-Methode als Zielfunktion für Böschungsprobleme lediglich die Anwendung der FELLENIUS-Regel zweckmäßig ist.

Mit einem Finite-Elemente-Modell wird exemplarisch nachgewiesen, daß anhand geeignet gewählter Sicherheitsdefinitionen und mit Hilfe einer fundierten Iterationstechnik eindeutige deterministische Sicherheitswerte für Böschungen ermittelt werden können. Da die Grundlage der Sicherheitsdefinition die FELLENIUS-Regel darstellt, sind die erzielten Ergebnisse denen kinematischer Verfahren vergleichbar. Die Übereinstimmung zwischen den Sicherheitswerten läßt den Schluß zu, daß die kinematischen Verfahren Böschungsprobleme zutreffend beschreiben und eine Modellvariable bei stochastischen Betrachtungen vernachlässigt werden kann. Das Finite-Elemente-Modell eröffnet eine neue Qualität für Nachweise der Böschungsstandsicherheit.

Für Böschungsnachweise im Rahmen des stochastischen Sicherheitskonzepts wird eine geeignete Arbeitsstrategie vorgeschlagen und angewendet. Es kann exemplarisch gezeigt werden, daß auch komplexe Böschungsprobleme und aufwendige Grenzzustandsbeschreibungen im neuen Sicherheitskonzept erfolgreich gehandhabt werden können. Es muß also zugunsten der Handhabbarkeit der stochastischen Betrachtungen keine grobe Vereinfachung bei den zugrunde gelegten Böschungsmodellen erfolgen.

Summary

The methods according to DIN 4084 (KREY/BISHOP and JANBU) are applied to slope stability problems and compared to the Kinematical-Element-Method. Deterministic approaches as well as investigations of a dam using the stochastic safety concept are performed.

Different numerical optimization methods are used for the variation of the starting system needed for the Kinematical-Element-Method. A general optimization concept is developed since none of the methods is uniquely superior. To enable a successful variation of the geometry with respect to the minimum of the factor of safety an objective function describing all states of the system is developed and applied to numerical problems.

It is pointed out that the methods according to DIN 4084 and the Kinematical-Element-Method represent equivalent methods to describe the limit state of slopes. Furthermore it is shown that the application of the FELLENIUS-rule as objective function is the only suitable rule for slope stability problems solved by the Kinematical-Element-Method.

A Finite-Element model is used to show in an exemplary way that with the aid of proper chosen safety definitions and with sophisticated iteration techniques it is possible to evaluate clear deterministic safety factors for slope stability problems. The results are comparable to those obtained by kinematical methods since the FELLENIUS-rule is used as a basis for the safety definition. Due to the coinciding factors of safety it can be concluded that slope stability problems can be solved accurately by kinematical methods and that a model describing parameter can be neglected in a stochastic analysis. The Finite-Element model shows a new quality for the analysis of slope stability problems.

An appropriate solution strategy is proposed and applied to slope stability problems within the scope of the stochastic safety concept. It can be shown that even complex slope stability problems and extensive limit state descriptions can be handled successfully using the new safety concept. It is therefore not necessary to simplify the solution techniques for the analysis of slope stability problems in order to achieve a handy stochastic description.

Inhalt	Seite
Literaturverzeichnis	10
Bezeichnungen	18
1. Überblick und Ziel der Arbeit	21
2. Stand der Technik	23
2.1 Probabilistik und Statistik im Grundbau	23
2.2 Nachweisverfahren für Böschungen	23
2.2.1 Statische Verfahren	23
2.2.2 Kinematische Verfahren	24
2.2.3 Finite-Elemente-Methode (FEM)	25
2.3 Böschungs- und Geländebruchuntersuchungen im stochastischen Sicherheitskonzept	26
3. Das stochastische Sicherheitskonzept	27
3.1 Allgemeines zum stochastischen Sicherheitskonzept	27
3.2 Grundlagen des stochastischen Sicherheitskonzepts	27
3.3 Mögliche Zustandsbeschreibungen für Böschungsprobleme	34
4. Beschreibung der Böschungsmodelle	36
4.1 Kinematische-Elemente-Methode (KEM)	36
4.1.1 Statik	36
4.1.2 Kinematik	39
4.1.3 Geometrievariation und Zielfunktion	41
4.2 Lamellenverfahren	43
4.3 Finite-Elemente-Methode (FEM)	45
4.3.1 Grundlagen der verwendeten FEM-Programme	45
4.3.2 Böschungsmodelle nach FEM	49
4.4 Sicherheitsdefinition $F_{FEM,4}$	51
4.5 Ableitung von Partialsicherheiten nach FEM	53
5. Definition eines Systemzustands für die KEM	55
5.1. Sytemzustände des KEM-Modells	55
5.1.1 Knotenfreiheitsgrade	55
5.1.2 Flächendurchdringung	56
5.1.3 Schichtungsprobleme	56
5.1.4 Zugkräfte bei Optimierung nach der Bruchlast	58
5.1.5 Konvergenzprobleme in der FELLENIUS-Iteration	58
5.1.6 Zugkräfte nach erfolgter FELLENIUS-Iteration	61
5.1.7 Verlust des Extremums bei mehreren aktiven Optimierungen	61
5.1.8 Numerische Glättung von Relativverschiebungen	61
5.2 Definition der Zielfunktion	62
5.2.1 Die Zielfunktion	63
5.2.2 Einordnung der Zielfunktionsbildung	64
5.3 Darstellung der definierten Funktion	64

6. Optimierungsmethoden	75
6.1 Evolutionsstrategie	75
6.2 Simplexstrategie	76
6.3 Complexstrategie	77
6.4 Quasi-Newton-Strategie	77
6.5 Vor- und Nachteile der Optimierungsmethoden	79
6.6 Numerische Untersuchungen zur Leistungsfähigkeit der eingesetzten Optimierungsmethoden	80
6.6.1 Untersuchungen zum Konvergenzverhalten in Abhängigkeit von der Anzahl der Geometrievariablen	81
6.6.2 Bewertung der einzelnen Optimierungen	86
7. Vergleichende Betrachtung deterministischer Sicherheitswerte anhand von Beispielen	88
7.1 Abhängigkeit des Sicherheitswerts von der Elementanzahl	88
7.2 Deterministische Vergleiche der Böschungsmodelle	91
7.3 Vergleich der Sicherheitswerte nach FEM, DIN 4084 und KEM	96
8. Empfehlung für stochastische und deterministische Nachweise	101
8.1 Arbeitsstrategie des gestuften Optimierungskonzepts	102
8.1.1 Verwendung der Grenzzustandsbeschreibung KREY/BISHOP	102
8.1.2 Verwendung der Grenzzustandsbeschreibung JANBU	102
8.1.3 Verwendung der Grenzzustandsbeschreibung KEM	103
8.2 Konvergenzhilfen für die Iteration im stochastischen Sicherheitskonzept	104
9. Anwendungsbeispiele	106
9.1 Aabachdamm	106
9.1.1 Allgemeine Vorbemerkung	106
9.1.2 Ereignis Böschungsbruch nach KREY/BISHOP (DIN 4084)	108
9.1.2.1 Zusätzliche Annahmen zur DIN 4084	108
9.1.2.2 Ergebnisse nach KREY/BISHOP (DIN 4084) für das Ereignis Böschungsbruch des luftseitigen Stützkörpers	109
9.1.2.3 Ergebnisse nach KREY/BISHOP (DIN 4084) für das Ereignis Böschungsbruch des wasserseitigen Stützkörpers	115
9.1.3 Ergebnisse nach der Kinematische-Elemente-Methode für das Ereignis Böschungsbruch	116
9.1.4 Ergebnisse nach der Kinematische-Elemente-Methode für das Ereignis Grundbruch	122
9.1.4.1 Stochastischer Iterationsverlauf	122
9.1.4.2 Wirkung der technischen Gesteinsfestigkeit	126
9.1.4.3 Einschätzung des Sicherheitsindex	127
9.1.5 Bewertung der stochastischen Modellgenauigkeit	127
9.1.5.1 Zur Ermittlung der kinematischen Lösung	128
9.1.5.2 Zur Ermittlung der FEM-Lösung	128
9.1.5.3 Bewertung der stochastischen Modellgenauigkeit	132
9.1.6 Zusammenfassung der praktischen Ergebnisse des Beispiels 1	133

9.2 Aichelbergaufstieg BAB A8	134
9.2.1 Nachweis Ableiten auf Verwitterungshorizont	135
9.2.1.1 Vergleichende Untersuchungen zwischen Modell JANBU und KEM	135
9.2.1.2 Einfluß der Mächtigkeit des Verwitterungshorizonts	138
9.2.2 Zusammenfassung der praktischen Ergebnisse des Beispiels 2	140
10. Zusammenfassung	141
Anhang	144
A.1 Gleichungen und Algorithmus des Sicherheitskonzepts	144
A.2 Flußdiagramm des Programms	146
A.3 Beteiligte am Projekt Talsperrensicherheit (BMFT)	151

Literaturverzeichnis

ADIKARI, G.S.N./CUMMINS, P.J. (1985).

An Effective Stress Slope Stability Analysis Method for Dams. Proc. of the 11th ICSMFE. San Francisco, 2, 713-718.

ALBER, D. (1987).

Ein stochastisches Bodenmodell für geotechnische Aufgaben. Prüfamts für Grundbau u. Felsmechanik der TU München: Schriftenreihe Heft 8.

ALBER, D./FLOSS R.(1983).

Stochastische Verfahren zur Schätzung von Bodenkennwerten. Lehrstuhl u. Prüfamts für Grundbau u. Felsmechanik der TU München: Schriftenreihe Heft 2, 9-29.

ALONSO, E.E. (1976).

Risk Analysis of Slopes and its Application to Slopes in Canadian Sensitive Clays. Géotechnique 26, 453-472.

BATHE, K.-J. (1986).

Finite-Elemente-Methoden. Matrizen und lineare Algebra, die Methode der finiten Elemente, Lösung von Gleichgewichtsbedingungen und Bewegungsgleichungen. Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg, New York, Toronto.

BAUER, M./OCHMANN, H. (1987).

KOM. Beschreibung des Programmsystems Kinematische-Elemente-Methode. Eingabe und Anwendungsmöglichkeiten. Institut für Geotechnik Stuttgart (unveröffentlicht).

BAUMANN, J./OCHMANN, H. (1986).

Erdstatische Sicherheitsbewertung von Erddämmen und Speicherbecken. Vorträge Baugrundtagung Nürnberg. DGEg, 261-273.

BERGLER, U. (1987).

Diplomarbeit Nr. 197. Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Universität Stuttgart.

BERNER, U. (1985).

Diplomarbeit Nr. 182. Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Universität Stuttgart.

BISHOP, A.W. (1955).

The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Earth Slopes. Géotechnique 7, 7-17.

BOROWICKA, H. (1970).

Ein statisch einwandfreies Verfahren zur Ermittlung der Standsicherheit einer Böschung. Bauingenieur 45, 307-313.

BOX, M.J. (1965).

A New Method of Constrained Optimization and a Comparison with Other Methods. Comp. J. 8, 42-52.

BREINLINGER, F./OCHMANN, H./SCHAD, H. (1985/1986).

Fesoil: Programm-, Eingabe- und Auswertungs-Update. Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Universität Stuttgart (unveröffentlicht).

BREINLINGER, F./MARECZEK, G./SCHAD, H. (1987).

FANLD. Finite-Elemente-Programm. Programm und Eingabebeschreibung. Institut für Geotechnik Stuttgart (unveröffentlicht).

BREITSCHAFT, G./HANISCH, J. (1978).

Neues Sicherheitskonzept im Bauwesen aufgrund wahrscheinlichkeitstheoretischer Überlegungen. Folgerungen für den Grundbau unter Einbeziehung der Probenentnahme und der Versuchswertung. Baugrundtagung Berlin. DGEg, 659-694.

BRETH, H. (1956).

Einige Bemerkungen über die Standsicherheit von Dämmen und Böschungen. Bau-technik 33, 9-12.

BROWN, C.B./KING, I.P. (1966).

Automatic Embankment Analysis. Géotechnique 16, 209-219.

CLOUGH, G.W. (1974).

User's Guide. Program Soil Structure. A Finite Element Program for Simulation of Soil-Structure Interaction, Excavation and Embankment Construction and Dewatering. Duke University, Durham, North Carolina (unveröffentlicht).

DAVIDON, W.C./NAZARETH, L. (1977).

OCOPTER - A Derivative Free Implementation of Davidon's Optimally Cond. Method. Argonne National Lab., Ill (USA).

DU THINH, K. (1976).

Standsicherheitsberechnungen von Böschungen: Programmdokumentation. Mitteilungen Baugrundinstitut Stuttgart, Heft 26.

DUNCAN, J.M./CHANG, C.Y. (1970).

Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils. Journal SMF Div. 96, ASCE, 1629-1653.

EIGENBERGER, K (1972).

Kritische Betrachtung und Verbesserungsvorschläge zur Berechnung der Standsicherheit von Böschungen, Teil 1 und Teil 2. Mitteilungen des Institutes für Bodenmechanik, Felsmechanik und Grundbau der Technischen Hochschule Graz.

FELLENIUS, W. (1927).

Erdstatische Berechnungen mit Reibung und Kohäsion (Adhäsion) und unter der Annahme kreiszylindrischer Gleitflächen. Verlag Ernst und Sohn, Berlin.

FIESSLER, B. (1979).

Das Programmsystem FORM zur Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit von Komponenten von Tragsystemen. Sonderforschungsbereich 96, LKI Technische Universität München: Berichte zur Zuverlässigkeitstheorie der Bauwerke, Heft 43.

FOERSTER, W./GEORGI, P. (1981).

Application of a Stress-Strain-Time Relation. 10th ICSMFE, Stockholm, 3, 405-408.

FREDLUND, D.G./KRAHN, J. (1977).

Comparison of Slope Stability Methods of Analysis. Canadian Geotech. J. 17, 429-439.

FRÖHLICH, O.K. (1950).

Sicherheit gegen Rutschung einer Erdmasse auf kreiszylindrischer Gleitfläche mit Berücksichtigung der Spannungsverteilung in dieser Fläche. Federhofer-Girkmann-Gedenkschrift, Wien, 181.

FRYER, M.J./GREENMAN, J.V. (1987).

Optimisation Theory. Applications in OR and Economics. Edward Arnold Ltd., London.

GOLDSCHIEDER, M./GUDEHUS, G. (1974).

Verbesserte Standsicherheitsnachweise. Vorträge Baugrundtagung Frankfurt. DGEG, 99-118.

GOLDSCHIEDER, M. (1979).

Standsicherheitsnachweise für Stützbauwerke im Baugrund. Arbeitsunterlagen zur Vortragsveranstaltung Nr. V-6-512-04-9, Haus der Technik Essen.

GRECO, V.R./GULLA, G. (1985).

Slip Surface in Slope Stability Analysis. Riv. Ital. Geotechnik 19 No.4.

GUDEHUS, G. (1970).

Ein statisch und kinematisch korrekter Standsicherheitsnachweis für Böschungen. Vorträge Baugrundtagung . DGEG, 296-307.

GUDEHUS, G. (1987).

Sicherheitsnachweise für Grundbauwerke. Geotechnik 1, 4-34.

GUSSMANN, P. (1978).

Das allgemeine Lamellenverfahren unter besonderer Berücksichtigung von äußeren Kräften. Geotechnik 1, 68-74.

GUSSMANN, P. (1980).

Vorlesungsmanuskript Bodenmechanik. Baugrundinstitut Stuttgart (unveröffentlicht).

GUSSMANN, P. (1982a).

Kinematical Elements for Soil and Rocks. Proc. 4th Intern. Conf. Numerical Methods Geomechanics. Edmonton, Canada, 73-53.

GUSSMANN, P. (1982b).

Application of the Kinematical Element Method to Collapse Problems of Earth Structures, IUTAM Conf. Deform. Failure Granular Materials, Delft, 545-550.

GUSSMANN, P. (1986).

Die Methode der Kinematischen Elemente. Mitteilungen Baugrundinstitut Stuttgart, Heft 26.

GUSSMANN, P. (1987).

Böschungsgleichgewicht im Lockergestein. Grundbau-Taschenbuch, Teil 3. Ernst & Sohn, Berlin, 47-70.

GUSSMANN, P./OCHMANN H. (1985).

Probabilistic Theory and Kinematical Element Method. 11th ICSMFE, San Francisco, 2, 825-829.

HARR (1966).

Foundations of theoretical Soil Mechanics. McGraw-Hill, New York.

HASEGAWA, T. (1979).

A Method of Slope Stability Analysis and Design of Slope by linear Predictor. Proc. 3rd Intern. Conf. Numerical Methods Geomechanics, Aachen, 759-767.

HASHOFER, A.M./LIND, N.C. (1974).

An Exact and Invariant Second-Moment Code Format. Journal Engineering Mechanics Div., 100, 111-121.

HEROLD, B. (1984).

Diplomarbeit Nr. 166. Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Universität Stuttgart.

HOSSER, D./RISSLER, P./IDEL, K.H. (1983).

Sicherheitsstudie auf probabilistischer Grundlage für zwei ausgewählte Staudämme (Vorstudie). Studie im Auftrag des Bundesministeriums für Forschung und Technologie.

IZBICKI, R.J./GIERWIELANIEC, J. (1985).

Landslide due to Unloading of the Hill. 11th ICSMFE, San Francisco, 4, 2331-2334.

JANBU, N. (1954).

Application of Composite Slip Surface for Stability Analysis. Proc. of the Europ. Con. Stability Earth Slopes, Stockholm, 43-49.

KAPPLER, H./MELZER, H.-J. (1978).

Statistische Methoden und ihre Anwendung im Ingenieurbau, Teil I: Grundlagen; Teil II: Anwendungen. Sonderforschungsbereich 96, LKI Technische Universität München: Berichte zur Zuverlässigkeitstheorie der Bauwerke, Heft 26, Heft 27.

KOLB, H. (1987).

Ermittlung der Sohlreibung von Gründungskörpern unter horizontalem kinematischen Zwang. Mitteilungen Institut für Geotechnik Stuttgart, Heft 28.

KREY, H.D. (1926).

Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes. Verlag Ernst und Sohn, Berlin.

KUHLWAY, F.H./DUNCAN, J.M. (1973).

Stresses and Movements in Oroville Dam. Journal SMF Div. ASCE 98, 495-508.

KÜNZI, H.P./KRELLE W./RANDOW, v., R. (1979).

Nichtlineare Programmierung. Springer Verlag, Berlin, Heidelberg, New York.

LO, K.Y./LEE, C.F. (1973).

Stress Analysis and Slope Stability in Strain-Softening Materials. Géotechnique 23, 1-11.

MATT, v., U. (1976).

Aktuelle Berechnungsmethoden in der Praxis des Grundbaus. Mitteilungen d. Schweizerischen Ges. für Boden- und Felsmechanik No. 94, 12-18.

MORGENSTERN, N.R./PRICE, V.E. (1965).

The Analysis of the Stability of general Slip Surfaces. Géotechnique 15, 79-93.

MÜLLER, J. (1987).

Diplomarbeit Nr. 198. Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Universität Stuttgart.

NELDER, J.A./MEAD, R. (1985).

A Simplex Method for Function Minimization. The Computer Journal 7, 308-313.

NGUYEN, V.K. (1985).

New Applications of Classical Numerical Techniques in Slope Analysis. 5th Int. Conf. Num. Meth. in Geomech., Nagoya, 949-957.

NONVEILLER, E. (1965).

The Stability Analysis of Slopes with a Slip Surface of General Shape. 5th Int. Conf. Num. Meth. in Geomech., Nagoya, 949-957.

PEE, de, J. (1986).

Vergelijking Berekeningsmethoden voor de Uitvoeringsstabiliteit van de als tweede opgetrede afschuiving nabij Wonbrugge. TH Delft, Afdeling der Civiele Techniek, Sectie Geotechniek Nr. 278.

PEINTINGER, B./RACKWITZ, R. (1980).

Numerical Uncertainty Analysis of Slopes. Sonderforschungsbereich 96, LKI Technische Universität München: Berichte zur Zuverlässigkeitstheorie der Bauwerke, Heft 52.

PEINTINGER, B. (1983).

Auswirkungen der räumlichen Streuung von Bodenkenwerten. Lehrstuhl u. Prüfamf für Grundbau u. Felsmechanik der TU München: Schriftenreihe, Heft 2, 31-44.

PENMAN, A.D.M. (1986).

On the Embankment Dam. Géotechnique 36, 303-348.

POTTHARST, R. (1977).

Zur Wahl eines einheitlichen Sicherheitskonzeptes für den Konstruktiven Ingenieurbau. Mitteilungen aus dem Institut für Massivbau der Technischen Hochschule Darmstadt, Heft 22.

PREGEL, O./KRISTÖFL, R./ZORZI, M. (1984).

Streifenverfahren für beliebig geformte und für kreiszylindrische Gleitflächen. Mitteilungen des Instituts für Geotechnik und Verkehrswesen, Universität für Bodenkultur Wien, Reihe Geotechnik, Heft 10.

RACKWITZ, R./PEINTINGER, B. (1981).

Ein wirklichkeitsnahes Bodenmodell mit unsicheren Parametern und Anwendung auf Stabilitätsuntersuchungen von Böschungen. Bauingenieur 56, 215-221.

RECHENBERG, I. (1973).

Evolutionsstrategie, Optimierung technischer Systeme nach Prinzipien der biologischen Evolution. Frommann-Holzboog Verlag, Stuttgart.

ROSENBLUETH, E. (1981).

Two-Point Estimates in Probabilities. Appl. Math. Modelling, 5, 329-335.

SCHULTZE, E. (1982).

Statistik von Bodeneigenschaften und Sicherheit von Bauwerken. Mededelingen van de Koninklijke Academie vor Wetenschappen, Letteren en Schone Kunsten van Belgie. 44, Nr.2.

SCHULTZE, E./POTTHARST, R. (1978).

Versagenswahrscheinlichkeit und Sicherheit von Flachgründungen als Grundlage für Bauvorschriften. Abschlußbericht des Instituts für Bautechnik Berlin, 3 Bände.

SCHWEFEL, H.P. (1977).

Numerische Optimierung von Computer-Modellen mittels der Evolutionsstrategie. Birkhäuser Verlag Basel, Stuttgart.

SMOLTCZYK, U. (1967).

Stress Computation in Soil Media. Journal SMF Div. ASCE 93, 101-124.

SMOLTCZYK, U./BAUMANN, J. (1985).

Geotechnische Empfehlungen für den Entwurf und Bau neuer Hochwasserrückhaltebecken sowie die Beurteilung der Sanierungsbedürftigkeit und Saninierung bestehender Hochwasserrückhaltebecken. Studie im Auftrag des Ministeriums für Ernährung, Landwirtschaft, Umwelt und Forsten Baden Württemberg.

SMOLTCZYK, U. (1987).

Zum Einfluß der Einbindetiefe auf den rechnerischen Nachweis der Tragfähigkeit von Einzelfundamenten. Geotechnik 10, 153-155.

SOKOLOVSKI, V.V. (1955).

Theorie der Plastizität. VEB Verlag Technik, Berlin.

SOOS, v. P. (1983).

Zur Ermittlung der Bodenkennwerte mit Berücksichtigung von Streuung und Korrelation. Lehrstuhl u. Prüfamf für Grundbau u. Felsmechanik der TU München: Schriftenreihe Heft 2, 9-29.

SPENCER, E. (1973).

Thrust Line Criterion in Embankment Stability Analysis. Géotechnique 23, 85-100.

STURM, U./MIKOTA, H. (1983).

Anwendung der statistischen Sicherheitstheorie am Beispiel der Grundbruchberechnung. Mitt. des Grundbauinst. Berlin, Heft. 13, 160-175.

TAN, C.P./DONALD, I.B. (1985).

Finite Element Calculations of Dam Stability. 11th ICSMFE, San Francisco, 4, 2041-2044.

TAYLOR, D.W. (1937).

Stability of Earth Slopes. Contributions to Soil Mechanics. Boston Soc. of Civ. Eng., Boston Massachusetts, 337-386.

TERMAAT, R.J./VERMEER, P.A./VERGEER, G.J.H. (1985).

Failure by Large Plastic Deformations. 11th ICSMFE, San Francisco, 4, 2045-2048.

VANMARCKE, E.M. (1977a).

Probabilistic Modelling of Soil Profiles. Journal GE Div. 103, 1227-1246.

VANMARCKE, E.M. (1977b).

Reliability of Earth Slopes. Journal GE Div. 103, 1247-1265.

VERMA, N.S., et al. (1984).

Behavior of the LG 4 Main Dam. Proc. 11th ICSMFE, San Francisco, 4, 2049-2054.

VOGT, N. (1977).

Fesoil: Programm-, Eingabe- und Auswertungsbeschreibung Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Universität Stuttgart, (unveröffentlicht).

VOLLENWEIDER, U.G. (1970).

Beitrag zur Behandlung bodenmechanischer Grenzwertprobleme nach der Plastizitätstheorie. Dissertation Nr. 4333, ETH Zürich.

WILLAND, E. (1987).

Diplomarbeit Nr. 199. Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Universität Stuttgart.

WOLDT, J. (1977).

Beiträge zur Standsicherheitsberechnung von Erddämmen. Schriftenreihe des Otto-Graf-Instituts, Universität Stuttgart, Heft 72.

WRIGHT, S.G./KUHLWAY, F.H./DUNCAN, J.M. (1973).

Accuracy of Equilibrium Slope Stability Analysis. Journal SMF Div. ASCE 99, 783-791.

Bezeichnungen

Themenbereich stochastisches Sicherheitskonzept

a	(°)	Richtungswinkel
F	(1)	Sicherheitswert
f	(1)	Verteilungsdichte
m	(kN; kNm)	Mittelwert
P	(1)	Bemessungspunkt (allgemein)
p_f	(1)	Operative Versagenswahrscheinlichkeit
R	(kN; kNm)	Widerstand als Zufallsvariable
r	(kN; kNm)	Widerstand als bestimmter Wert
S	(kN; kNm)	Einwirkung als Zufallsvariable
s	(kN; kNm)	Einwirkung als bestimmter Wert
u,u	(1)	Normierte Basisvariable
x,x	(zu defin.)	Basisvariablen
Z	(kN; kNm)	Systemzustand
*	(1)	Index: Bemessungspunkt
α	(1)	Wichtungsfaktor, Richtungs cosinus
β	(1)	Sicherheitsindex
γ	(1)	Teilsicherheitsbeiwert
σ, σ	(kN; kNm)	Standardabweichung
Φ	(1)	Integral der Verteilungsdichte

Themenbereich Kinematische-Elemente-Methode (KEM)

A	(m ²)	Elementfläche
a	(1)	Index: aufgebrachte Verschiebung
b	(m)	Breite des die Verschiebung auslösenden Elements
C	(kN/m)	Kohäsionskraft
c	(kN/m ²)	Kohäsion
c,d,e,f	(1)	Allgemeine Elementbezeichnungen
D	(1)	Allgemeine Bezeichnung eines "Durchstoßpunkts"
F	(kN/m)	Resultierende (bekannte) Lasten eines Elements
F	(1)	Sicherheitswert
F_0	(1)	Startwert der Sicherheitsiteration (Sicherheitswert)
f(x)	(zu defin.)	Allgemeine Zielfunktion KEM
f(x*)	(zu defin.)	Extremum der Zielfunktion KEM
G	(kN/m)	Gewicht eines Elements
K	(1)	Koeffizientenmatrix
l	(m)	Kantenlänge
n	(1)	Anzahl der Elemente
nd, nf	(1)	Kanten mit aufgebrachter Verschiebung
N	(kN/m)	Normalkomponente der Gesamterresultierenden S
N	(1)	Exponent der Barrierefunktion
N'	(kN/m)	Effektive Normalkraft in einer Kante
m	(1)	Anzahl der "unbekannten" Kanten
mob	(1)	Index: mobilisiert

P	(kN/m)	Äußere Lasten an einem Element
Q	(kN/m)	Unbekannte Resultierende einer Kante
R	(kN/m)	Reibungskraft in der Kante
R, R ₀	(kN/m)	Resultierende (zulässige) Belastung
S	(kN/m)	Gesamtresultierende der Kräfte einer Kante
s	(1)	Fugenindex
T	(kN/m)	Tangentialkomponente der Gesamtresultierenden S
U	(kN/m)	Wasserdruckkraft
u	(kN/m ²)	Wasserdruck
v	(m)	Relativverschiebung
x	(m)	Globale Koordinate; Richtungsindex
z	(m)	Globale Koordinate; Richtungsindex
O	(1)	Feste Erdscheibe
α	(°)	Neigungswinkel einer Elementkante
γ	(kN/m ³)	Wichte; Index r = gesättigt, f = feucht
δ	(1)	Richtungsvorzeichen
σ	(kN/m ²)	Normalspannung in der Elementkante
τ	(kN/m ²)	Scherspannung in der Elementkante
φ	(°)	Reibungswinkel

Themenbereich DIN 4084

b	(m)	Lamellenbreite
c	(kN/m ²)	Kohäsion
G	(kN/m)	Lamellengewicht
H	(m)	Böschungshöhe
M	(kNm)	Momente, die nicht in G berücksichtigt sind
M _s	(kNm)	Momente aus zusätzlichen Schnittkräften
r	(m)	Bruchkreisradius
T	(kN/m)	Widerstehende Tangentialkraft in einer Lamellenfuge
u	(kN/m ²)	Porenwasserdruck in einer Lamellenfuge
η	(1)	Sicherheitswert
θ	(°)	Neigungswinkel der Lamelle
φ	(°)	Reibungswinkel in einer Lamellenfuge

Themenbereich Finite-Elemente-Methode (FEM)

c	(kN/m)	Kohäsion
E _t	(kN/m ²)	Elastizitätsmodul nach DUNCAN/CHANG
F _{FEM,i}	(1)	Sicherheitswert nach FEM-Modell i
FE	(1)	Index: aus Finite-Elemente-Berechnung stammend
FEM,i	(1)	Modellbezeichnungen
K _{DC} , $\bar{K}$	(1)	Parameter des Stoffgesetzes nach DUNCAN/CHANG
l	(m)	Länge einer "Prüfgleitfuge"
N	(1)	Abminderungsfaktor
n _{DC} , $\bar{n}$	(1)	Exponent im Stoffgesetz nach DUNCAN/CHANG

p_a	(kN/m ²)	Atmosphärischer Luftdruck
R_f	(1)	Parameter des Stoffgesetzes nach DUNCAN/CHANG
s	(1)	Ausnutzungsgrad
V	(m)	Knotenverschiebung
$\ V\ _2$	(m)	Verschiebungsnorm
x, y	(1)	Globale Koordinaten; Index: Richtungsindex
$\mathbf{1}$	(1)	Einheitsmatrix
γ	(kN/m ³)	Wichte
θ	(°)	Richtungswinkel einer Prüfgleitfuge
v, v_t	(1)	Querdehnzahl
σ_{FE}	(kN/m ²)	Normalspannung
σ_1, σ_3	(kN/m ²)	Hauptspannungen
τ	(kN/m ²)	Schubspannung
φ	(°)	Reibungswinkel

Themenbereich Optimierung

D	(1)	Korrekturmatrix
F	(1)	Sicherheitswert
f	(zu defin.)	Zielfunktion der Optimierung
g	(1)	Gradientenvektor
$g(x)$	(1)	Partielle Ableitung
H	(1)	Hessematrix
M	(1)	Näherung der inversen Hessematrix
n	(1)	Anzahl der Simplex- bzw. Complexpunkte
v	(1)	Suchrichtung
x	(zu defin.)	Parametervektor
$\mathbf{1}$	(1)	Einheitsmatrix
λ	(1)	Anzahl der Nachkommen
λ	(1)	Schrittweitenfaktor der Extrapolation
μ	(1)	Anzahl der Eltern

1. Überblick und Ziel der Arbeit

Das Versagen von Böschungen entlang gekrümmter oder polygonartiger Gleitfugen wird als Böschungsbruch bezeichnet. Um eine standsichere Böschung nachzuweisen, werden entlang angenommener Bruchfugenverläufe im allgemeinen ebene statische Gleichgewichtsuntersuchungen durchgeführt. Bei diesen Berechnungen werden in Laborversuchen, im Gelände oder anhand von Erfahrungswerten festgelegte Bodenparameter verwendet.

Als Sicherheitsdefinition wird in der Regel das Verhältnis von maximal verfügbarer Scherfestigkeit zur für das Gleichgewicht erforderlichen Scherfestigkeit verwendet, in der Bodenmechanik auch als Fellenius-Regel bezeichnet (nach FELLENIUS (1927)).

Ziel dieser Untersuchungen ist es, die Bruchgeometrie mit dem minimalen Sicherheitswert bei freier Variation zu ermitteln. Dieser Wert soll vorgegebene Schranken nicht unterschreiten.

Für Nachweise mit vorgegebener Gleitfuge sind eine große Anzahl von Berechnungsverfahren entwickelt worden. In der Bemessungspraxis haben sich jedoch nur wenige Verfahren eingebürgert.

Unabhängig von den Merkmalen der einzelnen Verfahren haben sich in Deutschland die Verfahren nach KREY/BISHOP für kreisförmige Bruchfugen und nach JANBU für böschungsparelle Bruchfugen durchgesetzt. Sie sind neben dem lamellenfreien Verfahren nach FRÖHLICH in DIN 4084 genormt.

In den vergangenen Jahren wurden statisch korrekte Verfahren entwickelt, die sich in der Nachweispraxis bislang aber noch nicht durchgesetzt haben.

Die Verfahren nach DIN 4084 werden auch bei nicht zutreffenden Randbedingungen angewendet. Für die Ermittlung des Sicherheitswerts kreisförmiger Bruchkörper durch dünne Schichten, wird die Schichtmächtigkeit vereinfachend vergrößert. Das Verfahren nach JANBU (DIN 4084) wird, obwohl es nur für böschungsparelle Gleitkörper akzeptable Ergebnisse liefert, häufig auch für beliebige Bruchfugenverläufe angewendet. Der bei diesen Nachweisen begangene Fehler läßt sich nicht sicher einschätzen.

Die globale "Sicherheit" einer Böschung wird mit dem Sicherheitswert F beschrieben, der mit festen (deterministischen) Eingangsgrößen berechnet wird. Inzwischen liegt aber seit 1981 mit den "Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen" ein einheitliches und allgemeines Sicherheitskonzept vor. Zum Maß der "Sicherheit" eines Systems wird die Versagenswahrscheinlichkeit, die mit Hilfe eines einheitlichen Berechnungsverfahrens ermittelt wird.

In dieses neue Konzept sind die bislang gebräuchlichen und neue Berechnungsmethoden einzubringen. Insbesondere muß eine Aussage zur "stochastischen Modellgenauigkeit" der eingesetzten Böschungsbeschreibungen gemacht werden.

Ziele dieser Arbeit sind:

Ein neues Berechnungsverfahren, die Kinematische-Elemente-Methode, den in der Praxis verwendeten Nachweisverfahren für Böschungen nach DIN 4084 (KREY/BISHOP und JANBU) gegenüberzustellen. Diese Bewertung wird zu einer Empfehlung für eine vorteilhafte Anwendung der Kinematischen-Elemente-Methode bei Böschungsnachweisen führen.

Anschließend wird mit Hilfe eines Finite-Elemente-Modells eine vergleichende Aussage zur stochastischen Modellgenauigkeit der eingesetzten Verfahren gemacht werden. In diesem Modell wird ein globaler Sicherheitswert durch anwachsende Knotenverschiebungen infolge Mobilisierung festgelegt. Damit wird nachgewiesen, daß, bei Wahl des für die Randbedingungen passenden Berechnungsmodells, die Sicherheitswerte quantitativ vergleichbare Ergebnisse darstellen.

Abschließend werden die Verfahren nach DIN 4084 und die Kinematische-Elemente-Methode in das stochastische Sicherheitskonzept als Modellbeschreibung für Böschungen eingeführt. Für die Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit wird eine geeignete Arbeitsstrategie entwickelt, die es erlaubt, den Böschungsnachweis mit dem geeignetsten und praktikabelsten Verfahren durchzuführen. Dieses Arbeitskonzept wird einerseits für den deterministischen Einsatz der einzelnen Verfahren geeignet sein und andererseits den Mehraufwand im neuen Sicherheitskonzept minimieren.

2. Stand der Technik

2.1 Probabilistik und Statistik im Grundbau

In einer Anfangsphase wurden umfangreiche Untersuchungen über die Streuung von Bodenkennwerten durchgeführt (Zusammenstellung z.B. in SCHULTZE, E. (1982)). Damit liegen für einige Böden und Bodeneigenschaften statistische Aussagen wie Verteilungstyp, Mittelwert und Varianz vor. Zugleich wurde versucht, mit Hilfe einfach zu ermittelnder Laborwerte und Regressionsbeziehungen auf labortechnisch aufwendig zu bestimmende Größen zu schließen (SOOS (1983)). Diese Arbeiten hatten zum Ziel z.B. Laborauswertungen und Baustellenkontrollen zu vereinfachen.

Später wurde die räumliche Streuung von Bodenvariablen mit Autokorrelationsfunktionen erfaßt. Während die ersten Arbeiten zu diesen Themen mit Rücksicht auf die numerische Handhabbarkeit noch geschlossen integrierbare Funktionen wählten, stellt die Arbeit von ALBER (1987) ein wirklichkeitsnahes stochastisches Bodenmodell in den Vordergrund und bringt dazu einige Beispiele. Dieser Ansatz führt zu einer Reduktion der Streuung entlang von Bruchfugen infolge Mittelung der Bodeneigenschaften. Die Versagenswahrscheinlichkeit wird damit durch die Unsicherheit der Mittelwerte bestimmt und nicht mehr durch die der Einzelwerte.

Das Hauptaugenmerk der neueren Entwicklungen richtet sich auf die naturgemäß schwierig zu ermittelnden Bodeneigenschaften. Es werden Möglichkeiten zur Verfügung gestellt, die Verteilungsdichten der Bodeneigenschaften, ausgehend von Schätzwerten über Erfahrungswerte und einige Laborversuche, mit stochastischen Methoden abzusichern (z. B. ALBER/FLOSS (1983)).

Zusammenfassend ist jedoch zu sagen, daß nach wie vor die Festlegung der statistischen Kenngrößen von Bodeneigenschaften eines großen Untersuchungsaufwands bedarf.

2.2 Nachweisverfahren für Böschungen

Eine Zusammenstellung der wichtigsten Eigenschaften verschiedener Nachweisverfahren findet sich bei EIGENBERGER (1972), WOLDT (1977) und GUSSMANN (1987). Deshalb wird auf eine ausführliche Ableitung der verschiedenen Berechnungsverfahren im Rahmen dieser Arbeit verzichtet.

2.2.1 Statische Verfahren

Diese Lösungsansätze gehen von einem vollplastischen Zustand des Böschungskörpers aus. Mit Hilfe der Gleichgewichtsbedingungen und einer Bruchbedingung werden Differenzialgleichungen für den ebenen Spannungszustand aufgestellt. Die Charakteristiken stellen die Gleitlinien dar, entlang denen der Boden versagt (SOKOLOVSKI (1955)). Diese Lösung ist hauptsächlich für homogene Böschungen geeignet. HARR (1966) stellte einige Tabellen zu diesen Lösungsansätzen zusammen.

In der vorliegenden Arbeit wird diese Möglichkeit, Böschungen zu untersuchen, nicht weiter verfolgt.

2.2.2 Kinematische Verfahren

Diese Lösungen liefern als obere Schranken-Lösungen auf der unsicheren Seite liegende Sicherheitswerte (VOLLENWEIDER (1970)). Nur mit Hilfe einer ausreichenden Variation der Bruchkörpergeometrie kann eine akzeptable Aussage zur Standsicherheit einer Böschung getroffen werden.

Lamellenfreie Verfahren

Den lamellenfreien Verfahren liegt ein als Monolith abgleitender Bruchkörper zugrunde. Sie werden in dieser Arbeit nicht näher untersucht. Der Vollständigkeit halber wird hier das Verfahren nach FRÖHLICH (1950) genannt. Unter Annahme einer stetigen Normalspannungsverteilung in der kreisförmigen Gleitfuge wird in diesem Verfahren das globale Kräfte- und Momentengleichgewicht erfüllt. BOROWICKA (1970) erweiterte dieses Verfahren für kohäsive Böden. Diese grafischen Verfahren haben den Vorteil der großen Übersichtlichkeit, sind jedoch nur für homogene Böden anwendbar.

Lamellenverfahren

Angeregt durch erste Untersuchungen von kreisförmigen Bruchkörpern in Schweden, entwickelte KREY (1926) ein rechnerisches Lamellenverfahren. Aus dem gleichen Jahr stammt ein von FELLENIUS vorgeschlagenes Verfahren. TAYLOR (1937) stellte ein auch für beliebige Bruchflächen geeignetes Berechnungsverfahren vor.

BISHOP (1954) leitete ein Berechnungsverfahren für kreisförmige Bruchkörper ab, das von NONVEILLER (1965) für beliebige Bruchfugenverläufe erweitert wurde. BRETH (1956) vereinfachte das Verfahren nach BISHOP derart, daß die Iteration nach dem implizit enthaltenen Sicherheitswert entfällt.

Die Verfahren von SPENCER (1973) und MORGENSTERN/PRICE (1967) können für beliebige Bruchfugenverläufe eingesetzt werden und erfüllen alle Gleichgewichtsbedingungen sowohl an der einzelnen Lamelle als auch am gesamten Bruchkörper. Gleiches gilt für ein von WOLDT (1977) abgeleitetes Verfahren, das einen Sonderfall des Verfahrens von MORGENSTERN/PRICE darstellt. GUSSMANN (1978) schlug ein "allgemeines Lamellenverfahren unter besonderer Berücksichtigung von äußeren Kräften" vor, das ebenfalls alle Gleichgewichtsbedingungen erfüllt.

Die wesentlichen Grundlagen der heute überwiegend angewendeten rechnerischen Näherungsverfahren stammen von KREY, BISHOP sowie von JANBU. Die weiteren Entwicklungen erfassen die Gleichgewichtsbedingungen korrekt bzw. ermöglichen den Standsicherheitsnachweis für beliebige Bruchfugenverläufe. Sie unterscheiden sich hauptsächlich in der Berücksichtigung der Lamellenseitenkräfte. Durch den erhöhten Aufwand haben sie sich in der täglichen Ingenieurpraxis Deutschlands nicht durchgesetzt.

Bruchkörper-Verfahren

Bei diesen Verfahren wird der zu untersuchende Bruchkörper mit beliebigen Teilbruchkörpern diskretisiert. Im Gegensatz zu den statischen Verfahren wird mit der Verschiebungsrichtung der Teilbruchkörper die Orientierung der an den Bruchkörpern angreifenden Scherkräfte festgelegt.

Einfache Mechanismen dieser Art wurden bereits früh in der Bodenmechanik verwendet. KREY (1926) setzte z.B. einen Zwei-Körper-Mechanismus zur Ermittlung von Erddrücken ein.

GUDEHUS (1970) stellte einen Drei-Körper-Mechanismus für Böschungen dar. Die Verschiebungen wurden grafisch ermittelt. Als Sicherheitsdefinition wurde das Verhältnis der dissipierten zur äußeren Arbeit verwendet.

GOLDSCHIEDER/GUDEHUS (1974) verfeinerten die Behandlung kinematisch möglicher Bruchmechanismen und stellten eine Anzahl von Beispielen vor. GOLDSCHIEDER (1979) untersuchte an einem vorgegebenen Mechanismus die möglichen "Bruchursachen" und ihren Einfluß auf den zugehörigen Sicherheitswert. Das Verfahren basiert auf einer grafischen Lösung von Statik und Kinematik.

Ein eigenes allgemeines Verfahren zur Behandlung von Starrkörpermechanismen stellte GUSSMANN (1982a;b, 1986) mit der Kinematische-Elemente-Methode vor. Er entwickelt einen analytischen Algorithmus, der wegen seiner formalen Ähnlichkeit mit der Finite-Elemente-Methode besonders computergerecht ist. Damit kann die Variation der Bruchmechanismen mit vertretbarem Aufwand durchgeführt werden. Die Berechnung der Kinematik und Statik des Bruchkörpersystems ist korrekt und erfolgt ohne zusätzliche Annahmen.

In der Literatur finden sich Parallelentwicklungen, die anscheinend ohne Kenntnis der vorstehend zitierten Arbeiten von GUDEHUS/GOLDSCHIEDER und GUSSMANN durchgeführt wurden (ISBICKI (1981) und NGUYEN (1985)).

2.2.3 Finite-Elemente-Methode (FEM)

Die Finite-Elemente-Methode stellt eine Möglichkeit dar, die Standsicherheit von Böschungen und Geländesprüngen zu untersuchen.

In der Regel wird für den Boden ein nichtlineares Materialverhalten angenommen. Der Sicherheitsbetrachtung werden ermittelte Spannungen, Verschiebungen oder aus diesen Größen abgeleitete Werte zugrunde gelegt.

BROWN/KING (1966) ermittelten für homogene Böschungen mögliche Gleitfugen mit Hilfe der Spannungsergebnisse von linear elastischen FEM-Berechnungen. KULHAWY/DUNCAN (1972) erstellten mit dem nichtlinearen Stoffgesetz nach DUNCAN/CHANG (1970) eine reine Setzungsprognose für den 240 m hohen Oroville-Damm. Diese Untersuchung stellt einen wichtigen Beitrag für die Anwendung nichtlinearer Spannungs-Dehnungsbeziehungen im Bereich des Grundbaus dar. Sicherheitsbetrachtungen für eine durch Aushub entstandene Böschung mit der FEM und einer nichtlinearen Spannungs-Dehnungsbeziehung wurden von LO/LEE (1973) durchgeführt.

WRIGHT/KUHLWAY/DUNCAN (1973) verglichen Böschungsstandsicherheiten nach der Finite-Elemente-Methode mit denen von Lamellverfahren. HASEGAWA (1979) verwendete Spannungsverteilungen linear elastischer FEM-Berechnungen für eine iterative Gleitflächenbestimmung durch den Böschungskörper. FOERSTER /GEORGI (1981) untersuchten ein zeitabhängiges Versagen basierend auf Spannungsberechnungen nach der FEM. ADIKARI/CUMMINS (1985) und TAN/DONALD (1985) verglichen verschiedene Sicherheitsdefinitionen nach der FEM mit dem Sicherheitswert des Lamellenverfahrens nach BISHOP. In beiden Arbeiten wurde in den FEM-Berechnungen die nicht-lineare Spannungs-Dehnungsbeziehung nach DUNCAN/CHANG (1970) verwendet. TERMAAT/VERMEER/VERGEER (1985) und PEE (1986) untersuchten das Versagen eines Polderdeiches mit der FEM und einem elasto-plastischen Materialverhalten.

Aus heutiger Sicht stellen nur die neueren Arbeiten brauchbare Beschreibungen der Böschungsstandsicherheit dar. Nur sie verwenden zutreffende Materialbeschreibungen bzw. berücksichtigen das Spannungs-Verformungsverhalten im Bruchzustand für die Ermittlung eines Sicherheitswerts.

2.3 Böschungs- und Geländebruchuntersuchungen im stochastischen Sicherheitskonzept

Die aus der Literatur bekannten Untersuchungen des Böschungsbruches im stochastischen Sicherheitskonzept behandeln in der Regel "einfache" bodenmechanische Fragestellungen. Der Schwerpunkt dieser Untersuchungen liegt im Bereich der Entwicklung und Anwendung probabilistischer Modelle (VANMARCKE (1977); PEINTINGER/RACKWITZ (1980); RACKWITZ/PEINTINGER (1981); PEINTINGER (1983)). Die zitierten Arbeiten beschäftigen sich überwiegend mit der Wahl und dem Einsatz einer Autokorrelationsfunktion und dem damit verbundenen stochastischen Bodenmodell. Die Anwendungsfälle konzentrieren sich auf homogene Böschungsbeispiele.

3. Das stochastische Sicherheitskonzept

3.1 Allgemeines zum stochastischen Sicherheitskonzept

Ein entscheidender Impuls für die Einführung der neuen Sicherheitsbetrachtungen geht von den "Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen", erarbeitet vom NABau-Ausschuß Sicherheit von Bauwerken, aus. Diese Festlegung bietet ein baustoff- und bauartunabhängiges Sicherheitskonzept, das als Empfehlung für die Normenausschüsse zu einer weiteren Vereinheitlichung der Grundlagen führen soll.

Zum Maß für die Zuverlässigkeit eines Bauwerks wird die Versagenswahrscheinlichkeit. Die Grundlagen orientieren sich an "pragmatischen" Lösungen. Sie führen im Gegensatz zu den möglichen Lösungen im Bereich der probabilistischen Betrachtungsweise zu vergleichsweise einfachen Lösungsansätzen. Sie lassen jedoch auch die Anwendung umfassenderer Nachweise zu.

3.2 Grundlagen des stochastischen Sicherheitskonzepts

Bislang werden Belastungen und Materialeigenschaften nach geltenden Normen, Laboruntersuchungen oder Erfahrungswerten, eventuell mit Sicherheitszu- und abschlägen versehen, in Berechnungsnachweise eingebracht. Sie werden als feste Größen betrachtet, deren Wirkung auf den Sicherheitswert mit Hilfe einer Parametervariation überprüft wird.

Das stochastische Sicherheitskonzept löst sich von diesen deterministischen Größen und betrachtet alle wesentlichen Eingangsgrößen als statistisch verteilt. Die als Basisvariablen bezeichneten Größen werden durch ihren Verteilungstyp und dessen Parameter beschrieben.

Im Bereich des Grundbaus kommen als Basisvariable vor: Lasten, Scherparameter des Bodens, Ankerkräfte und Wasserspiegelhöhen. Die Dichte des Bodens kann in der Regel weiterhin als deterministisch betrachtet werden, da ihre Streuung gering ist.

Die probabilistische Bemessung kann prinzipiell auf drei verschiedenen Niveaus durchgeführt werden:

Stufe I:

Die Bemessung wird mit Teilsicherheitsbeiwerten durchgeführt. Einwirkungen werden erhöht und Widerstände erniedrigt. Die Teilsicherheitsbeiwerte werden mit Grundsatzuntersuchungen nach Stufe II festgelegt.

Stufe II:

Diesem Niveau liegt die Formulierung von HASHOFER/LIND (1974) zugrunde, die mit einer iterativen, die Grenzustandsbedingung linearisierenden Berechnung die Versagenswahrscheinlichkeit über einen Sicherheitsindex β ermittelt.

Stufe III:

Lösungen nach Stufe III liefern die exakte Lösung des Versagensintegrals.

Die Reihenfolge der Numerierung dokumentiert den Aufwand der Lösung. Die Verwendung von Teilsicherheitsbeiwerten wird für die Praxis angestrebt. Die Lösung nach Stufe II soll eher grundlegenden Untersuchungen dienen (z.B. zum Festlegen von Teilsicherheitsbeiwerten). Die exakte Lösung nach Stufe III dient der exemplarischen Überprüfung von Stufe II.

In den Grundlagen werden Angaben zur Anwendung von Stufe I und II gemacht. Es werden Teilsicherheitsbeiwerte und auf die Bedeutung von Bauwerken abgestimmte einzuhaltende operative Versagenswahrscheinlichkeiten p_f , geordnet nach Sicherheitsklassen (diese berücksichtigen die Folgen eines Versagens), vorgeschlagen. Die der Nachweispraxis gerechten und anhand von stochastischen Überlegungen festgelegten Teilsicherheitsbeiwerte stellen sicher, daß die geforderten Versagenswahrscheinlichkeiten eines Nachweises nach Stufe II eingehalten werden.

	Sicherheitsklasse		
	1	2	3
Grenzzustand der Gebrauchsfähigkeit. (Rißbildung, Schwingungsempfindlichkeit)	$\beta = 2.0$ $p_f = 10^{-2}$	$\beta = 2.5$ $p_f = 5 \cdot 10^{-3}$	$\beta = 3.0$ $p_f = 10^{-3}$
Grenzzustand der Tragfähigkeit (Kollaps, Bruch, Gleiten, Instabilität)	$\beta = 4.2$ $p_f = 10^{-5}$	$\beta = 4.7$ $p_f = 10^{-6}$	$\beta = 5.2$ $p_f = 10^{-7}$

Tabelle 3.1 Operative Versagenswahrscheinlichkeit p_f und zugehöriger Sicherheitsindex β

Auch in diesem Konzept sind Bauwerke so zu bemessen, daß sie gegenüber dem Erreichen der Tragfähigkeit oder der Gebrauchsfähigkeit ausreichend sicher sind.

Dieser Grenzzustand eines Bauwerks ist dadurch definiert, daß der Widerstand R eines Bauwerks gleich der Einwirkung S ist:

$$R = S.$$

Es wird angestrebt, daß die Differenz der Zufallsvariablen R und S nur mit einer geringen (festzulegenden) Wahrscheinlichkeit p_f gleich/kleiner 0 wird. Für den Systemzustand Z gilt demnach als Versagensbedingung:

$$Z = R - S \leq 0.$$

Detailliert bedeutet das:

$$Z = R - S < 0 \longrightarrow \text{Versagen}$$

$$Z = R - S = 0 \longrightarrow \text{Grenzzustand}$$

$$Z = R - S > 0 \longrightarrow \text{Überleben}$$

des Systems.

In der gemeinsamen Darstellung der Verteilungsdichten des Widerstands und der Einwirkung überlappen sich die Verteilungen (Bild 3.1). Es treten also zufällige Kombinationen auf, für die der Wert des Widerstands R kleiner ist als der der Einwirkung S . Die Eintrittswahrscheinlichkeit ist allerdings klein. Die Eintrittswahrscheinlichkeit der Kombinationen $R \leq S$ ist die Versagenswahrscheinlichkeit, die der Kombinationen $R > S$ ist die Überlebenswahrscheinlichkeit. Damit sind Maße für die Unsicherheit bzw. die Zuverlässigkeit eines Bauwerks definiert.

Für die wahrscheinlichste Kombination (r^* und s^* in Bild 3.1), die zum Versagen führt, ist das System folglich zu bemessen.

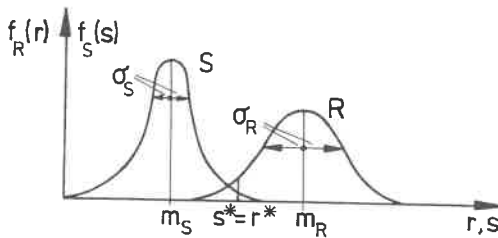


Bild 3.1 Gemeinsame Darstellung der Wahrscheinlichkeitsdichten des Widerstands und der Einwirkung

Da die Basisvariablen R und S als unabhängig und normalverteilt betrachtet werden, ergibt sich der Mittelwert der Resultierenden Z des Zustands des Systems zu:

$$m_Z = m_R - m_S$$

und die Varianz σ^2 bzw. die Standardabweichung zu

$$\sigma_Z^2 = \sigma_R^2 + \sigma_S^2$$

$$\sigma_Z = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}$$

Die Verteilungsdichte (Bild 3.2) für die Zustandsvariable Z liegt damit fest:

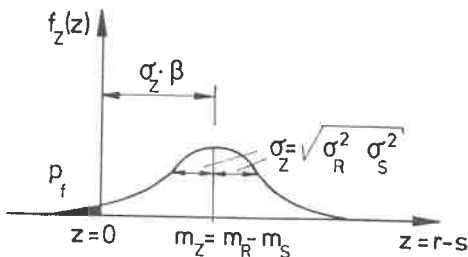


Bild 3.2 Verteilungsdichte der Zustandsvariablen Z

Die operative Versagenswahrscheinlichkeit ergibt sich aus der normierten Normalverteilung mit Hilfe der Verteilungsfunktion Φ zu:

$$p_f = \Phi\left(\frac{z-m}{\sigma_Z}\right).$$

Für $z = 0$ wird damit

$$p_f = \Phi\left(\frac{-m}{\sigma_Z}\right) = \Phi(-\beta).$$

β wird als Sicherheitsindex bezeichnet. Der Mittelwert des Widerstandes muß also um $\beta \cdot \sigma_Z$ über dem Mittelwert der Einwirkung liegen. Geometrisch interpretiert stellt β den Abstand der Grenzzustandsbedingung vom normierten Mittelwert des Systemzustands dar.

Die Werte r und s , die zu $Z = 0$ führen und am wahrscheinlichsten auftreten, definieren den sogenannten Bemessungspunkt Z^* , für den gilt:

$$Z^* = r^* - s^* = 0.$$

In der auf HASHOFER/LIND (1974) zurückgehenden Betrachtungsweise kann die Standsicherheit eines Systems als ein von zwei gleichzeitig auftretenden, unabhängigen Zufallsvariablen, dem Widerstand und der Einwirkung, abhängiges Experiment angesehen werden. Diesem Experiment kann eine zweidimensionale Verteilungsdichte $f_{R,S}(r,s)$ zugeordnet werden, deren Randverteilungen die Verteilungsdichten des Widerstands $f_R(r)$ und der Einwirkung $f_S(s)$ sind. Ein prinzipielles Beispiel für die nicht normierten Variablen des Widerstands und der Einwirkung ist in Bild 3.3 gegeben. Die Grenzzustandsbedingung $Z = R - S = 0$ unterteilt die zweidimensionale Verteilungsdichte $f_{R,S}(r,s)$ in einen Überlebens- und einen Versagensbereich.

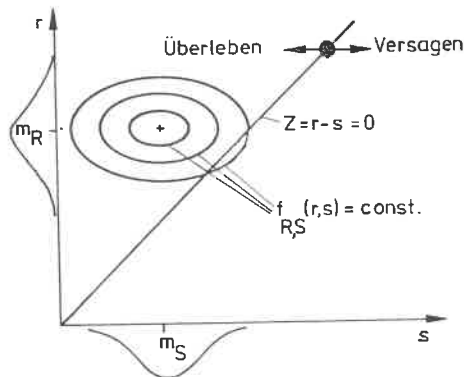


Bild 3.3 Zweidimensionale Verteilungsdichte mit Randverteilungen und Grenzzustandsbedingung

Die Versagenswahrscheinlichkeit ergibt sich aus der Integration über den Versagensbereich:

$$p_f = \iint_{r \leq s} f_{R,S}(r,s) dr ds = \iint_{r \leq s} f_R(r) * f_S(s) ds dr$$

Mit Hilfe einer Transformation werden der Widerstand und die Einwirkung zu standard-normalverteilten Variablen u_r und u_s . Die ebenfalls transformierte Grenzzustandsbedingung unterteilt die zweidimensionale Verteilungsdichte $f_{u_R, u_S}(u_r, u_s)$ wieder in den Überlebens- und Versagensbereich (Bild 3.4). Gleichzeitig ergibt sich ein neues Bezugssystem. Es gilt:

$$u_r = \frac{r - m_R}{\sigma_R}$$

$$u_s = \frac{s - m_S}{\sigma_S}$$

und für die Grenzzustandsbedingung

$$g(u_r, u_s) = u_r * \sigma_R - u_s * \sigma_S + m_R - m_S = 0$$

Die Versagenswahrscheinlichkeit ergibt sich zu:

$$p_f = \iint_{g(u_r, u_s) \leq 0} f_{u_R, u_S}(u_r, u_s) du_r du_s = \iint_{g(u_r, u_s) \leq 0} f_{u_R}(u_r) * f_{u_S}(u_s) du_r du_s$$

Wegen Punktsymmetrie der Dichteverteilung kann das Koordinatensystem so gedreht werden, daß eine Achse senkrecht auf der Grenzzustandsbedingung steht (Bild 3.4).

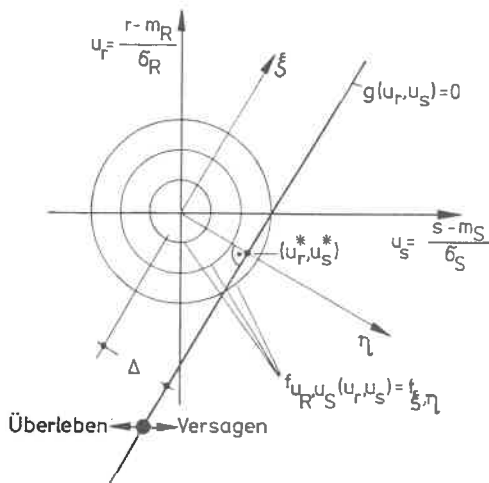


Bild 3.4 Zweidimensionale Verteilungsdichte im transformierten Koordinatensystem

Damit erhält das Versagensintegral folgende Form:

$$p_f = \int_{\Delta=-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} f_{\xi, \eta}(\xi, \eta) d\xi d\eta = \int_{\Delta=-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} f_{\xi}(\xi) * f_{\eta}(\eta) d\xi d\eta$$

oder mit Hilfe der Dichtfunktionen ausgedrückt und vereinfacht

$$p_f = \int_{\Delta=-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} f_{\xi}(\xi) * f_{\eta}(\eta) d\xi d\eta = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{\Delta} e^{-\eta^2/2} \underbrace{\frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{\infty} e^{-\xi^2/2} d\xi}_{= 1.0} d\eta$$

$$\frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{-\Delta} e^{-\eta^2/2} d\eta = \Phi(-\Delta)$$

Für normalverteilten Widerstand und Einwirkung ist damit die Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit wieder auf die Bestimmung eines Sicherheitsmaßes Δ zurückgeführt.

Stellt man die Grenzzustandsbedingung als eine Geradengleichung in Hesse'scher Normalform dar, ergibt sie sich zu:

$$-\frac{\sigma_R}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} * u_R + \frac{\sigma_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} * u_S - \frac{m_R - m_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} = 0$$

Das Absolutglied stellt den Abstand der Grenzzustandsgeraden zum Ursprung dar. Es ist also:

$$\Delta = \frac{m_R - m_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}}$$

Das entspricht jedoch genau dem in der ersten Betrachtungsweise hergeleiteten Sicherheitsindex β :

$$\Delta = \frac{m_R - m_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} = \beta = \frac{m_Z}{\sigma_Z}$$

Die wahrscheinlichste Kombination des Widerstands und der Einwirkung, die gerade zum Versagen führt, ist diejenige der zum Ursprung nächstgelegenen Variablen u_r und u_s . Sie ergeben sich nach Bild 3.5 (rücktransformiert) zu:

$$r^* = m_R - \alpha_R \cdot \beta \cdot \sigma_R \quad s^* = m_S - \alpha_S \cdot \beta \cdot \sigma_S \quad \text{mit } \alpha_i = -\cos \alpha_i.$$

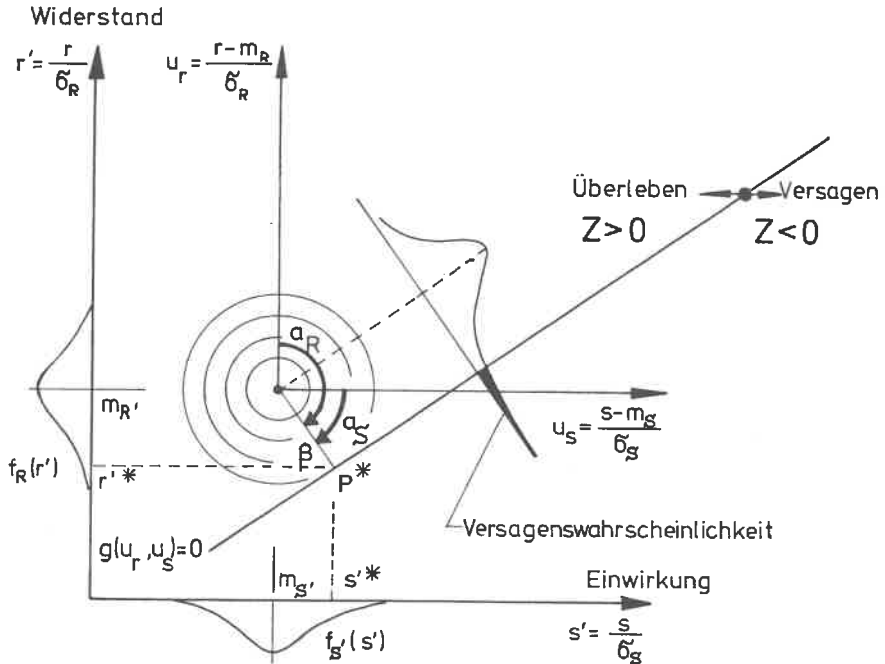


Bild 3.5 Zweidimensionale Darstellung des Widerstands und der Einwirkung

Dabei sind $-\alpha_i$ die Richtungscosinus der modifizierten Normalform der Geradengleichung für $Z = 0$, bzw. einer degenerierten Ebenengleichung. Sie werden als Wichtungsfaktoren bezeichnet, da sie bei konstantem vorgegebenem β die Bemessungswerte s^* und r^* festlegen.

In der Regel erfüllen den Grenzzustand beschreibende Berechnungsmodelle nicht die Bedingungen, daß

- R und S unabhängig sind,
- R und normalverteilt sind,
- der Zustand eines Systems sich einfach anschreiben läßt.

Die Anwendung des stochastischen Sicherheitskonzeptes der Stufe II nach HASHOFER/LIND (1974) ist in den letzten Jahren von verschiedenen Autoren beschrieben und verallgemeinert worden.

Die Veröffentlichungen von POTTHARST (1977), SCHULTZE/POTTHARST (1978), KAPPLER/MELZER (1978), BREITSCHAFT/HANISCH (1978), FIESSLER (1979) dienten als Grundlagen für die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Untersuchungen. In Anhang A1 ist der vollständige Algorithmus zur Bestimmung des Sicherheitsindex β dargestellt.

Der anfangs beschrittene Weg einer vereinfachten Abschätzung der Versagenswahrscheinlichkeit mit Hilfe der Methode nach ROSENBLUETH (1981) wurde nicht weiter verfolgt, da mit den anfallenden Ergebnissen die vollständige Bewertung eines Geländesprunges nicht möglich ist. Diese Betrachtung liefert zwar eine Abschätzung der Versagenswahrscheinlichkeit eines Systems, jedoch keine Wichtungsfaktoren α der eingehenden Basisvariablen. Damit fehlt ein entscheidendes Kriterium zur Bewertung.

3.3 Mögliche Zustandsbeschreibungen für Böschungsprobleme

Im Sicherheitskonzept ist als Grenzzustandsbedingung vorgegeben:

$$Z = R - S.$$

Damit ist nicht bestimmt, in welcher Formulierung die Widerstände R und die Einwirkungen S vorliegen müssen. Es kann eine echte Kräftebilanz zugrunde gelegt werden. Bei den Untersuchungen von Böschungsproblemen wurde in der Literatur in der Regel die Momentenbilanz der widerstehenden Momente R_{Moment} und der antreibenden Momente S_{Moment} verwendet:

$$Z = R_{\text{Moment}} - S_{\text{Moment}}.$$

HASHOFER/LIND (1974) hingegen verwenden in ihrer Arbeit nur die allgemeine Formulierung $Z = g(x)$. Mit x als eingehende Basisvariable.

Der Zustand einer Böschung kann jedoch auch über andere Formulierungen erfaßt werden. Mögliche Beschreibungen sind

$$Z = \frac{R_{\text{Moment}}}{S_{\text{Moment}}} - 1.0$$

Oder, wenn der Zustand des Systems nur über die Sicherheit F ausgedrückt werden kann,

$$Z = F - 1.0$$

Obwohl es sich dabei um unterschiedliche Funktionen handelt, führen diese Definitionen bei dem Böschungsmodell nach KREY/BISHOP (DIN 4084) zu einem annähernd gleichen Sicherheitsindex β (BERNER (1985)).

ALONSO (1976) wies exemplarisch nach, daß der maßgebende Bruchkreis der stochastischen Betrachtung mit dem der deterministischen Betrachtung identisch ist. Damit bietet sich als zulässige Vereinfachung an, die bisher übliche deterministische Rastervariation durchzuführen und nur für den maßgebenden Bruchkreis den Sicherheitsindex β zu berechnen. Zulässig ist diese Vereinfachung für Bodensituationen, bei denen die Varianzen der Scherparameter annähernd gleich sind. Für die Rechenpraxis bedeutet das eine erhebliche Reduzierung des Aufwands.

Wird der Systemzustand als Momentenbilanz formuliert und als Entscheidungskriterium für das maßgebende System bei der Rastervariation verwendet, ist diese Vereinfachung nicht zulässig. In diesem Fall ergibt sich der "maßgebende" Bruchkreis als eine kleine Oberflächen-Bruchscholle, für die gilt

$$Z = Z_{\text{Min}}.$$

Für die Kinematische-Elemente-Methode ist nur die Formulierung

$$Z = F - 1.0$$

geeignet. Eine Trennung in Widerstand und Einwirkung ist nicht zweckmäßig.

4. Beschreibung der Böschungsmodelle

Von den Verfahren, die Böschungs- und Geländebruch beschreiben werden

- die Kinematische-Elemente-Methode nach GUSSMANN (1982a;b, 1986)
- das Verfahren nach KREY/BISHOP (DIN 4084),
- das Verfahren nach JANBU (DIN 4084)
- und verschiedene Modelle nach der Finite-Elemente-Methode

verwendet.

Das Verfahren nach KREY/BISHOP beschreibt kreisförmige und das nach JANBU böschungsparelle Bruchkörper. In der Nachweispraxis werden diese Verfahren auch bei Randbedingungen eingesetzt, für die die geometrischen und statischen Annahmen ihrer Ableitungen nicht zutreffen. Die Kinematische-Elemente-Methode erfaßt hingegen beliebige Bruchmechanismen statisch und geometrisch korrekt. Sie führt bei kreisförmigen wie bei böschungsparellen Mechanismen zu den gleichen Sicherheitswerten wie die Verfahren nach KREY/BISHOP bzw. JANBU.

Die Verfahren nach DIN 4084 und JANBU sind die in der Nachweispraxis etablierten Berechnungsverfahren. Die Kinematische-Elemente-Methode (KEM) hingegen wurde in diesem Umfang erstmals für Nachweise der Böschungs- und Geländebruchsicherheit eingesetzt.

4.1 Kinematische-Elemente-Methode (KEM)

Die Kinematische-Elemente-Methode nach GUSSMANN (1982a;b, 1986) gliedert sich in vier Abschnitte: die Kinematik, die Statik, die Formulierung der Zielfunktion und die Suche nach dem maßgebenden Bruchmechanismus. Für die Ableitung ist es zweckmäßig die Statik vor der Kinematik zu behandeln.

4.1.1 Statik

Bild 4.1 stellt ein Element mit den an ihm angreifenden Scherkräften dar.

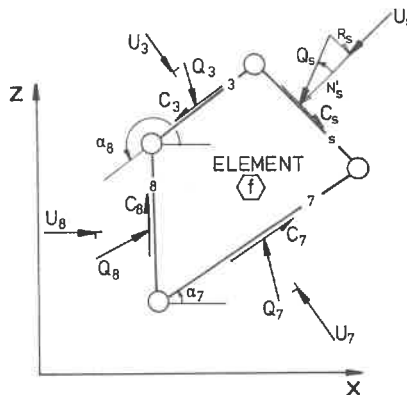


Bild 4.1 Kinematisches Element

Durch eine virtuelle Verschiebung des Randelementes ergeben sich virtuelle Relativverschiebungen an den Elementkanten, bezogen auf ihre Umgebung. Da die Kanten Geraden sind, treten nur Translationen und keine Rotation auf. Als Vorgriff auf die später behandelte Kinematik werden die Relativverschiebungen v_s an den Kanten als bekannt vorausgesetzt. Sie sind positiv definiert, wenn v_s im Gegenuhrzeigersinn an den Kanten wirkt (Bild 4.2). Das Vorzeichen von v_s legt die Richtungen der an den Kanten angreifenden Kräfte fest.

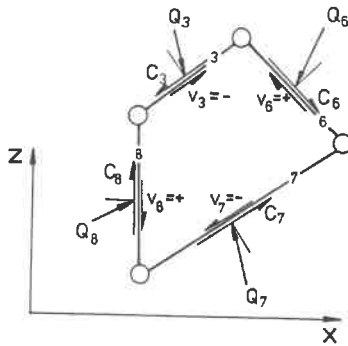


Bild 4.2 Relativverschiebungen und Kraftrichtungen

Längs der Kanten wird das Coulombsche Bruchkriterium vorausgesetzt:

$$\tau = (\sigma - u) * \tan\varphi' + c'.$$

Damit wirken an einer Kante s die effektive Normalkraft N'_s , der resultierende Wasserdruck U_s , die Reibungskraft R_s infolge des Reibungswinkels φ'_s und die resultierende Kohäsionskraft C_s . Die Kräfte R_s und C_s sind entgegen der Relativverschiebung v_s orientiert (Bild 4.2). Die Resultierende aus R_s und N'_s wird als Fugenkraft Q_s bezeichnet. Sie ist als Druckkraft positiv und bildet die eigentliche unbekannte, an der Kante angreifende Kraft.

Im Bruchzustand werden voll mobilisierte Scherkräfte vorausgesetzt. In einigen Fällen wird es jedoch numerisch notwendig, eine Mobilisierung in Abhängigkeit von der Größe der Relativverschiebung einzuführen.

Die Orientierung der Relativverschiebungen beeinflusst das Vorzeichen von φ'_s und c'_s wie folgt:

$$\varphi'_s = \delta_s * |\varphi'|$$

$$c'_s = \delta_s * |c'|$$

δ_s ist positiv bei einer positiven Relativverschiebung, ansonsten negativ.

Für die in der Elementkante angreifenden Kräfte gelten die Beziehungen:

$$\begin{aligned} N'_s &= Q_s * \cos \varphi'_s \\ R'_s &= Q_s * \sin \varphi'_s \\ C_s &= c'_s * l_s \\ U_s &= \int u(l_s) * dl \end{aligned}$$

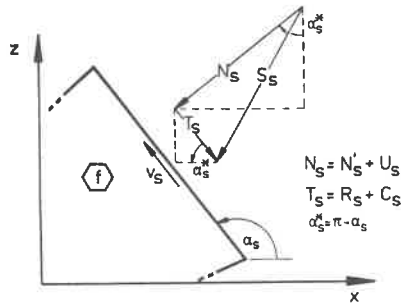


Bild 4.3 Kräfteansatz und Zerlegung in der Fuge s

Mit l_s wird die Länge der Elementkante bezeichnet. Führt die Kante in geschichtetem Boden durch eine oder mehrere Schichtgrenzen, wird mit längengewichteten Scherparametern gearbeitet (HEROLD (1984)).

Die Kräfte Q_s , N'_s und U_s sind als Druckkräfte positiv, während die Kräfte R_s und C_s in Abhängigkeit von der Relativverschiebung vorzeichenbehaftet sind.

Die Geometrie eines Elements und seine Lage innerhalb eines Bodenkörpers wird mit den kartesischen Koordinaten seiner Eckpunkte beschrieben. Die positive Neigung α_s einer Elementkante s ergibt sich bei der Umrundung des Elements entgegen dem Uhrzeigersinn als Winkel zwischen der positiven Richtung der x -Achse des globalen Koordinatensystems und der Kante in ihrem Anfangspunkt.

Die Komponenten der Resultierenden S aller an einer Kante s angreifenden Kräfte ergeben sich zu:

$$S_{sx} = -Q_s * \sin(\alpha_s + \delta_s * \varphi'_s) + \delta_s * C_s * \cos \alpha_s + U_s * \sin \alpha_s$$

$$S_{sz} = Q_s * \cos(\alpha_s + \delta_s * \varphi'_s) - \delta_s * C_s * \sin \alpha_s + U_s * \cos \alpha_s$$

Zusammen mit dem Elementgewicht und eventuell angreifenden äußeren Kräften, positiv im Sinne des Koordinatensystems, wird das Kräftegleichgewicht am Element zu:

$$\left(\sum_1^k S_{sx} \right) + F_x = 0$$

$$\left(\sum_1^k S_{sz} \right) + F_z = 0.$$

Die Gleichgewichtsbetrachtung des Gesamtsystems wird mit der Summation über alle Elemente durchgeführt. Die Kurzform dafür lautet:

$$K_{\varphi\alpha} Q + F = 0.$$

$K_{\varphi\alpha}$ stellt eine globale Reibungsmatrix dar und F den Lastvektor, resultierend aus den Gewichten G , Wasserdrücken U , Kohäsionskräften C und eventuellen äußeren Einzel- oder Flächenlasten P . In der Koeffizientenmatrix sind den Zeilenpaaren die Elemente i , den Spalten s die Fugenkräfte Q zugeordnet.

Damit ergibt sich bei n Elementen und m Fugenkräften ein bestimmtes Gleichungssystem für:

$$n = 2m.$$

Bei einem freien Böschungsproblem, bei dem z.B. die Standsicherheit nach FELLENIUS gesucht ist, müssen die Unbekannten anders gewählt werden, da die letzte Kraft auf der Geländeoberfläche des verschobenen Elements in der Regel nicht vorhanden ist. Die Anzahl der Unbekannten bleibt zwar gleich, das Problem kann jetzt jedoch nicht mehr explizit gelöst werden. Das implizite Gleichungssystem wird iterativ gelöst. Das Vorgehen entspricht der rekursiven Standsicherheitsbestimmung nach dem Lamellenverfahren der DIN 4084.

4.1.2 Kinematik

Die Berechnung der Kinematik ist wesentlich einfacher als die der Statik.

Die Relativverschiebungen zwischen benachbarten Elementen wirken stets parallel zu ihrer gemeinsamen Kante. Die grafische Lösung kann über die Konstruktion eines Hodographen durchgeführt werden (Bild 4.4).

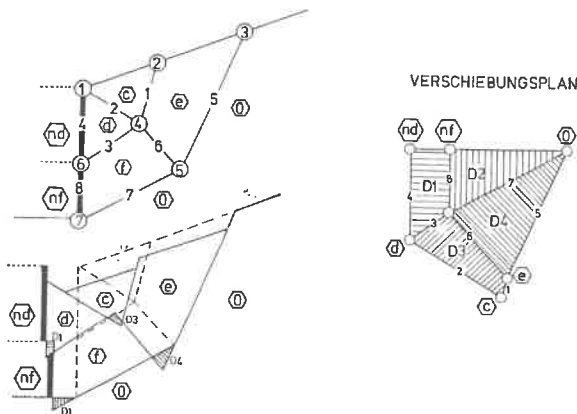


Bild 4.4 KEM-System in unverschobener und verschobener Lage mit zugehörigen Hodographen

Die Singularitäten (Durchdringungspunkte) an den Eckpunkten der Elemente werden zugelassen. Damit ist eine geometrische Verträglichkeit vorhanden.

Der Verschiebungsplan (Hodograph) spiegelt die Geometrie der Durchdringungspunkte wider und weist den Weg zur rechnerischen Ermittlung der Relativverschiebungen.

Die Komponenten der Relativverschiebungen zwischen Element e und f ergeben sich komponentenweise zu:

$$v_{elf,x} = v_{elf} \cdot \cos \alpha_{elf} = -v_{fle,x}$$

$$v_{elf,z} = v_{elf} \cdot \sin \alpha_{elf} = -v_{fle,z}$$

Die Verträglichkeitsbedingung kann für die Elemente d, e, f und g mit dem im unverschobenen Zustand gemeinsamen Punkt i, einem späteren Durchdringungspunkt, zusammengefaßt werden zu:

$$v_{cld,x} + v_{dle,x} + v_{elf,x} + v_{fic,x} = 0$$

$$v_{cld,z} + v_{dle,z} + v_{elf,z} + v_{fic,z} = 0.$$

Führt man die vorher angegebene vollständige Komponentenschreibweise ein und stellt anschließend für alle Durchdringungspunkte die Verträglichkeitsbedingungen auf, erhält man wie bei der Statik ein lineares Gleichungssystem zur Bestimmung der unbekannten Relativverschiebungen v_s . Die Koeffizientenmatrix K_α besteht nur aus den Cosinus- und Sinuswerten der sich in den Durchdringungspunkten treffenden Strecken. In ihr repräsentieren die Zeilenpaare die Durchdringungspunkte und die Spalten die unbekannten Verschiebungen v_s .

Die aufgebrachten äußeren Verschiebungen v_a sind den zugehörigen Durchdringungspunkten zugeordnet und bilden komponentenweise den "Lastvektor". Äußere Verschiebungen sind positiv entsprechend dem globalen Koordinatensystem.

In Kurzform lautet das globale Gleichungssystem:

$$K_\alpha v_s + v_a = 0.$$

Seine Lösung ergibt die gesuchten Relativverschiebungen v_s und über diese die für die Statik benötigte Orientierung des Kräfteansatzes:

$$\delta_s = \text{sign}(v_s).$$

Im Falle einer ausschließlich konvexen äußeren Randbruchlinie können die Richtungsvorzeichen δ_s auch ohne Berechnung der Verschiebungen ermittelt werden (Bild 4.5).

Sollte jedoch die äußere Bruchlinie im Zuge der Variation lokal in eine konkave Form umschlagen, müssen auch die Richtungsvorzeichen der Relativverschiebungen in den Querbruchlinien geändert werden. Das Abprüfen der lokalen Bruchlinienform kann durch einen Koordinatenvergleich der rechts und links von der betrachteten Koordinate liegenden Bruchlinienpunkte erfolgen.

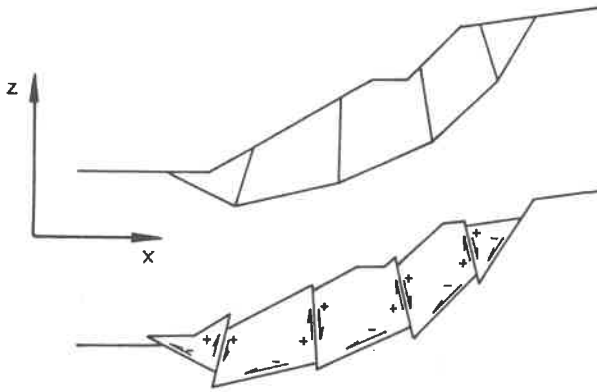


Bild 4.5 Vereinfachte Verschiebungsbestimmung für freie Böschungsprobleme

Bei einer "automatisierten" Variation der Geometrie und der später eingeführten Glättung von Kinematiksprüngen ist eine betragsmäßige Berechnung der Kinematik stets zweckmäßig bzw. nötig.

4.1.3 Geometrievariation und Zielfunktion

Die automatisierte Suche nach der Geometrie des maßgebenden Systems wird mit einer oder mehreren numerischen Optimierungsmethoden durchgeführt. Dazu ist eine zur Optimierung geeignete Funktion $f(\mathbf{x})$ in Abhängigkeit von den das System beschreibenden Parametern zu definieren:

$f(\mathbf{x}) = f(\text{Koordinaten, Bodeneigenschaften, Lasten, ...})$.

$f(\mathbf{x})$ ist die allgemeine Bezeichnung für die zu minimierende Funktion. $(\mathbf{x})$ stellt den Parametervektor der Optimierungsvariablen dar. Bei der KEM reduziert sich der Parametervektor (im Normalfall) auf die Koordinaten der Elementeckpunkte.

Nichtlineare Optimierungen sind in zahlreichen Veröffentlichungen behandelt worden. Für die KEM wird eine nichtlineare Parameteroptimierung angewandt, die einen Vektor der Knotenkoordinaten liefern soll, für den gilt:

$$f(\mathbf{x}^*) = \text{Min}\{f(\mathbf{x})\}.$$

Sicherzustellen ist, daß es sich um das globale Minimum handelt, das festgelegte Restriktionen einhält.

Zielfunktion für Traglastprobleme

Für Traglastprobleme eines gegebenen Elementsystems ergibt sich diese Funktion zweckmäßigerweise zu:

$$f(\mathbf{x}) = \delta_f * Q_f.$$

Q_f stellt den Vektor der Fugenkräfte der verschobenen Ränder dar. δ_f ist der Vorzeichenvektor der zugehörigen Verschiebungen der Kinematik.

Zielfunktion für Böschungsprobleme

Die KEM wurde bislang überwiegend zur Bearbeitung von Grundbruch- und Erd-druckproblemen eingesetzt. Die Eignung für Böschungsprobleme zeigt GUSSMANN (1982b) prinzipiell auf. Erste Berechnungen von Böschungen haben STURM/MIKOTA (1983) durchgeführt. Den Ansätzen dieser Arbeit folgt auch die Untersuchung von GUSSMANN/OCHMANN (1985).

Als Bezugsgröße der Böschungssicherheit wird in diesen Arbeiten die schließende Kraft des verschobenen Elements gewählt. Das entspricht der von GOLDSCHIEDER/GUDEHUS (1974) eingeführten, den Bruch verursachenden zusätzlichen äußeren Last. Diese Last ist bei dem wirklichen Böschungssystem in der Regel nicht vorhanden. STURM/MIKOTA untersuchen in ihrer Arbeit das Problem eines an einer Böschungskante gelegenen Fundaments und den damit verbundenen Übergang vom Grundbruch zum Böschungsbruch.

Die Bezugsgröße der schließenden Kraft des obersten Elements ist jedoch nur für wirklich vorhandene Fundamente geeignet, da nur dann die Fundamentkante einen Zwangspunkt für den Bruchmechanismus bilden kann. Für freie Böschungsprobleme gibt es in der Regel keinen von vornherein bekannten Zwangspunkt des Systems. Folglich müssen auch die Koordinaten des obersten Elements, auf das die äußere Verschiebung aufgebracht wird, variiert werden.

Verwendet man die schließende Kraft als Sicherheitsmaß und damit als Zielfunktion der Optimierungen, dann degeneriert im Verlauf der Optimierung die Breite des verschobenen Elementes sehr schnell zu $b = 0$ (Bild 4.6). Die minimale schließende Kraft ergibt sich für ein fiktives Fundament mit der Breite $b=0$.

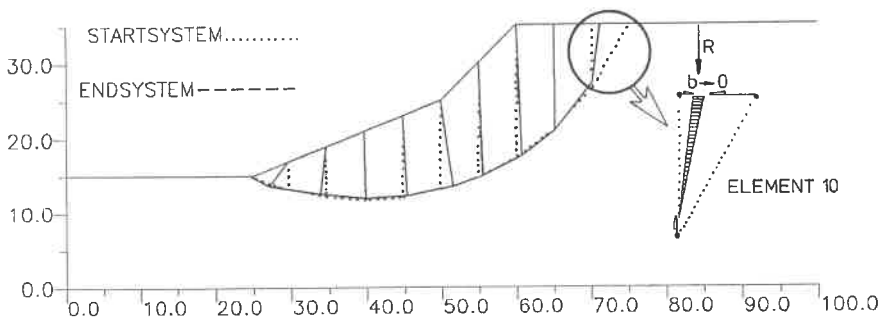


Bild 4.6 Degenerieren des verschobenen Elements

Die physikalische Ursache ist in der $\rightarrow 0$ degenerierenden Breite des fiktiven Fundaments zu suchen. Entsprechend ergibt sich nach DIN 4017 für ein Fundament mit $b \rightarrow 0$ in einem reinen Reibungsboden die Grundbruchspannung $\sigma_0 = 0$.

Für Böschungsprobleme ist es zweckmäßig, einen globalen Sicherheitswert anhand der FELLENIUS-Regel festzulegen. Die Zielfunktion Sicherheitswert wird damit zu

$$f(x) = F = \frac{\tan \varphi'}{\tan \varphi'_{\text{mob}}} = \frac{c'}{c'_{\text{mob}}} \quad \left. \vphantom{\frac{\tan \varphi'}{\tan \varphi'_{\text{mob}}}} \right\} \text{ globaler Sicherheitswert}$$

$$f(x) = F = \frac{\tan \varphi'}{\tan \varphi'_{\text{mob}}} = x * F_c = \frac{c'}{c'_{\text{mob}}} \quad \left. \vphantom{\frac{\tan \varphi'}{\tan \varphi'_{\text{mob}}}} \right\} \text{ Partialsicherheitswerte .}$$

Die Scherfestigkeit ist in allen inneren Fugen gleichmäßig zu mobilisieren. Bei der Verwendung von Partialsicherheitswerten ist zusätzlich ein vorgegebenes Verhältnis zwischen Reibungsanteil und Kohäsionsanteil einzuhalten.

Die Mobilisierung wird derart gewählt, daß die zum Schließen des Kraftecks erforderliche Kraft $Q_{2n} = 0$ wird. Damit befindet sich das System ohne eine zusätzliche Kraft im Grenzgleichgewicht. Die Anzahl der Unbekannten bleibt zwar gleich, das Problem kann jedoch nur noch iterativ gelöst werden. Das entspricht der rekursiven Sicherheitsbestimmung nach dem Lamellenverfahren der DIN 4084.

Es ergibt sich ein Sicherheitswert, der ein Degenerieren verhindert. Der besondere Vorteil dieser Definition liegt in der Vergleichbarkeit mit den Sicherheitswerten anderer Verfahren.

4.2 Lamellenverfahren

Die Lamellenverfahren der DIN 4084 enthalten statische Fehler in ihren Ableitungen. Sie sind somit als Näherungsverfahren anzusehen. Sie sind wegen ihrer Einfachheit praxisrelevant. In dieser Arbeit werden sie als Routineverfahren mit untersucht, um eventuelle Einschränkungen ihrer Anwendbarkeit aufzuzeigen.

Verfahren nach KREY/BISHOP (DIN 4084)

Die Berechnung der Sicherheitswerte nach KREY/BISHOP wird nach DIN 4084 durchgeführt. Dabei wird der Wasserdruckansatz gem. DIN 4084 in Form eines Porenwasserdrucks gewählt.

In DIN 4084 ist der Sicherheitswert wie folgt definiert:

$$F = \eta = \frac{r * \sum_{i=1}^n T_i + M_s}{r * G_i * \sin \vartheta_i + \sum M}$$

mit:

$$T_i = \frac{[G_i - (u_i + \Delta u_i) * b_i] * \tan \varphi_i + c_i * b_i}{\cos \vartheta_i + 1/\eta * \tan \varphi_i * \sin \vartheta_i}$$

Die Geometrievariation wird mit der bekannten Rasterabarbeitung bei vorgegebenem Kreiszwangspunkt durchgeführt.

Auf die zugehörigen Grundlagen, Ableitungen und Annahmen wird im Rahmen dieser Arbeit nicht eingegangen. Für die Berechnungen wurde eine Neuprogrammierung eines Böschungsprogramms in FORTRAN 77 durchgeführt. Das von DU THINH (1976) entwickelte und von anderen Autoren erweiterte Böschungsprogramm in das probabilistische Sicherheitskonzept einzubinden, ist wegen der Komplexität des Programms fehlgeschlagen. In einer späten Phase dieser Arbeit wurde das KEM-Programmpaket um das Böschungsmodell DIN 4084 erweitert.

Verfahren nach JANBU (DIN 4084)

Der Sicherheitswert nach JANBU (1954) kann entweder mit folgender Formulierung (nach DIN 4084, Beiblatt 2)

$$F = \eta = \frac{\sum_{i=1}^n T_i}{\sum_{i=1}^n G_i \cdot \tan \vartheta_i}$$

$$T_i = \frac{[G_i - (u_i + \Delta u_i) \cdot b_i] \cdot \tan \varphi_i + c_i \cdot b_i}{\cos \vartheta_i \cdot (1 + 1/\eta \cdot \tan \vartheta_i \cdot \tan \varphi_i)}$$

ermittelt oder als Sonderfall der KEM betrachtet werden. In beiden Fällen kann das entwickelte KEM-Programm zur Ermittlung des Sicherheitswerts eingesetzt werden.

Im ersten Fall ist ein zusätzliches Unterprogramm notwendig, das aus den vollständigen KEM-Daten die benötigte Information auswählt und den Sicherheitswert errechnet.

Als Sonderfall der KEM ergibt sich der gleiche Sicherheitswert durch Nullsetzen des Reibungswinkels und der Kohäsion in den inneren Elementfugen. Anschließend wird die FELLENIUS-Iteration der KEM angewendet.

Der Vorteil des KEM-Sonderfalls liegt in der möglichen Überprüfung der zwischen den Elementen übertragenen Normalkräfte, die sich als Druckkräfte ergeben sollten.

Es zeigt sich, daß diese Kräfte nicht in jedem Fall Druckkräfte sind. Das gilt besonders für nicht böschungsparelle Gleitflächen. Dieses System ist dann statisch nicht korrekt. Bei der Anwendung der ursprünglichen Formulierung wird diese Zulässigkeit nicht überprüft, aber ausgeschlossen.

Während die Vernachlässigung der Scherkräfte in den gemeinsamen Fugen beim Lamellenverfahren nach JANBU eine stets auf der sicheren Seite liegende Unterschätzung der Standsicherheit mit sich bringt, kann eine mögliche Verletzung der Statik (Zugkräfte) nicht eingeordnet werden. Es liegt somit nicht fest, ob ein derart ermittelter Wert die Sicherheit des Bauwerks über- oder unterschätzt.

Exemplarische Untersuchungen wurden von BAUMANN/OCHMANN (1986) und BERGLER (1987) durchgeführt.

4.3 Finite-Elemente-Methoden (FEM)

Eine große Anzahl von Untersuchungen beschäftigt sich mit der Möglichkeit, mit Hilfe der Finite-Elemente-Methode eine Aussage zur Böschungsstandsicherheit zu erhalten. Es werden dabei unterschiedliche Ansätze verfolgt.

Eine aktuelle Zusammenstellung von Sicherheitsdefinitionen für Böschungen und Erweiterungen wurden von TAN/DONALD (1985) und ADIKARI/CUMMINS (1985) veröffentlicht. In den folgenden Kapiteln werden drei Verfahren vorgestellt.

Für die Berechnung von Spannungen und Verformungen in Erddämmen hat sich die Finite-Elemente-Methode (FEM) bewährt. Wie in anderen Bereichen des Grundbaus kommt dabei häufig das Stoffgesetz nach DUNCAN/CHANG (1970) zur Anwendung. Über den erfolgreichen Einsatz dieses Stoffgesetzes ist wiederholt berichtet worden.

Bei einigen Autoren zeigen sich jedoch auch die Schwächen des Stoffgesetzes. VERMA (1984) vergleicht die von PARE (1984) für den 120 m hohen LG 4 Damm (Quebec, Kanada) erstellten Spannungsprognosen für den Quer- und Längsschnitt mit den Messungen. Es ergeben sich teilweise deutliche Unterschiede zwischen Prognosen und Messungen.

Der Grund ist das dem Hookeschen Gesetz ähnelnde Stoffgesetz nach DUNCAN/CHANG. Es stellt für das wirkliche Spannungs-Dehnungsverhalten von Böden nur eine sehr einfache Näherung dar. Brauchbare Ergebnisse lassen sich bezüglich des wirklichen Spannungs-Dehnungsverhaltens nur mit zutreffenden Stoffgesetzparametern erzielen.

Die in das Stoffgesetz eingearbeitete Mohr-Coulombsche Bruchbedingung erlaubt hingegen eine Beurteilung der Grenztragfähigkeit. Voraussetzung für derartige Untersuchungen ist jedoch eine geeignete Iterationstechnik zur Berechnung des Gleichgewichtszustands.

Bei der numerischen Anwendung des Stoffgesetzes treten Probleme auf. Sie können mit den unterschiedlichsten Annahmen behoben werden. Diese Annahmen führen dann zu einer Modifizierung des Stoffgesetzes (s. Absatz Stoffgesetz).

4.3.1 Grundlagen der verwendeten FEM-Programme

Für die Untersuchungen dieser Arbeit wurden zwei verschiedene FEM-Programme eingesetzt. Diese Programmsysteme werden kurz vorgestellt und anschließend wird auf die wichtigsten Unterschiede eingegangen.

FEM-Programm FESOIL

Bei den durchgeführten Berechnungen des Anwendungsbeispiels 1 wurde das Programmsystem FESOIL eingesetzt. Das Programm wurde von CLOUGH (1974) übernommen und für Belange des Grundbaus wesentlich weiter entwickelt (VOGT (1977)).

Das Programm erlaubt den Einsatz eines linearelastischen Stoffgesetzes, des modifizierten Stoffgesetzes nach DUNCAN/CHANG und eines Stoffgesetzes für Übergangselemente. Die Stoffgesetz-Iteration wird mit der Methode der Tangentialen Steifigkeiten (Euler-Verfahren) durchgeführt.

Im Verlauf der durchgeführten Untersuchungen wurde dieses Programmpaket auf dem Vektorrechner CRAY-1/M implementiert. Weiterhin wurden die grafischen Auswertungsmöglichkeiten dem aktuellen Angebot des Rechenzentrums der Universität Stuttgart (RUS) angepaßt sowie die Speichertechnik der globalen Steifigkeitsmatrix modifiziert und damit der Rechenzeitbedarf drastisch reduziert (BREINLINGER/OCHMANN/SCHAD (1985/1986)).

FEM-Programm FANLD

Bei den Berechnungen für das Beispiel Aabachdamm (Kap. 9.1) traten erhebliche rechentechnische Probleme mit dem Programm FESOIL auf. Mit der Methode der Tangentialen Steifigkeiten gelang es bei den Untersuchungen zur Ermittlung des Sicherheitswerts nach der FEM (Modell FEM.4, fortgeschrittene Abminderung (Kap. 4.3.2)) nicht, einen korrekten Spannungszustand zu errechnen.

Dieser Mangel ließ den Wunsch nach einer neuen Stoffgesetz-Implementierung entstehen, die insbesondere eine Spannungsumlagerung im Falle der Verletzung der Bruchbedingung durchführt. Auch schien es notwendig, leistungsfähigere Iterationstechniken einsetzen zu können. Diese Möglichkeit bietet FANLD, ein FEM-Programm von BREINLINGER/MARECZEK/SCHAD (1987).

In diesem Programm können verschiedene, Konvergenzkriterien berücksichtigende Iterationstechniken aktiviert werden. Als eine der verfügbaren Materialbeschreibungen steht das Stoffgesetz nach DUNCAN/CHANG seit kurzem zur Verfügung.

Der wesentliche Unterschied zu FESOIL besteht, neben den verschiedenen Iterationstechniken, in der korrekten Spannungsumlagerung für den Fall, daß der Ausnutzungsgrad $s \geq 1.0$ ist. Die vektorisierte Programmierung führt zu einer deutlichen Rechenzeiterparnis.

Für die vorgestellten Beispiele des Kapitels 7.3 wird die Quasi-Newton-Iterationstechnik nach Broyden-Fletcher-Goldfarb-Shanno (BFGS) (z.B. BATHE (1986)) verwendet.

Stoffgesetz

Die Stoffgesetzformulierung ist für beide Programme identisch und entspricht (bis auf die Maßnahmen bei Verletzung der Bruchbedingung) der folgenden Darstellung.

Bei DUNCAN/CHANG lautet die Formel für den "Elastizitätsmodul" (E_t) im Inkrement

$$E_t = (1 - R_f * s)^2 * K_{DC} * p_a * \left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)^{n_{DC}} \quad \text{für } (s < 1.0)$$

$$E_t = 0 \quad \text{für } (s > 1.0)$$

Für die inkrementelle "Querdehnungszahl" (v_t) wird vorgeschlagen

$$\begin{aligned} v_t &= v & \text{für } (s < 1.0) \\ v_t &= 0.5 & \text{für } (s > 1.0). \end{aligned}$$

Diese Formeln werden modifiziert zu

$$E_t = (1 - R_f * s)^2 * \bar{K} * p_a * \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2 * p_a} \right)^{\bar{n}}$$

$$\text{und } v_t = 0.5 + (v_0 - 0.5) * (1 - R_f * s)^2.$$

$$\text{Für } s \geq 1.0 : E_t = 0; \quad v_t = 0.5$$

Die Scherzahl s , und damit die Bruchbedingungen, wird definiert als

$$s = \frac{(1 - \sin \varphi) * (\sigma_1 - \sigma_3)}{2 * (\sigma_3 * \sin \varphi + c * \cos \varphi)}.$$

Maßnahmen bei Verletzung der Bruchbedingung

Da in der Berechnung in beiden Programmen Verschiebungselemente verwendet werden, muß $v_t < 0.5$ sein. Als Grenzwert wird 0.495 verwendet. Das Gleichungssystem in der FEM-Berechnung würde singulär, wenn an einem Knotenpunkt, der nicht festgehalten wird, nur Elemente beteiligt sind, bei denen das Coulombsche Kriterium erreicht ist, also $E_t = 0$.

Bei diesen Elementen mit $s \geq 1.0$ wird im Programm **FESOIL** für E_t der Wert $p_a * 10^{-4}$ gesetzt und die Iteration fortgesetzt.

Im Programm **FANLD** wird für jedes Element mit $s > 1.0$ ein korrekter Spannungszustand durch gleichmäßige Kontraktion des Mohr'schen Spannungskreises derart eingestellt, daß

$$s = 1.0 = \frac{(1 - \sin \varphi) * [(\sigma_1 - \Delta\sigma_1) - (\sigma_3 + \Delta\sigma_3)]}{2 * [(\sigma_3 + \Delta\sigma_3) * \sin \varphi + c * \cos \varphi]}$$

$$\text{mit } \Delta\sigma_1 = \Delta\sigma_3.$$

Die erforderliche Hauptspannungsdifferenz wird bestimmt. Aus den resultierenden Spannungen wird das für die Iteration erforderliche Residuum errechnet. Der "Elastizitätsmodul" im Inkrement wird zu

$$E_t = (1 - R_f * 1)^2 * \bar{K} * p_a * \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2 * p_a} \right)^{\bar{n}} \quad \text{für } R_f < 1.0 \quad \text{bzw.}$$

$$E_t = p_a * 10^{-4} \quad \text{für } R_f = 1.0$$

Qualität der Gleichgewichtsiteration

In den FEM-Untersuchungen zur Ermittlung eines Sicherheitswerts nach Modell FEM,4 (Kap. 4.3.2) für das Beispiel Aabachdamm (Kap. 9.1) zeigte sich, daß mit der im Programm FESOIL praktizierten Iterationstechnik ein korrektes Gleichgewicht nicht erzielbar war. Dabei wurde nicht näher untersucht, ob die Methode der Tangentialen Steifigkeiten (Euler-Verfahren) prinzipiell nicht für die Berechnung eines Bruchzustands geeignet ist oder ob das Versagen auf spezielle Eigenschaften der vorhandenen Implementierung zurückzuführen ist.

Wichtig festzustellen ist jedoch, daß es mit dem für die Berechnungen der Beispiele des Kapitels 7.3 eingesetzten Programms FANLD und der verwendeten BFGS-Iterationstechnik vergleichsweise "problemlos" möglich war, die vorgestellten Berechnungen durchzuführen.

Während die Kontrolle der Iteration im Programm FESOIL lediglich über eine festgelegte Anzahl von Iterationsschritten stattfindet, wird im Programm FANLD versucht, ein festgelegtes Konvergenzkriterium bezüglich der Verschiebungsnorm der letzten Iterationsschritte und eines Energiekriteriums des letzten Iterationsschrittes einzuhalten. Damit ist das Gleichgewicht sichergestellt.

Zusammenfassende Anmerkung

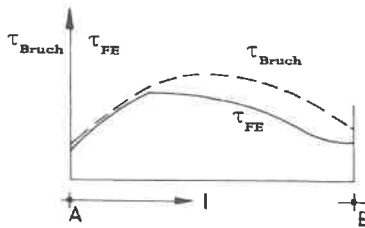
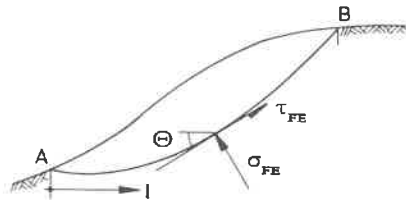
Die mit Modell FEM,4 (Kap. 4.3.2) eingeführte Sicherheitsdefinition auf Grundlage der FELLENIUS-Regel, in Zusammenhang mit einer leistungsfähigen Iterationstechnik, führt in den Beispielen des Kapitels 7.3 zu überzeugenden Ergebnissen. Trotzdem muß festgehalten werden, daß zu diesem Themenbereich weitaus umfangreichere Untersuchungen nötig sind, um die Leistungsfähigkeit und Grenzen dieser Sicherheitsdefinition aufzuzeigen. Mit diesen Untersuchungen wurde "Neuland" betreten.

4.3.2 Böschungsmodelle nach FEM

Modell FEM,1:

Der Sicherheitsdefinition $F_{FEM,1}$ liegen die Normal- und Schubspannungen σ_{FE} und τ_{FE} entlang in das FEM-Netz gelegter Prüffugen zugrunde. Wird vorausgesetzt, daß die Normalspannungen σ_{FE} auch für den Bruchzustand gelten, dann kann die Schubspannungsverteilung der Gleitfuge im Bruchzustand mit $\tau_{Bruch} = \sigma_{FE} * \tan\varphi + c$ ermittelt werden. Der Sicherheitsbeiwert $F_{FEM,1}$ ergibt sich aus dem Verhältnis der maximal aufnehmbaren Schubkraft T_{Bruch} zur vorhanden Schubkraft T_{mob} .

$$F_{FEM,1} = \frac{T_{Bruch}}{T_{mob}} = \frac{\int \tau_{Bruch} * dl}{\int \tau_{FE} * dl} = \frac{\int (\sigma_{FE} * \tan\varphi + c) * dl}{\int \tau_{FE} * dl}$$



$$\tau_{FE} = (\sigma_y - \sigma_x) * \sin\theta * \cos\theta + \tau_{xy} * (\cos^2\theta - \sin^2\theta)$$

$$\sigma_{FE} = \sigma_x * \sin^2\theta + \sigma_y * \cos^2\theta - 2 * \tau_{xy} * \sin\theta * \cos\theta$$

Bild 4.7 Prinzipielle Spannungsdarstellung entlang einer Prüffuge

Modell FEM,2:

Für eine andere mögliche Definition bietet sich der Ausnutzungsgrad s (Stresslevel) einer FEM-Berechnung an. Der Kehrwert des Ausnutzungsgrads $1/s$ kann als lokale Sicherheitsdefinition für das betrachtete Element angesehen werden.

Ein globaler Sicherheitswert für eine Bruchfuge kann über eine Integration von $1/s$ entlang der Fuge ermittelt werden. Elemente mit einem gegen Null gehenden Ausnutzungsgrad sind dabei auszusparen. Der Sicherheitswert ergibt sich zu:

$$F_{\text{FEM},2} = \frac{\int 1/s * dl}{\int dl}$$

Dieser Wert kann für verschiedene Definitionen des Ausnutzungsgrads ermittelt werden. Damit ergibt sich eine Modifikation der Sicherheitsdefinition.

Modifikation von Modell FEM,2:

Das beschriebene Modell FEM,2 wird mit zwei unterschiedlichen Definitionen des Ausnutzungsgrads untersucht.

In Modell FEM,2.1 wird die im Programm FESOIL enthaltene Definition nach SMOLTCZYK (1967), erweitert für kohäsive Böden, verwendet. Der Ausnutzungsgrad s ist damit wie folgt definiert:

$$s = \frac{(1 - \sin \varphi) * (\sigma_1 - \sigma_3)}{2 * (\sigma_3 * \sin \varphi + c * \cos \varphi)}$$

In Modell FEM,2.2 wird der Ausnutzungsgrad nach GUSSMANN (1980) über die Hauptspannungen mit einer Definition entsprechend der FELLENIUS-Regel wie folgt definiert

$$s = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2 * \tan \varphi \sqrt{c * \cot \varphi * (c * \cot \varphi + \sigma_1 + \sigma_3) + \sigma_1 * \sigma_3}}$$

Die Ergebnisse dieser FEM-Modelle müssen jedoch als nur "bedingt brauchbar" angesehen werden. Der Ausnutzungsgrad ist eine "richtungsunabhängige" Größe, daher ist der Beitrag eines Elements zum Sicherheitswert unabhängig von der Bruchfugenneigung. Es kann keine Unterscheidung in einen "passiven" bzw. "aktiven" Fugenbereich erfolgen. Dies ist ein Unterschied zu kinematischen Lösungen. Die Sicherheitsdefinition mit Hilfe des Ausnutzungsgrads wird nur im Beispiel 1 (Aabachdamm) angewendet.

Modell FEM,3:

Eine dritte Möglichkeit definiert eine für die Finite-Elemente-Methode eigenständige Sicherheitsformulierung anhand des Verschiebungsverhaltens bei abgeminderten Schereigenschaften (TAN/DONALD (1985)). Bei dieser Betrachtungsweise werden in das Stoffgesetz der FEM-Berechnung mit dem Faktor N abgeminderte Schereigenschaften eingeführt, eine FEM-Berechnung durchgeführt und die sich einstellenden Knotenverschiebungen ausgewertet. Es wird damit:

$$\varphi_{\text{design}} = \arctan \left(\frac{\tan \varphi}{N} \right)$$

$$c_{\text{design}} = \frac{c}{N}$$

wobei φ und c charakteristische Werte sind.

Mit der Abminderung nehmen die Verschiebungen zu. Stellt man die Verschiebungen des Dammes in vektorieller Form dar, ergibt sich ein schollenförmiger Bereich mit großen Knotenverschiebungen. Die Verschiebungen der einzelnen Knoten, als Funktion der Abminderung aufgetragen, zeigen einen ausgeprägten Knickpunkt. Von dort ab erfolgt mit zunehmender Abminderung ein überproportionaler Verschiebungszuwachs (Bild 4.8). Der Abminderungsgrad dieses Punktes kann als Sicherheitsmaß angesehen werden. TAN/DONALD (1985) führen diese Betrachtung für verschiedene, jedoch einzelne, Elementknoten durch. Damit wird die Sicherheitsdefinition zu

$$F_{FEM,3} = \lim_{v \rightarrow \infty} (N(v)) \}$$

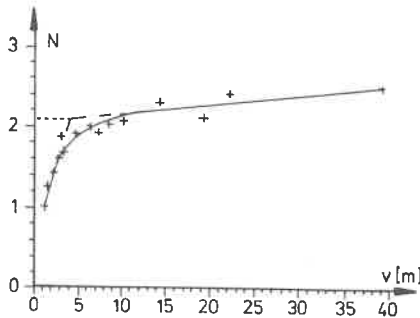


Bild 4.8 Darstellung der Verschiebungszunahme als Funktion der Abminderung N nach TAN/DONALD (1985)

Ein vergleichbares Modell wandte PEE (1986) bei der nachträglichen Sicherheitsbewertung eines gebrochenen Polderdeiches bei Woubrugge (Niederlande) an. In seinen Untersuchungen wird nicht die "Ausgangsscherfestigkeit" herabgesetzt, sondern, ausgehend von $\gamma_d = 0.1 * \gamma$, die rechnerische Wichte heraufgesetzt. Der Sicherheitswert $F = \gamma_d / \gamma$ wird ebenfalls anhand einer überproportionalen Verschiebungszunahme festgelegt. PEE kommt zu einer sehr guten Übereinstimmung mit Berechnungsergebnissen nach BISHOP.

4.4 Sicherheitsdefinition $F_{FEM,4}$

An einem Testbeispiel wurde die Definition nach $F_{FEM,3}$ untersucht. Dabei wurde festgestellt, daß die einzelnen Knotenpunkte unterschiedliche Sicherheitswerte liefern. Streng genommen muß der kleinste Sicherheitswert aller Knoten bestimmt werden. Bei dieser Definition wird der Ausnutzungsgrad eines einzelnen Elements zu einem numerischen Problem. Mit den angewendeten Iterationsverfahren gelingt es nicht immer, einen Ausnutzungsgrad von $s = 1.0$ für jedes Element einzuhalten (z.B. mit dem Programm FESOIL). Das gilt insbesondere für eine große Abminderung.

Der Nachteil dieser Sicherheitsdefinition ist der fehlende Bezug zu kinematischen Lösungen, da nur lokale Größen den Sicherheitswert festlegen. Letztlich entspricht das der Betrachtung eines progressiven Bruchvorgangs. TAN/DONALD (1985) sehen die Abminderung als eine rechentechnische Maßnahme an, die zu der maßgebenden Verschiebung führt.

Die Betrachtung des Verschiebungsverhaltens entspricht der Ermittlung einer Vektornorm (z.B. BATHE (1986)). Die ursprüngliche Auswertung der Verschiebung eines einzelnen Knotens entspricht der ∞ -Norm, in der nur der Größtwert die Norm bestimmt:

$$\|V\|_{\infty} = |v| \max.$$

Für eine globale Sicherheitsdefinition ist die 2er-Norm der Verschiebungen eines Bauwerksbereichs zweckmäßig. Sie kann als mittlere Gesamtverschiebung interpretiert werden und wird zu

$$\|V\|_2 = \sqrt{\sum_{i=1}^n |v_i|^2}.$$

v_i sind die Verschiebungen der n in einem definierten Bereich liegenden Knoten. Der Bereich ist so zu definieren, daß der für den Bruch maßgebende Bauwerksteil erfaßt wird.

Damit bleibt weiterhin die ursprüngliche Definition

$$F_{FEM,3} = \lim_{v \rightarrow \infty} (N(v))$$

gültig. Es müssen jedoch nicht mehr die Knotenverschiebungen aller Knoten bezüglich eines minimalen Sicherheitswerts ausgewertet werden.

Mit dieser Norm werden große Verschiebungsbeträge verstärkt und kleine Beträge gedämpft. Vor allem ist eine globale Aussage zum Verschiebungsverhalten und damit zum Bruchverhalten möglich. Die grafische Darstellung der Verschiebungen ergibt den maßgebenden Bruchkörper.

In der neuen Sicherheitsdefinition $F_{FEM,4}$ wird die FELLENIUS-Regel zur Grundlage des maßgebenden Sicherheitswerts. Die Definition lautet:

$$F_{FEM,4} = \frac{\tan \varphi}{\tan \varphi_{\|V\|_2}} = \frac{c}{c_{\|V\|_2}}; \text{ Index } \|V\|_2 = \text{Index mob.}$$

Die Verschiebungsnorm legt jetzt die Mobilisierung fest.

Zweckmäßige Bereiche sind für Dammbauwerke z.B. die luft- und wasserseitigen Stützkörper. Für "normale Böschungen" kann ein Bereich durch eine "Tiefenvorgabe", bezogen auf die horizontale Entfernung von der Böschungsvorderkante, definiert werden. Die Zweckmäßigkeit der Bereichsdefinition wird mit der vektoriellen Grafikdarstellung der Knotenverschiebungen überprüft. Anhand dieser Darstellung ist die Entwicklung der Abminderungswirkung leicht zu überschauen.

Es können dann verfeinerte Bereichsdefinitionen getroffen werden. Denkbar ist eine "bandartige" Bereichsdefinition entlang der sich abzeichnenden Gleitfuge. Anschließend müssen lediglich die bekannten Verformungsergebnisse neu ausgewertet werden.

Im Gegensatz zum Modell FEM,3 wird in dieser neuen Sicherheitsdefinition die Abminderung ausdrücklich als Mobilisierung aufgefaßt. Das entspricht der Anwendung der FELLENIUS-Regel und stellt damit den Bezug zu den kinematischen Lösungen her. Die wiederholte FEM-Berechnung ersetzt die Iteration der kinematischen Verfahren. Wenn die Verschiebungen auf eine Bauwerksabmessung bezogen werden, ergibt sich eine gleichwertige Sicherheitsdefinition.

4.5 Ableitung von Partialsicherheiten nach FEM

Das FEM-Modell FEM,4 stellt eine globale Sicherheitsaussage zur Verfügung. Für einen definierten Böschungs- bzw. Bauwerksbereich wird ein einziger Sicherheitswert ermittelt, der zugleich der maßgebende Wert ist.

Das Modell kann auch dahingehend interpretiert werden, daß die Schereigenschaften um $F_{FEM,4}$ abgemindert werden müssen, damit der im stochastischen Sicherheitskonzept definierte Grenzzustand $Z = R - S = 0$ eintritt.

Wird in die Abminderung der Schereigenschaften eine Differenzierung der globalen Abminderung $F_{FEM,4}$ in einen Abminderungsfaktor $\gamma_{R,\varphi}$ und $\gamma_{R,c}$ für Reibungswinkel und Kohäsion eingeführt, so ist das der Übergang vom "globalen Sicherheitswert" zu Partialsicherheiten der Widerstände R . Für die Einwirkungen S wird entsprechend ein "Vergrößerungsfaktor" $\gamma_{S,i}$ definiert.

Wenn bei der Festlegung der Abminderungs- und Vergrößerungsfaktoren prinzipiell berücksichtigt wird, daß z.B. die Streuung der Kohäsion wesentlich größer ist als die des Reibungswinkels, wird der Bezug zum stochastischen Sicherheitskonzept hergestellt. Denkbar ist eine Kopplung der einzelnen Faktoren γ an bekannte Varianzkoeffizienten (z.B. $V_\varphi = 0.05$ bis 0.15 , $V_{cu} = 0.10$ bis 0.60 (SCHULTZE (1982) oder GUDEHUS (1987)).

Damit ist ein FEM-Rechenmodell entstanden, das es gestattet, bei bekannten Mittelwerten der Widerstände und Einwirkungen eine festgelegte Partialsicherheit zu überprüfen oder bei festliegenden Wichtungen der Partialsicherheiten (und damit verbundener abschätzender Berücksichtigung mittlerer Varianzkoeffizienten) Partialsicherheiten ohne explizite Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit festzulegen. Der Sicherheitsindex β und damit die Versagenswahrscheinlichkeit p_f kann allerdings nicht direkt angegeben werden.

Bei festliegenden Partialsicherheiten ergibt sich ein "Sicherheitsüberschuß", wenn die Abminderung bzw. die Vergrößerung über den vorgegebenen Wert der Partialsicherheit hinaus vorgenommen werden kann.

In FEM-Berechnungen werden die "Basisvariablen" im einzuhaltenden Verhältnis der Partialsicherheiten abgemindert und die Sicherheitsdefinition $F_{FEM,4}$ angewendet. Für die letzte Abminderungsstufe gilt dann:

$$\gamma_{\text{letzt}} = \gamma_{\text{Par}} + \Delta\gamma.$$

γ_{letzt} ist die Abminderung bzw. Vergrößerung mit der das Versagen des Systems erreicht wird, γ_{Par} die anfangs definierte Partialsicherheit und $\Delta\gamma$ der "Sicherheitsüberschuß". Als Eingangswerte der Berechnung werden zweckmäßigerweise die "echten" Mittelwerte der Basisvariablen verwendet.

5. Definition eines Systemzustands für die KEM

Entscheidend für die erfolgreiche Anwendung des stochastischen Sicherheitskonzepts und eine automatisierte Optimierung ist die Definition der Systemantwort durch die Zielfunktion. Bei Bedarf muß für jeden Systemzustand eine aktuelle Systemantwort in Form eines Funktionswerts übergeben werden können.

Nach der erfolgreichen Optimierung muß der Systemzustand verschiedenen Ansprüchen genügen:

- alle definierten Restriktionen sind einzuhalten,
- das System muß im Sinne der Modellbeschreibung korrekt sein,
- der Funktionswert, der Sicherheitswert, muß ein Minimum darstellen.

Für das stochastische Sicherheitskonzept stellt letztlich nur der korrekte Sicherheitswert eine brauchbare Zustandsbeschreibung dar. Die restlichen Zustandsdefinitionen dienen nur dazu, den maßgebenden Zustand zu finden.

5.1 Systemzustände des KEM-Modells

Die Kinematische-Elemente-Methode wurde in vollständiger Form von GUSSMANN (1982a, 1986) erstmals veröffentlicht. Bislang liegen überwiegend Grundlagenuntersuchungen zu Fragestellungen des Grundbruchs und des Erddrucks vor. Die Eignung der KEM für Böschungsprobleme ist von GUSSMANN (1982b) beschrieben worden. Erste Ansätze zur Behandlung von Bodenschichtungen wurden von HEROLD (1984) untersucht.

HEROLD löste das Schichtungsproblem nur für eine einzige horizontale Schicht und zwei KEM-Elemente. Die möglichen Lagen der Elemente bezüglich der Schichtgrenze werden als geometrische "Spezialfälle" definiert und programmiert. Es wurde jedoch kein allgemeiner Algorithmus entwickelt. STURM (1987) beschränkt seine KEM-Untersuchungen ebenfalls auf homogene Fälle.

Obwohl innerhalb der KEM prinzipiell jede beliebig komplizierte Bodenschichtung erfaßt werden kann, ist die Programmierung im Zusammenhang mit der Variation der Bruchkörpergeometrie äußerst schwierig. Dieses Problem war bisher noch nicht gelöst. Für allgemeine Grundbaufragestellungen ist jedoch gerade die korrekte Erfassung der Bodenschichtung wichtig. Dies gilt besonders für die Anwendung in der Bemessungspraxis. Das Schichtungsproblem wird in dieser Arbeit gelöst. Damit ist die Voraussetzung geschaffen, anhand einer "fehlerfreien" Systemantwort die Gradientenbildungen für stochastische Betrachtungen und die KEM-Optimierung mit Hilfe von Optimierungsmethoden durchzuführen.

5.1.1 Knotenfreiheitsgrade

Knotenfreiheitsgrade definieren im Ausgangssystem der KEM die zulässigen "Bewegungsrichtungen" der Eingangskoordinaten. Die Freiheitsgrade ungleich 0 legen die Parametervektoren des Systems für die Optimierungen fest. Es stehen fünf Variationsmöglichkeiten zur Verfügung:

- 0 : Die Koordinaten des Punktes sind fest.
- 1 : Die x-Koordinate wird variiert.
- 2 : Die x- und z-Koordinaten werden variiert.
- 3 : Die z-Koordinate wird variiert.
- 4 : Der Knoten liegt auf der Geländeoberfläche und darf auf dieser variiert werden.
- 5 : Der Knoten liegt auf einem zu definierenden Polygonzug im Boden und darf auf diesem variiert werden.

5.1.2 Flächendurchdringung

Die verwendeten Optimierungen behandeln zu variiende Koordinaten als voneinander unabhängig. Wenn keine aufeinander abgestimmten Geometrieeinschränkungen vorgenommen werden, kann es zu überschlagenden Elementen (Bild 5.1) oder zu verschwindenden Kantenlängen kommen. Letzteres wäre bei einem Viereckelement physikalisch zulässig, ist programmtechnisch jedoch schwierig zu bewältigen. Die einfachere Lösung ist die Einführung eines Verbots als Restriktion.

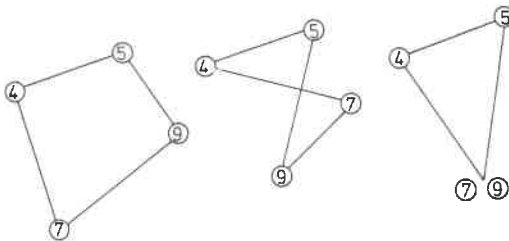


Bild 5.1 Ausgangselement und degenerierte Elemente

In der Zielfunktion wird der Barriereterm 1 aktiviert (Kap. 5.2).

5.1.3 Schichtungsprobleme

Für die KEM-Elemente wird die Gewichtsrechnung für einen die Schichtung beliebig schneidenden Wasserspiegel (Bild 5.2) mit der Wichte des feuchten bzw. gesättigten Zustands durchgeführt:

$$G_i = \sum_{l=1}^k A_l * \gamma_l$$

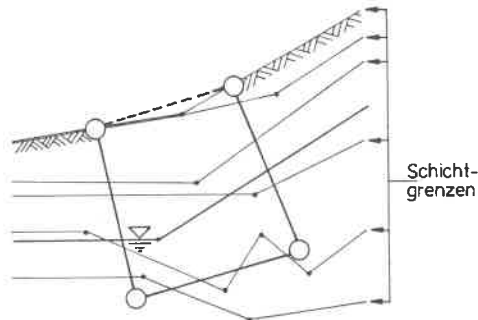


Bild 5.2 Oberflächenelement in Bodenschichtung

Die Scherparameter der Kanten werden längengewichtet und können als mittlere Scherparameter entsprechend

$$\varphi_s = \frac{\sum l_i * \varphi_i}{\sum l_i} \quad c_s = \frac{\sum l_i * c_i}{\sum l_i}$$

bzw.

$$\varphi_s = \arctan\left(\frac{\sum l_i * \tan\varphi_i}{\sum l_i}\right) \quad c_s = \frac{\sum l_i * c_i}{\sum l_i}$$

ermittelt werden. Es wird die einfachere erste Möglichkeit gewählt.

Die Berechnung der Elementgewichte und der gewichteten Scherparameter erfordert einen großen Programmier- und Rechenaufwand und stellt eine mögliche Fehlerquelle dar. Deshalb werden für viele Probleme mehr oder minder grobe Vereinfachungen bei der Schichtungs Betrachtung durchgeführt. Diese Vereinfachungen schlagen sich als nicht genau zu definierender Fehler im Berechnungsergebnis nieder. Prinzipielle Fehlermöglichkeiten sind exemplarisch in Bild 5.3 dargestellt.

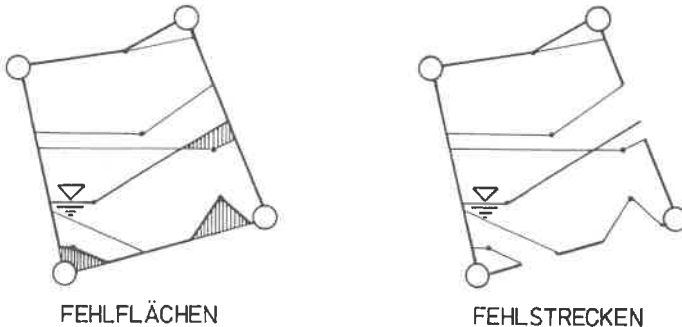


Bild 5.3 Fehlermöglichkeiten

Die korrekte Ermittlung muß deshalb durch externe Tests überprüft werden. In diesen Tests wird sichergestellt, daß

- die durch die Elementrandpunkte (inkl. Oberflächenknickpunkte) gebildete Fläche sich höchstens um ε_1 von der Summe der Elementteillflächen unterscheidet,
- die Länge der im Boden liegenden Kanten um höchstens ε_2 von der Summe der Teillängen der Kante abweicht.

Andernfalls wird in der Zielfunktion der Barriereterm 2 bzw. 3 aktiviert (Kap. 5.2).

5.1.4 Zugkräfte bei Optimierung nach der Bruchlast

Zugkräfte werden nicht zugelassen. Auf einen zulässigen Ansatz der Kohäsionskraft wird verzichtet. Nach jeder KEM-Berechnung werden die errechneten Kräfte auf ihre Zulässigkeit überprüft. Bei Auftreten von Zugkräften bei Bruchlastberechnungen wird der Strafterm 5 der Zielfunktion ermittelt (Kap. 5.2).

Wird hingegen der Sicherheitswert nach FELLENIUS berechnet, wird diese Kontrolle übergangen und trotzdem die Sicherheitsiteration durchgeführt. Durch die Mobilisierung der Schereigenschaften kehren sich Zugkräfte oftmals in Druckkräfte um. Es handelt sich dabei um Systeme, die unter der gegebenen Belastung nur durch zusätzlich in den Fugen aufzubringende Zugkräfte versagen würden.

5.1.5 Konvergenzprobleme in der FELLENIUS-Iteration

Die Ermittlung der nach FELLENIUS definierten Sicherheit

$$F = \frac{\tan \varphi_s}{\tan \varphi_{s,d}} = \frac{c_s}{c_{s,d}}$$

innerhalb einer KEM-Berechnung erfolgt wahlweise mit einer NEWTON/RAPHSON-Iteration, einer REGULA FALSI-Prozedur oder mit beiden Methoden hintereinandergeschaltet. Der Funktionswert dieser Iteration ist die schließende Kraft, die durch eine gleichmäßige Mobilisierung der Scherparameter in den inneren Fugen zu 0 wird (Bild 5.4).

Wird im Verlauf dieser Iteration die Ableitung (berechnet als Differenzenkoeffizient) $\frac{\Delta R}{\Delta F} = 0$, dann wird die Barrierefunktion 4 (Kap 5.2) aktiviert . Gleiches gilt für eine Überschreitung der maximal zulässigen Iterationsschritte. Die REGULA FALSI-Prozedur wird aktiviert und versucht einen korrekten Funktionswert zu errechnen. Versagt auch sie, bleibt der Barriere-term 4 aktiv.

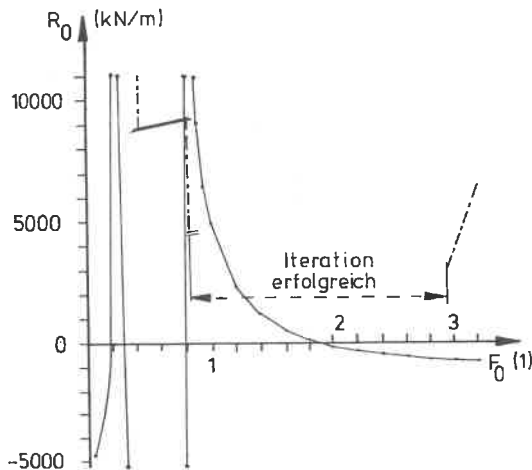


Bild 5.4 Schließende Kraft R_0 — als Funktion der Mobilisierung F_0 und Iterationsergebnis F - - - -.

Bild 5.4 stellt die schließende Kraft R_O (durchgezogen) als Funktion der Eingangssicherheit F_O der FELLENIUS-Iteration dar.

Es handelt sich um die Böschung eines kohäsionslosen Bodens. Für den Bereich $0 < F_O < 0.91$ ergeben sich Polstellen. Zugleich ist das "Iterationsergebnis" eingetragen. Nur für die Ausgangswerte $0.92 < F_O < 2.8$ gelingt es dem Verfahren, den zutreffenden Sicherheitsbeiwert zu ermitteln. Für die außerhalb dieses Bereichs liegenden Startwerte F_O führt der automatisierte Suchprozeß zur Bildung des Strafterms 6 (Kap. 5.2) und die REGULA FALSI-Prozedur wird aktiviert.

Neben der Berechnung der mobilisierten, längengewichteten Schereigenschaften muß nur die KEM-Statik wiederholt werden. Die Kinematik, Gewichte und Ausgangsscherparameter bleiben konstant.

Die Anzahl der Iterationen kann mit einer günstigen Wahl der Startsicherheit F_O deutlich verringert werden. Bewährt hat sich, den Sicherheitswert des letzten zulässigen KEM-Systems zu wählen.

Zugkräfte, die unter Umständen im Anfangssystem noch vorhanden sind, verschwinden in der Regel im Verlauf der Iteration. Das führt zu einer stark erhöhten Anzahl an brauchbaren Systemen.

Das Nachschalten der REGULA FALSI-Prozedur erhöht zwar den Rechenaufwand, führt jedoch zu einer Absicherung und Korrektur des Sicherheitswerts. Bedingt durch einen ungünstigen Startwert F_O , findet die erste Prozedur nicht immer den maßgebenden Sicherheitswert. Die REGULA FALSI-Prozedur startet mit $F_O = 1.0$ und lokalisiert den ersten möglichen Sicherheitswert für $F > 1.0$. Liegt der Sicherheitswert F_{Newton} nicht in diesem Intervall, wird der neue maßgebende Sicherheitswert F_{Regula} ermittelt.

Die iterative Bestimmung des Sicherheitswerts wird an einem einfachen Beispiel (Bild 5.5) verdeutlicht. Dazu wird ein Zwei-Körper-Bruchmechanismus in einer inhomogenen Böschung (ohne Grundwassereinfluß) gewählt (Bild 5.5 oben rechts). In der Systemskizze sind die Benennungen und Krafrichtungen schematisch angedeutet.

Die in Bildmitte dargestellte Funktion zeigt für dieses System die schließende Kraft R als Funktion der Mobilisierung bzw. der Eingangssicherheit F_O .

Im unteren Bildteil ist die grafische Lösung für zwei ausgewählte Sicherheitswerte und damit für zwei Mobilisierungszustände dargestellt. Im linken Krafteck sind die Scherwiderstände voll mobilisiert. Die schließende Kraft entspricht der Traglast des Systems. Im rechten Krafteck ist die Mobilisierung derart eingestellt, daß das System sich unter den gegebenen Kräften im Grenzgleichgewicht befindet.

Beispielhaft werden die zwei in der Funktion dargestellten Iterationsverläufe vorgestellt. Die wichtigsten Stationen sind mit Kennungen markiert.

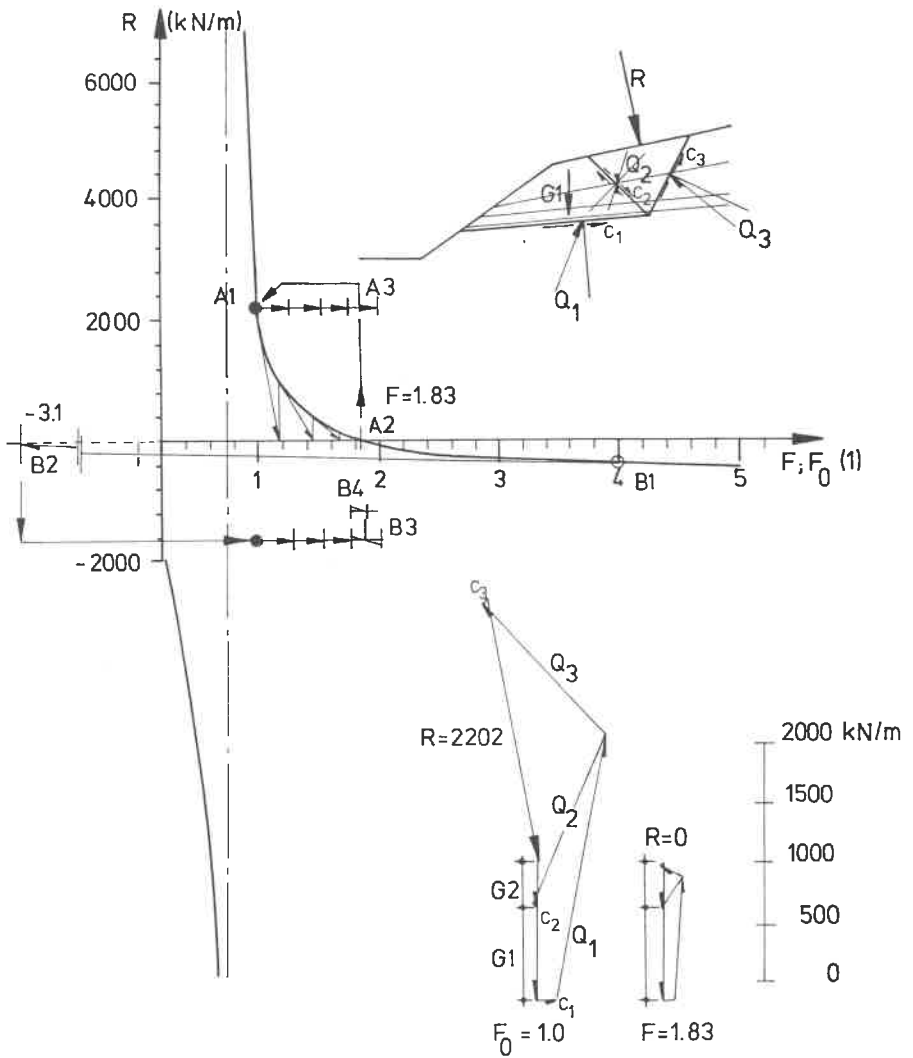


Bild 5.5 Darstellung des Iterationsverfahrens zur Bestimmung des maßgebenden Sicherheitswerts

1. Iterationsverlauf:

Als Startwert der Iteration wird $F_0 = 1.0$ gewählt (A1). Von diesem Startwert aus gelingt es mit Hilfe der NEWTON/RAPHSON-Iteration in 6 Schritten einen Sicherheitswert von $F_{\text{Newton}} = 1.83$ zu ermitteln (A2). Die nachgeschaltete Intervall-Prozedur ermittelt von $F_0 = 1.0$ ausgehend ein Lösungsintervall (A3) zwischen $F = 1.75$ und $F = 2.0$, in dem die bereits bekannte Lösung liegt. Die REGULA FALSI-Prozedur wird nicht aktiv. Da in der Lösung nur Druckkräfte auftreten, wird der ermittelte Sicherheitswert zum maßgebenden.

2. Iterationsverlauf:

Als Startwert wird $F_0 = 4.0$ gewählt (B1). Bereits der erste Iterationschritt der NEWTON-RAPHSON-Prozedur führt in Lösungsbereiche mit negativen Sicherheiten (B2). Dort wird dann ein erdstatisch nicht brauchbarer Sicherheitswert von $F = -3.1$ ermittelt. Diese Lösung liegt nicht im anschließend ermittelten Lösungsintervall (B3). Die REGULA FALSI-Prozedur wird aktiv und führt zum Sicherheitswert F_{Regula} (B4). Da in der Lösung keine Zugkräfte auftreten wird dieser Wert zum maßgebenden Sicherheitswert.

5.1.6 Zugkräfte nach erfolgter FELLENIUS-Iteration

Nach erfolgreicher FELLENIUS-Iteration werden die Fugenkräfte des zuletzt berechneten Systems überprüft. Treten bei dieser Überprüfung Zugkräfte auf, wird die Zielfunktion zum den Strafterm 6 (Kap. 5.2).

5.1.7 Verlust des Extremums bei mehreren aktiven Optimierungen

Bei jeder der eingesetzten Optimierungen kann es zu Programmabbrüchen kommen. Mögliche Gründe sind:

- Überschreiten des Zeitlimits,
- Überschreiten des Limits der KEM-Aufrufe,
- optimierungsinterne Probleme.

Es wird das vor Beginn der Optimierung gespeicherte Bestsystem reaktiviert. Dieser Vorgang ist besonders wichtig für die Berechnungen im stochastischen Sicherheitskonzept, da nur so die Gesamtstabilität einer Berechnung gesichert werden kann.

5.1.8 Numerische Glättung von Relativverschiebungen

Im Prinzip werden die Verschiebungen nur durch die vorgegebene Geometrie bestimmt und liegen mit der Berechnung der Kinematik fest.

Für den Fall, daß zwei benachbarte Elemente auf einer Geraden gleiten, ist ihre Relativverschiebung $v_s = 0$. Sie verhalten sich wie ein Monolith und sollten in ihrer gemeinsamen Fuge nur Normalkräfte übertragen. Durch die begrenzte Rechnergenauigkeit und durch Ungenauigkeiten im Gleichungslöser wird sich jedoch eine vorzeichenbehaftete, von 0 verschiedene Verschiebung ergeben.

Als Folge der ursprünglichen Definition des Verschiebungsvorzeichens tritt eine sprunghafte Richtungsänderung der Reibungskräfte in der Fuge auf (Bild 5.6).

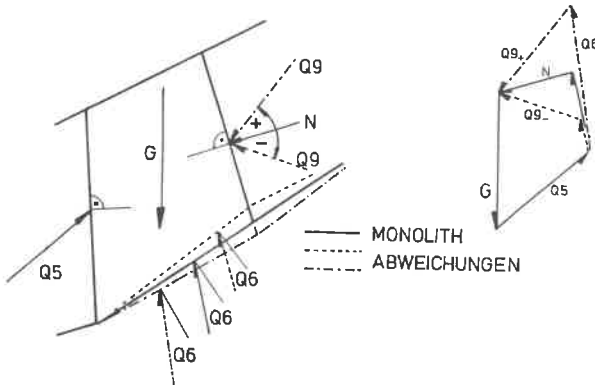


Bild 5.6 Sprunghafter Wechsel der Kinematik

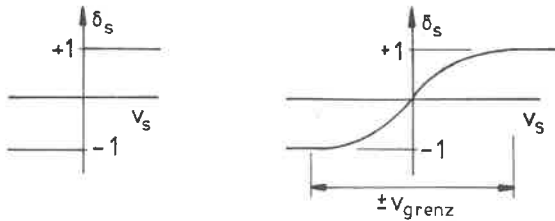


Bild 5.7 Numerisch geglätteter Übergang in der Kinematik

Dieser Effekt wird mit einer numerischen Glättung mit Hilfe einer $\tanh$ -Funktion behoben. In der Eingabe wird der Betrag eines Grenzwerts der Verschiebung vorgegeben, ab dem die Reibungseigenschaften voll mobilisiert sind. Zwischenwerte der Mobilisierung werden geglättet (Bild 5.7), (nach STURM mdl. Diskussion).

Dieser Vorgang tritt selten ein und wird nicht als ein Mobilisierungsgesetz im Sinne der Bodenmechanik betrachtet, bietet jedoch die Möglichkeit, ein "echtes" bodenmechanisches Mobilisierungsgesetz (siehe KOLB (1987)) zu implementieren.

5.2 Definition der Zielfunktion

Bei der Anwendung der KEM im Rahmen des statistischen Sicherheitskonzepts wird die Gesamtstabilität der ineinandergeschachtelten Iterationsprozesse neben der Suche nach dem globalen Minimum zum numerischen Hauptproblem.

5.2.1 Die Zielfunktion

Eine eindeutige Arbeitsstrategie aufgrund von rein theoretischen Überlegungen hinsichtlich der Vor- und Nachteile der einzelnen Optimierungsverfahren im Zusammenhang mit den zu erwartenden Restriktionen konnte nicht abgeleitet werden. Stattdessen wurden aufgrund von vielen Einzeluntersuchungen die folgenden Ersatzfunktionen bzw. Barrierewerte eingeführt:

Barriere 1: $\hat{F}_1 = 1 \cdot 10^N$, $\delta_1 = 1$ (Flächendurchdringung)

Barriere 2: $\hat{F}_2 = 2 \cdot 10^N$, $\delta_2 = 1$ (Fehlflächen)

Barriere 3: $\hat{F}_3 = 3 \cdot 10^N$, $\delta_3 = 1$ (Fehlstrecken)

Barriere 4: $\hat{F}_4 = 4 \cdot 10^N$, $\delta_4 = 1$ (Konvergenzprobleme) Strafterm

Strafterm 5: Reaktion entsprechend Strafterm 6

Strafterm 6: Es wird ein Strafterm aus dem letzten zulässigen Funktionswert (F_{alt}) und den Beträgen aller im System auftretenden Zugkräfte ($Q_n < 0.0$) gebildet. Ausgenommen sind die Kräfte der verschobenen Ränder.

$$\hat{F}_5 = F_{alt} + \sum_{n=1}^{k-1} \delta_n \cdot |Q_n| \quad \left\{ \begin{array}{l} \delta_n = 0 \text{ für } Q_n \geq 0 \\ \delta_n = 1 \text{ für } Q_n < 0 \end{array} \right. , \delta_5 = 1$$

Sicherheitsterm 7: $\hat{F}_7 = F_{Newton}$, $\delta_7 = 1$ (Sicherheitswert korrekt)

Sicherheitsterm 8: $\hat{F}_8 = F_{Regula}$, $\delta_8 = 1$ (Sicherheitswert korrekt)

Durch Summation der einzelnen Werte ergibt sich die Zielfunktion $f(x)$ zu:

$$f(x) = \sum_{i=1}^8 \delta_i \cdot \hat{F}_i$$

Rechentechnisch vereinfachend wird die Summation nicht immer vollständig durchgeführt. Für ein System, bei dem Geometrirestriktionen verletzt sind, ist die Ermittlung des Sicherheitswerts überflüssig. In der Summation wird nur die erste verletzte Geometrirestriktion berücksichtigt.

Dieses einfache Arbeitskonzept hat sich im Verlauf der durchgeführten Untersuchungen herauskristallisiert und bisher stets bewährt. Der Exponent N ist so festzulegen, daß die Barrierewerte im Normalfall größer als die Ersatzfunktionswerte bzw. als die korrekten Funktionswerte sind. Das entspricht einer Wichtung der einzelnen Restriktionsverletzungen. Die definierte Funktion ist an den Übergängen nicht stetig.

Bei den ableitungsfreien Optimierungsmethoden führt die definierte Zielfunktion zu der erwünschten Abnahme der Zugkräfte, bis Systeme auftreten, die statisch korrekt sind. Die Summation zum "Basiswert" F_{alt} ist nötig, weil ansonsten

- das Minimum sich stets zu $F = 0$ ergäbe (sofern Zug = 0),
- mit Übergang zur statisch korrekten Zielfunktion bei $F_{alt} = \text{const}$ eine größere Unstetigkeit auftritt.

5.2.2 Einordnung der Zielfunktionsbildung

Die vorgeschlagene Zielfunktion ähnelt der Anwendung von Straffunktionen (siehe z.B. KÜNZI (1979)). Dabei ist das Setzen der Barrierewerte dem inneren Straffunktionsverfahren und die Bildung der Ersatzfunktion beim Auftreten von Zugkräften dem äußeren Straffunktionsverfahren zuzuordnen.

Die Funktionen werden allerdings nicht explizit vorgegeben, sondern bei den Barrierewerten als konstante Werte so vorweg definiert, daß in jedem Fall (bei Minimumsuche):

$$\hat{F}_{\text{Barriere}} > \hat{F}_{\text{Straf}} > \hat{F}_{\text{Newton/Regula}} = \text{Min } f(\mathbf{x}^*)$$

und bei der Berücksichtigung der Zugkräfte so, daß

$$f(\mathbf{x})_{\text{Zug}} = F_{\text{alt}} + P(\mathbf{x}) = F_{\text{alt}} + \sum_i Q_i < 0.0 > \hat{F}_{\text{Newton/Regula}} = \text{Min } f(\mathbf{x}^*)$$

ist.

$P(\mathbf{x})$ ergibt sich bei der Überprüfung der in der Statik berechneten Zugkräfte.

Für die Einhaltung der vorweg definierten Restriktionen stellt die Methode der Straffunktionen eine praktikable Art vorzugehen dar. Das Verlassen bzw. das "Entferntsein" von zulässigen Parameterbereichen wird eine Erhöhung von $f(\mathbf{x})$ zur Folge.

Als weitere, häufig beschriebene Möglichkeit der Restriktionsbehandlung käme die Methode der Lagrangeschen Multiplikatoren in Frage (z.B. FRYER/GREENMAN (1987)). Für den Fall, daß es tatsächlich gelingt, die bestehenden Restriktionen in diesem Konzept zu formulieren, erscheint die Lösung der anfallenden hochnichtlinearen Gleichungssysteme nach den Multiplikatoren g und anschließend nach den unbekannten Parametern $(\mathbf{x})$ der stationären Punkte von $f(\mathbf{x})$ nicht weniger aufwendig zu sein als das Konzept der Straffunktion.

5.3 Darstellung der definierten Zielfunktion

Als Beispiel wird ein besonders einfaches, nur aus zwei Elementen bestehendes System gewählt. In diesem Beispiel können einerseits die Zielfunktion und andererseits die in Kapitel 5 beschriebenen Besonderheiten anschaulich vorgestellt werden. Der im Böschungskörper liegende Eckpunkt wird in x - und z -Richtung variiert. Es wird eine 5 m hohe und 22.6° steile Böschung untersucht. In den verschiedenen Beispielen wird dieser GOK-Verlauf beibehalten, die Bodenverhältnisse jedoch werden variiert.

Die flächenhafte Berechnung der Zielfunktion erfolgt mit Hilfe einer Rastervariation. Dabei werden für eine konstante x -Koordinate die z -Koordinate ausgehend von $z = 0.0$ m, um $\Delta z = 0.25$ m erhöht und der jeweilige Wert der Zielfunktion berechnet. Nach Erreichen der oberen Variationsgrenze $z = 20.0$ m, wird x um $\Delta x = 0.25$ m erhöht und die Variation der z -Koordinate wiederholt. Die obere Grenze der x -Koordinate ist $x = 25.0$ m.

Da mit der Wahl von nur 2 Variablen ein zweidimensionales Beispiel vorliegt, können die ermittelten Funktionswerte einerseits als Höhenlinien und andererseits als Topologie dargestellt werden.

Die Wichte wird für alle Beispiele einheitlich angenommen zu:

$$\gamma_f = 20.0 \text{ kN/m}^3 \text{ und } \gamma_r = 20.0 \text{ kN/m}^3.$$

Erläuterung zur Darstellung der Zielfunktion

In der Höhenliniendarstellung ergibt sich das dem Funktionswert zugeordnete Elementesystem durch die Verbindung der Oberflächenpunkte (fett markiert) mit dem Koordinatenpunkt des Funktionswerts. Bei allen Beispielen wurde versucht, von $f(\mathbf{x}) = f(x,z) = 0.5$ ausgehend 50 Höhenlinien mit $\Delta f = 0.5$ darzustellen. Damit sind die Darstellungen untereinander vergleichbar. Als Folge der beschränkten Anzahl von Höhenlinien treten in einigen Darstellungen leere Bereiche auf, da dort $f(\mathbf{x}) = f(x,z) > 50 * 0.5$ ist.

Zusätzlich wird die Darstellung mit einer Grauschattierung überzogen, um eine Unterscheidungsmöglichkeit für folgende Fälle zu bieten:

- 1) weiß = keine Schattierung: 

Der Funktionswert stellt den Sicherheitswert dar. Alle Restriktionen sind eingehalten.

- 2) fein punktiert: 

Das zugehörige System verletzt Zugrestriktionen. Der Funktionswert setzt sich aus dem letzten Sicherheitswert und den Beträgen der Zugkräfte zusammen.

- 3) grob punktiert: 

Das zugehörige System wird verworfen, da sich aus den Elementeckpunkten eine "negative Fläche" ergibt. Es wird der Barriereterm 1 aktiviert.

- 4) rautenartig: 

Da alle Beispiele formal als geschichtet betrachtet werden, greift hier für das linke Element die Überprüfung der Differenz zwischen der sich aus den Elementeckpunkten und der sich aus dem Schichtungsprogramm ergebenden Elementfläche. Es wird der Barriereterm 2 aktiviert.

- 5) Schwarze Quadrate, bzw. aus diesen zusammengesetzt: 

Für diese Systeme kann kein Sicherheitswert angegeben werden, da eine der verschiedenen Schranken (z.B. Anzahl der zulässigen Iterationen) bei der Bestimmung der Sicherheitswerts überschritten wurde. Es wird der Barriereterm 4 aktiviert.

Für diese räumliche Darstellung werden Funktionswerte $f(\mathbf{x}) > 50$, ohne zwischen den einzelnen Restriktionen zu unterscheiden, zu $f(\mathbf{x}) = 50$ gesetzt. Damit wird erreicht, daß alle Darstellungen miteinander vergleichbar sind und die Bereiche mit korrekten Sicherheitswerten für den Betrachter nicht zu Ebenen degenerieren. Für alle Darstellungen wird der gleiche Blickwinkel gewählt (in der Darstellung angedeutet).

Beispiel 1:

Bild 5.8 stellt den Verlauf des Sicherheitswerts für einen Reibungsboden mit $\varphi' = 30^\circ$ dar. Es ergibt sich ein gleichmäßiger Funktionsverlauf mit nur einem Minimum. Wie bei reinen Reibungsböden zu erwarten, weist das maßgebende System auf eine oberflächennahe, böschungsparelle und wenig mächtige Scholle hin. Das Minimum besitzt einen Sicherheitswert von $F = 1.42$.

Beispiel 2:

Gegenüber Beispiel 1 wurde ein Sickerwasserspiegel eingeführt. Das Minimum $F = 1.41$ verlagert sich von der Oberfläche in den Erdkörper. Es existiert wiederum nur ein Minimum. Die Höhenlinien weiten sich deutlich auf (Bild 5.9).

Beispiel 3:

Die Böschung besteht aus einem kohäsiven Boden mit $\varphi' = 20^\circ$ und $c' = 2.5 \text{ kN/m}^2$. Der minimale Sicherheitswert liegt im Erdkörper. Es existiert nur ein Minimum mit $F = 1.43$. Entlang der Böschungsoberfläche treten Systeme mit Zugkräften auf. Die Iteration zur Ermittlung des Sicherheitswerts ist häufiger als in den Beispielen 1 und 2 erfolglos (Bild 5.10).

Beispiel 4:

Gegenüber Beispiel 3 wird ein Sickerwasserspiegel eingeführt. Die Lage des einzigen Minimums verändert sich geringfügig. Der Sicherheitswert fällt auf $F = 1.22$ ab (Bild 5.11).

Beispiele 5 und 6:

Diese Beispiele stellen eine Böschung mit Bodenschichtung dar. Die bodenmechanischen Kennwerte der Schichtung lauten:

oberste Schicht : $\varphi' = 30.0^\circ$ $c' = 0.0 \text{ kN/m}^2$,
mittlere Schicht : $\varphi' = 27.5^\circ$ $c' = 20.0 \text{ kN/m}^2$,
untere Schicht : $\varphi' = 20.0^\circ$ $c' = 2.5 \text{ kN/m}^2$.

Gegenüber dem gleichmäßigen Verlauf der homogenen Böschung treten durch die Schichtung lokale Minima in Erscheinung. Das globale Minimum entspricht dem Beispiel "homogener Reibungsboden". Der gewählte Schichtungsverlauf führt zu einer schräg verlaufenden wallartigen Erhöhung (Bild 5.12). Die Ursache ist das Anwachsen des Sicherheitswerts beim Übergang der Bruchfuge in die benachbarte Bodenschicht mit besseren Schereigenschaften.

Der Funktionsverlauf in Bild 5.13 stellt den Verlauf bei Bodenschichtung und Sickerwasserspiegel dar. Das globale Minimum entspricht in etwa dem Beispiel "homogener Reibungsboden und Sickerwasser" in Bild 5.9.

Beispiel 7:

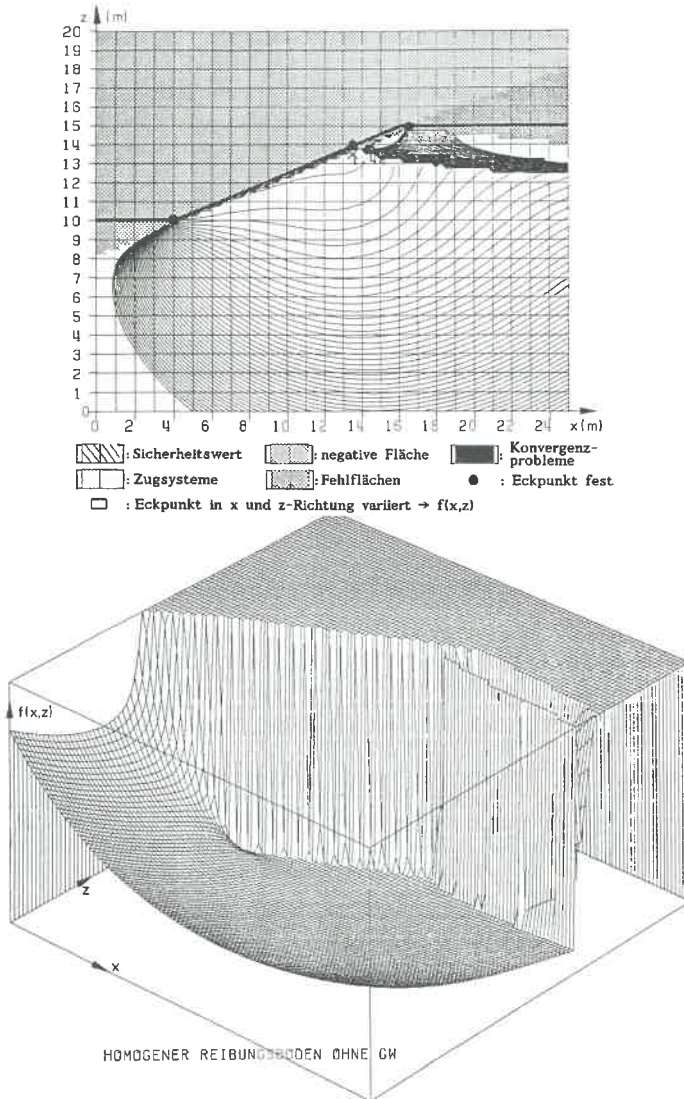
Beispiel 7 (in Bild 5.14 dargestellt) entspricht Beispiel 6. Bei den Berechnungen der Funktionswerte wird auf die zusätzliche, automatisierte Kontrolle der Plausibilität des Sicherheitswerts mit Hilfe der REGULA FALSI-Prozedur verzichtet. Wichtige Bereiche der Funktion fallen aus, da die Ermittlung des Sicherheitswerts allein mit Hilfe der NEWTON/RAPHSON-Prozedur versagt.

Die Ursache ist in der gewählten Ausgangssicherheit F_{alt} zu suchen. Die Ausgangswerte stammen aus dem Bereich des Walles und führen bereits mit dem ersten Iterationsschritt aus dem Intervall des wirklichen Sicherheitswerts heraus. Die Suche führt zu "irgendeinem" Sicherheitswert, der allerdings die Zugrestriktion verletzt. Das globale Minimum wird in diesem Beispiel zufällig noch erkannt.

Mit diesem Beispiel ist die Notwendigkeit einer automatisierten Plausibilitätskontrolle des errechneten Sicherheitswerts nachgewiesen.

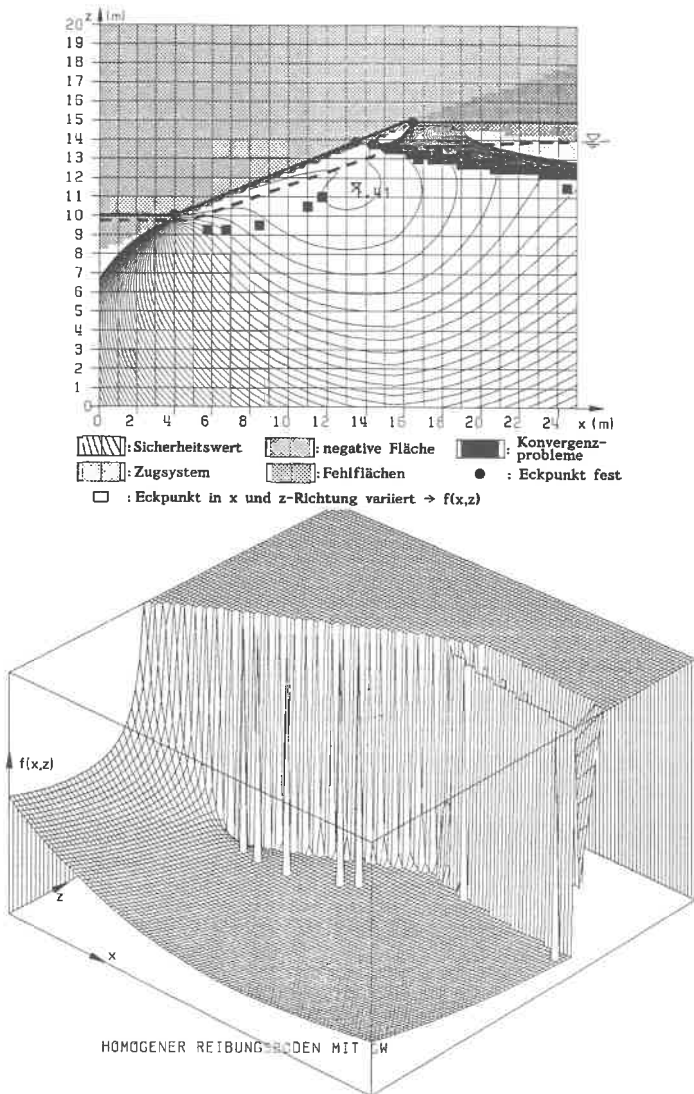
Zusammenfassend kann festgestellt werden:

- Homogene Bodenverhältnisse (auch mit Grundwasser) lassen einen einfachen Funktionsverlauf erwarten. Über die vorgestellten Beispiele hinaus läßt sich aufgrund von Erfahrungen sogar vermuten, daß stets nur ein Minimum, das globale, existiert.
- Geschichtete Bodenverhältnisse weisen auf lokale Minima hin. Der ungleichmäßige Funktionsverlauf läßt Probleme für die Optimierungsalgorithmen erwarten. Im Vergleich zu Literatur-Zielfunktionen für numerische Optimierungen stellt sich die Zielfunktion der KEM als sehr komplex dar.
- Das vorgestellte Abbild der Zielfunktion kann durch ihre Konstruktionsmethode in lokalen Bereichen leicht verfälscht werden (z.B. Interpolationsmethode zur Ermittlung der Höhenlinien).



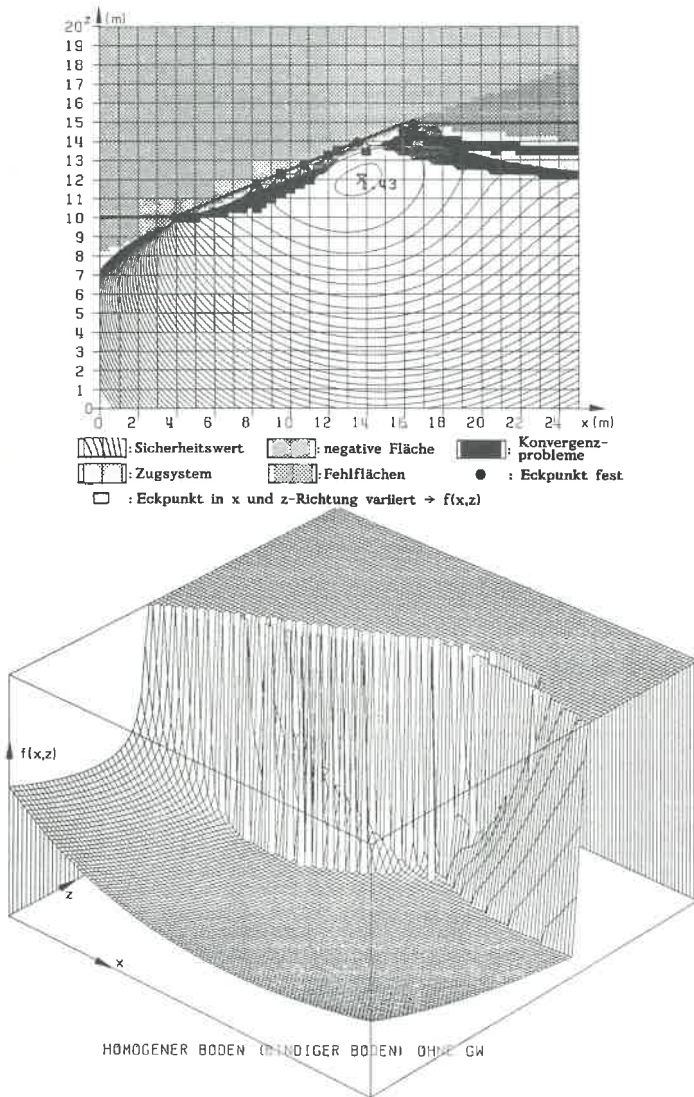
*) $f(x,z) > 50 * 0.5 \rightarrow$ nicht mehr dargestellt

Bild 5.8 Zielfunktion für ein zwei-Elemente-System in einem homogenen Reibungsboden. Darstellung als Linien gleichen Funktionswerts und als Funktionslandschaft.



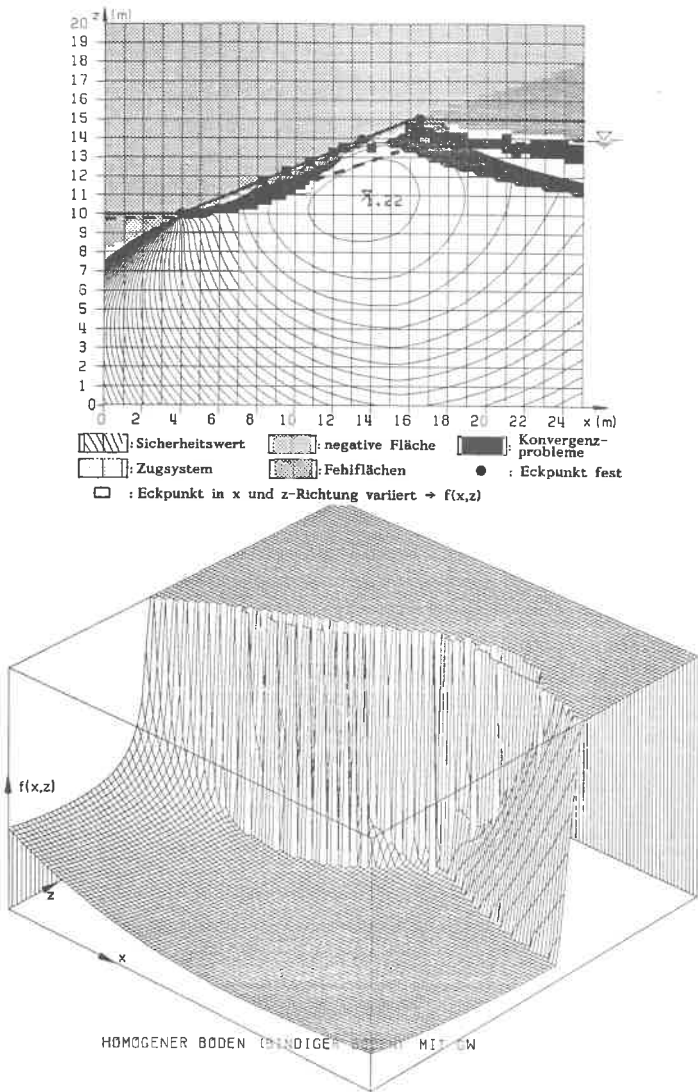
*) $f(x,z) > 50 \cdot 0.5 \rightarrow$ nicht mehr dargestellt

Bild 5.9 Zielfunktion für ein zwei-Elemente-System in einem homogenen Reibungs-
boden mit Sickerwasserspiegel. Darstellung als Linien gleichen Funktions-
werts und als Funktionslandschaft.



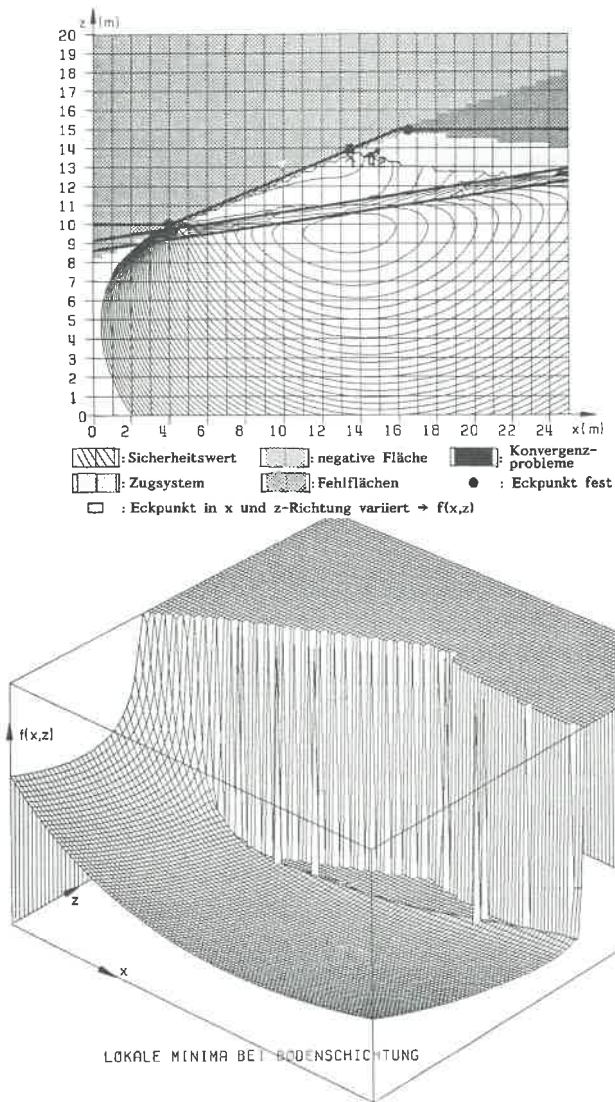
*) $f(x,z) > 50 \cdot 0.5 \rightarrow$ nicht mehr dargestellt

Bild 5.10 Zielfunktion für ein zwei-Elemente-System in einem homogenen kohäsiven Boden. Darstellung als Linien gleichen Funktionswerts und als Funktionslandschaft.



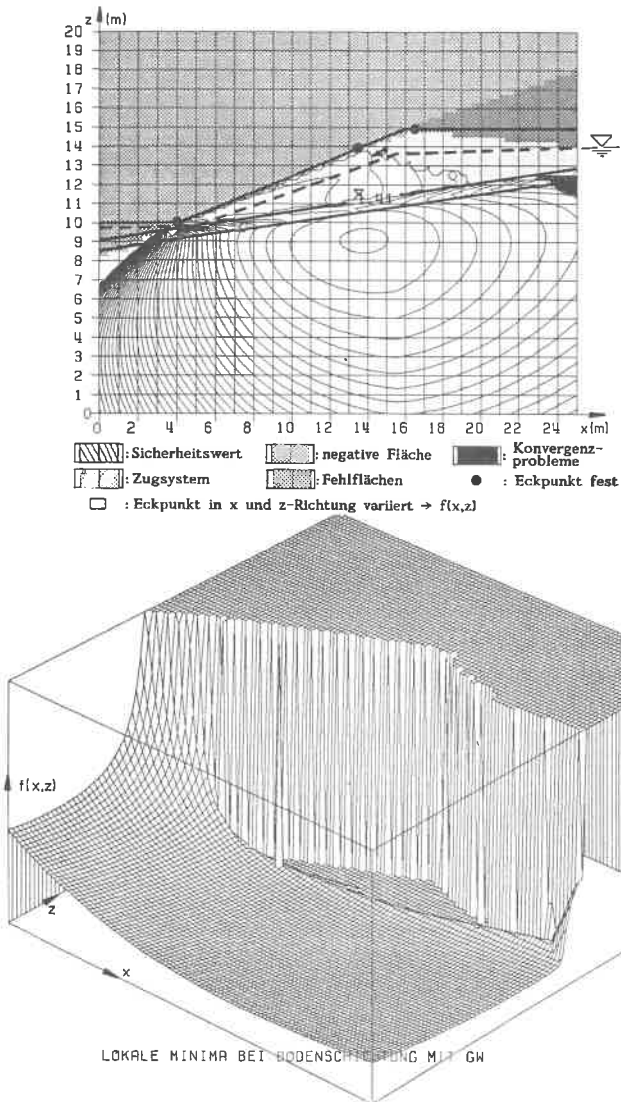
*) $f(x,z) > 50 * 0.5 \rightarrow$ nicht mehr dargestellt

Bild 5.11 Zielfunktion für ein zwei-Elemente-System in einem homogenen kohäsiven Boden mit Sickerwasserspiegel. Darstellung als Linien gleichen Funktionswerts und als Funktionslandschaft.



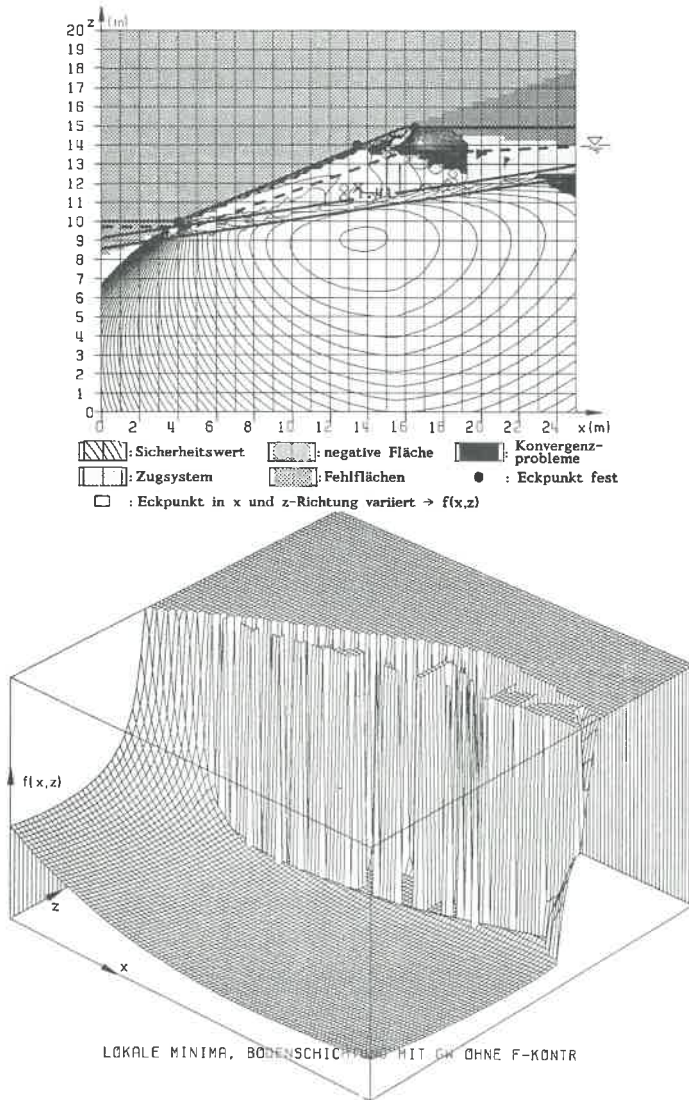
*) $f(x,z) > 50 \cdot 0.5 \Rightarrow$ nicht mehr dargestellt

Bild 5.12 Zielfunktion für ein zwei-Elemente-System in einem geschichteten Boden.
Darstellung als Linien gleichen Funktionswerts und als Funktionslandschaft.



*) $f(x,z) > 50 \cdot 0.5 \rightarrow$ nicht mehr dargestellt

Bild 5.13 Zielfunktion für ein zwei-Elemente-System in einem geschichteten Boden mit Sickerwasserspiegel. Darstellung als Linien gleichen Funktionswerts und als Funktionslandschaft.



*) $f(x,z) > 50 * 0.5 \rightarrow$ nicht mehr dargestellt

Bild 5.14 Zielfunktion für ein zwei-Elemente-System in einem geschichteten Boden mit Sickerwasserspiegel, **ohne Kontrolle des ermittelten Sicherheitswerts**. Darstellung als Linien gleichen Funktionswerts und als Funktionslandschaft.

6. Optimierungsmethoden

Ein Hauptbestandteil der Kinematische-Elemente-Methode ist die Automatisierung der Geometrievariation mit numerischen Optimierungsmethoden.

Im Rahmen dieser Arbeit werden vier verschiedene Methoden eingesetzt:

- die Evolutionsstrategie nach SCHWEFEL (1977),
- die Simplexstrategie nach NELDER/MEAD (1965),
- die Complexstrategie nach BOX (1965),
- ein Quasi-Newton-Verfahren nach DAVIDON/NAZARETH (1977).

Diese Suchstrategien können in der angegebenen Reihenfolge eingesetzt werden. Dabei bearbeiten die erste angewandte Strategie die Ausgangsgeometrie und die folgenden das bis zu diesem Zeitpunkt vorliegende Bestsystem.

Die Strategie nach SCHWEFEL zählt zu den Zufallsstrategien, die nach NEALDER/MEAD und die nach BOX zu den ableitungsfreien Strategien. Im Quasi-Newton-Verfahren nach DAVIDON/NAZARETH werden aus Funktionswerten numerisch erste Ableitungen gebildet und zweite Ableitungen mittels anfallender Information angenähert.

Im folgenden wird ein prinzipieller Abriß der genannten Optimierungsmethoden gegeben. Einzelheiten sind der angegebenen Literatur zu entnehmen.

6.1 Evolutionsstrategie

Eine Erweiterung der von RECHENBERG (1973) entwickelten Evolutionsstrategie wird von SCHWEFEL (1977) mit der mehrgliedrigen Evolutionsstrategie vorgeschlagen.

In diesen Strategien wird versucht, in stark vereinfachter Form die biologische Evolution nachzuvollziehen. RECHENBERG geht von einem Elter und einem erzeugten Nachkommen, also von zwei Individuen aus. SCHWEFEL erweitert das angewandte Evolutionsschema zur "mehrgliedrigen Evolutionsstrategie" mit einer größeren Population. Er geht von $\mu > 1$ Eltern und $\lambda > m$ Nachkommen aus.

Verbal formuliert SCHWEFEL sein Konzept wie folgt:

"Schritt 0: gegeben ist eine Population bestehend aus μ Individuen. Jedes ist gekennzeichnet durch seinen Genotyp, bestehend aus n Genen, die die Vitalität eindeutig festlegen.

Schritt 1: Jedes Elter-Individuum erzeugt λ/μ Nachkommen, so daß insgesamt λ neue Individuen vorhanden sind. Der Genotyp eines Nachkommen unterscheidet sich nur wenig von dem seines Elters.

Schritt 2: Nur die μ 'besten' der λ Nachkommen werden zu Eltern der folgenden Generation (Selektion)."

Er führt dann eine Übertragung dieses Schemas in einen mathematischen Algorithmus durch und untersucht die Eigenschaften bezüglich der Optimierung von Funktionen.

Übertragen auf die KEM bedeuten die Begriffe:

- Population : Gesamtheit der definierten und im Rechner gespeicherten Bruchmechanismen.
- Gene : Koordinatenvektoren der Systeme.
- Vitalität : Funktionswert, je kleiner desto vitaler.
- Eltern : Ausgangssysteme (Koordinatenvektoren) für einen weiteren Iterationsschritt.
- Nachkomme : Von einem Elter durch geringe (zufällige) Abweichungen sich unterscheidender Koordinatenvektor.
- Selektion : Auswahl der Systeme aus den Nachkommen mit dem "besten" Funktionswert.

Die Abweichungen eines Nachkommen werden durch normalverteilte Zufallszahlen, die mit einer logarithmisch normalverteilten Schrittweite kombiniert werden, zufällig erzeugt. Die Schrittweite wird mit dem Verlauf des Iterationsprozesses nach den Kriterien Erfolg oder Mißerfolg verändert und steuert so die Konvergenz.

Bezogen auf die KEM verspricht diese Strategie folgende Vorteile:

- Ableitungen der Variablen werden nicht benötigt.
- Prinzipiell ist jederzeit die Möglichkeit einer globalen Konvergenz gewahrt.
- Da die Systeme und die anfallenden Informationen voneinander unabhängig sind, ist dieses Verfahren sehr robust.
- Restriktionen können berücksichtigt werden.

6.2 Simplexstrategie

Diese direkte Optimierungsmethode wählt ihre Suchrichtung und die Schrittgrößen anhand errechneter Funktionswerte aus. Dazu werden vorgegebene Regeln benutzt. Da das vorgegebene Arbeitsschema nicht unbedingt zu Verbesserungen der Zielfunktion führt, müssen Maßnahmen getroffen werden, um einen Schritt in die "falsche" Richtung gegebenenfalls zu korrigieren. Die Konvergenz dieser Methode läßt sich nicht mathematisch begründen. Mit Hilfe von bekannten Funktionswerten wird ein zielgerichtetes Vorgehen über Versuch und Irrtum in Richtung eines vermuteten Extremums durchgeführt.

Mit den n zu optimierenden Parametern (geometrischen Variablen) wird ein $n+1$ -dimensionales Polyeder aufgespannt, das auch Simplex genannt wird. Jedem Eckpunkt des Polyeders ist ein Funktionswert zugeordnet. Mit diesen Funktionswerten liegt die Kontur der Zielfunktion fest. Im zweidimensionalen Fall bei $n + 1 = 3$ Funktionswerten ergibt sich eine noch anschauliche Topologie.

Im Verlauf der Optimierung wird das in der Startphase gleichseitige Dreieck in Lage und Längen der einzelnen Seiten verändert. Bei einer erzielten Verbesserung wird versucht, in dieser Richtung beschleunigt voranzukommen. Je nach Situation werden die Seiten einzeln oder alle verkürzt, um sich der Topologie besser anzupassen. Abschließend wird versucht, durch ein Zusammenziehen des Simplex das Extremum genauer zu fixieren.

bezogen auf die KEM schien diese Strategie folgende Vorteile zu bieten:

- Ableitungen nach den Variablen werden nicht benötigt.
- Es sind stets $n+1$ Funktionswerte vorhanden. Damit wird die Wahrscheinlichkeit erhöht, bei einzelnen nicht brauchbaren Werten über die restlichen zweckmäßige Suchrichtungen zu wählen.
- Der Algorithmus ist einfach und übersichtlich.
- Das Verfahren ist robust.

6.3 Complexstrategie

Die Complexstrategie (Complex = **C**onstrained **S**implex) von BOX (1965) ist eine Modifikation der Polyederstrategie, wie sie in Kap. 6.2 beschrieben wird.

Vorhandene Nebenbedingungen können im Gegensatz zur Simplexstrategie berücksichtigt werden. Bei n Parametern können $n + 1 \leq k \leq 2n$ Eckpunkte verarbeitet werden. Die höhere Anzahl von bekannten Funktionswerten entspricht einer dichteren Information am Polyederrand. Es wird versucht, bei jedem Schritt in Richtung des Minimums den Polyeder von vornherein zu vergrößern.

Die Nebenbedingungen dürfen explizite (unzulässige Suchgebiete) und implizite (Ungleichungen als Funktionen der eingehenden Parameter) Formen annehmen. Werden Nebenbedingungen verletzt, wird der Polyederpunkt auf geeignete Weise zurückgesetzt.

Für die KEM bot diese Strategie ähnliche Vorteile wie die Simplexstrategie. Zusätzlich schien bedeutsam:

- Es sind sehr viele Funktionswerte vorhanden. Damit ist die Wahrscheinlichkeit sehr hoch, bei einzelnen nicht brauchbaren Werten über die restlichen Funktionswerte zweckmäßige Suchrichtungen zu wählen.
- Restriktionen können berücksichtigt werden.

6.4 Quasi-Newton-Strategie

Das von DAVIDON/NAZARETH (1977) entwickelte Optimierungsverfahren zählt zu den Quasi-Newton-Verfahren. Kennzeichnend für diese Verfahren ist, daß keine analytisch oder numerisch gebildeten zweiten Ableitungen der zu optimierenden Funktion benötigt werden, sondern daß diese iterativ angenähert werden.

Das Verfahren bezieht die benötigte Information aus numerisch gebildeten ersten Ableitungen, den Parametervektoren und dem Funktionswert.

Die stark vereinfachten Zusammenhänge des Verfahrens und der Ableitung sind:

Die zu optimierende Funktion wird durch eine Taylorreihe bis zum quadratischen Glied dargestellt:

$$f(\mathbf{x}_{k+1}) = f(\mathbf{x}_k) + \mathbf{h}^T \nabla f(\mathbf{x}_k) + 1/2 \mathbf{h}^T \nabla^2 f(\mathbf{x}_k) \mathbf{h}.$$

Die notwendige Bedingung für ein Extremum in einem neuen Punkt $\mathbf{x}_{k+1}$ sind zu Null werdende Ableitungen:

$$\nabla f(\mathbf{x}_{k+1}) = \nabla f(\mathbf{x}_k) + \nabla^2 f(\mathbf{x}_k)(\mathbf{x}_{k+1} - \mathbf{x}_k) \stackrel{!}{=} \mathbf{0} ,$$

wobei $\mathbf{h} = \mathbf{x}_{k+1} - \mathbf{x}_k$ ist. Aufgelöst nach $\mathbf{x}_{k+1}$:

$$\mathbf{x}_{k+1} = \mathbf{x}_k - [\nabla^2 f(\mathbf{x}_k)]^{-1} * \nabla f(\mathbf{x}_k) .$$

Für rein quadratische Funktionen ist diese Lösung exakt, für andere Probleme wird diese Lösung zur Iterationsvorschrift.

Die Suchrichtung ist mit:

$$\mathbf{v} = [\nabla^2 f(\mathbf{x}_k)]^{-1} \nabla f(\mathbf{x}_k)$$

definiert.

In Kurzform lautet die vorletzte Gleichung:

$$\mathbf{x}_{k+1} = \mathbf{x}_k - \mathbf{H}^{-1}(\mathbf{x}_k) \mathbf{g}(\mathbf{x}_k) .$$

An dieser Stelle kommt der spezielle Ansatz der Quasi-Newton-Methode zum Tragen. Ziel ist es, die inverse Hessematrix $\mathbf{H}^{-1}$ von der Einheitsmatrix $\mathbf{1}$ ausgehend im Verlauf der Iteration durch vorgegebene Näherungsbeziehungen zu approximieren. Die Approximation wird mit $\mathbf{M}$ bezeichnet und erfolgt mit Hilfe einer Korrekturmatrix $\mathbf{D}$. Sie ergibt sich für den nächsten Iterationsschritt zu:

$$\mathbf{M}_{k+1} = \mathbf{M}_k + \mathbf{D}_k .$$

Der Schritt $\mathbf{s}_k$ zum nächsten Iterationspunkt ist gegeben mit:

$$\mathbf{s}_k = \mathbf{x}_{k+1} - \mathbf{x}_k = -\lambda \mathbf{M}_k \mathbf{g}_k .$$

Die Schrittweite λ wird so bestimmt, daß

$$f(\mathbf{x}_{k+1}) < f(\mathbf{x}_k)$$

ist.

DAVIDON gibt eine Regel und den zugehörigen Algorithmus für die Korrekturmatrix $\mathbf{D}_k$ an, die sicherstellt, daß die angenäherte inverse Hessematrix $\mathbf{M}$ stets optimal konditioniert ist. Ferner ist es nicht erforderlich, daß bei der Wahl der Schrittweite λ das relative Minimum in dieser Richtung genau gefunden wird. Das führt zu einem stabilen Iterationsverlauf im Bereich des Minimums.

Für die KEM bot diese Strategie folgende Vorteile:

- Sie stellt eine leistungsfähige, mathematisch begründete Optimierungsstrategie dar.
- Sie führt zu einer genauen Lokalisierung des Minimums.
- Es erfolgt eine Minimierung der Anzahl der Funktionsaufrufe, da praktisch alle Funktionsaufrufe verarbeitbare Informationen liefern.

6.5 Vor- und Nachteile der Optimierungsmethoden

Evolutionstrategie

Vorteile:

- Dominieren Zugkräfte im Ausgangssystem, werden im Verlauf der Optimierung mit großer Wahrscheinlichkeit zulässige Systeme erreicht. Diese Systeme dominieren dann sehr bald in der Population. Damit wird diese Methode mit Restriktionsverletzungen sehr gut fertig.
- Insbesondere in der Startphase der Iteration kann ein sehr großes Gebiet abgeprüft werden. Damit wird die Wahrscheinlichkeit, das globale Extremum zu finden, stark erhöht.
- Rückfälle im fortgeschrittenen Iterationsstadium in nicht zulässige Systeme werden sehr gut verarbeitet.
- Der Optimierungsverlauf ist ungewöhnlich stabil. Es erfolgen praktisch keine vom Algorithmus erzwungenen Programmabbrüche.

Nachteile:

- Im Bereich des endgültigen Funktionswertes wird ein sehr langsamer Konvergenzfortschritt erzielt. Das führt zu extrem hohen Rechenzeiten.

Simplexstrategie

Vorteile:

- Diese Strategie führt bei in der Startphase auftretenden Zugkräften häufig zu zulässigen Systemen.
- Im fortgeschrittenen Iterationszustand ist für eine beschränkte Anzahl von die Restriktionen verletzenden Eckpunkten ein stabiler Iterationsverlauf erzielbar.
- Für KEM-Probleme ist diese Strategie ein stabiler Optimierungsalgorithmus.
- Durch die sehr flexible Anpassung an den Funktionsverlauf erfolgt ab einem gewissen Arbeitsstadium ein zielstrebiges Optimierungsverlauf.
- Diese Strategie benötigt deutlich weniger Rechenzeit als die Evolutionstrategie.

Nachteile:

- Die flexible Kontraktion der Polyederkanten erfordert eine zusätzliche Anzahl an Funktionsaufrufen. Sie führt nicht unbedingt zu einem Fortschreiten in Richtung Extremum, erhöht jedoch den Rechenzeitbedarf.
- Restriktionen in Form von unzulässigen Parametergebieten können nicht direkt berücksichtigt werden.

Complexstrategie

Vorteile:

- Bei in der Startphase in den Elementfugen auftretenden Zugkräften werden in der Regel im Verlauf der Optimierung zulässige Systeme gefunden.
- In der Regel führen Restriktionsverletzungen im fortgeschrittenen Iterationsverlauf nur zu einer vorübergehenden Instabilität.

- Der Algorithmus hat sich für KEM-Probleme als stabil erwiesen.
- Aufgrund des Reflexionsvorgangs, der anstatt einer reinen Spiegelung sofort mit einer Expansion verbunden ist, werden häufig deutliche Fortschritte erzielt. Dieser Vorgang ist jedoch zufällig.
- Gegenüber der Evolutionsstrategie wird deutlich weniger und gegenüber der Simplexstrategie weniger Rechenzeit benötigt.

Nachteile:

- Unter bestimmten Bedingungen zieht sich der Algorithmus auf den "Mittelpunkt des Polyeders" zurück. Es wird vorausgesetzt, daß dieser zulässig ist bzw. auf dem Weg zu diesem das Extremum liegt. Liegt dort nicht das Extremum, dann stagniert die Suche; verletzen die Bereiche um diesen Punkt Restriktionen, dann ist keine Konvergenz erzielbar.
- Der "radikale" Reflexionsvorgang führt zu einer Verringerung der Effektivität, wenn der Reflexionsfaktor zu groß gewählt wird.

Quasi-Newton-Strategie

Vorteile:

- Jeder Schritt, der nicht den Gradientenbildungen dient, führt in Richtung Extremum.
- Im Bereich des Extremums wird in der Regel im Vergleich zu den restlichen Methoden der kleinste Funktionswert ermittelt.
- Wenn die Suche überwiegend im restriktionsfreien Parameterbereich verläuft, arbeitet der DAVIDON/NAZARETH-Algorithmus sehr effektiv.

Nachteile:

- Eine relativ große Anzahl von Funktionsaufrufen wird für die Gradientenbildung benötigt, ohne damit einen direkten Fortschritt erzielen zu können.
- Restriktionen können nicht direkt berücksichtigt werden.
- Bei Anfangszugsystemen sind selten zulässige Elementsysteme erzielbar.
- Bei der Gradientenbildung sind nur einige wenige Zugsysteme zulässig, da ansonsten eine zu große Fehlorientierung eintritt; nehmen diese Systeme überhand, ist der Iterationsverlauf erfolglos.
- Diese Methode reagiert sehr empfindlich auf unsachgemäß eingegebene Arbeitsparameter wie Konvergenzschranken und Genauigkeit des Differenzenquotienten.

6.6 Numerische Untersuchungen zur Leistungsfähigkeit der eingesetzten Optimierungsmethoden

Prinzipiell sind verschiedene Untersuchungen möglich. Beispielsweise:

- Einstufen bezüglich der Chance, das globale Minimum zu finden;
- Genauigkeit des Minimums und Anzahl der erforderlichen Funktionsaufrufe;
- Bewältigung von bereits im Startsystem vorhandenen Zugkräften;
- die idealen Eingangsparameter für einen möglichst effektiven Arbeitsfortschritt;
- Optimierungsverhalten in Abhängigkeit der Variablenanzahl.

Voraussetzung für eine Bewertung ist, daß bei den Tests objektive und allgemeingültige Antworten gefunden werden.

Einige Fragestellungen sind, so plausibel sie auch im ersten Moment erscheinen mögen, nicht klar beantwortbar. So existiert bei keiner der eingesetzten Optimierung eine sichere Chance auf globale Konvergenz, es sei denn, aufgrund einer eher zufälligen Parameterkonstellation oder eines Optimierungsverlaufs.

Die Genauigkeit eines erreichten Minimums ist natürlich feststellbar. Die Anzahl der benötigten Funktionsaufrufe ist jedoch eine Funktion des betrachteten (speziellen) KEM-Problems und der Arbeitsparameter der jeweiligen Optimierung. Damit ist eine überschaubare Aussage zu dieser Problematik praktisch nicht möglich.

Die Bewältigung von Zugkräften im Ausgangssystem ist prinzipiell mit allen Strategien möglich. Der Erfolg und der nötige Aufwand variiert sehr stark. Eine deutliche Unterlegenheit zeichnet sich jedoch bei der Quasi-Newton-Strategie ab.

Eine genaue Aussage zur zweckmäßigsten Parameterfestlegung ist nicht möglich. Im Laufe der verschiedenen Untersuchungen haben sich jedoch sinnvolle Grenzen abgezeichnet.

In der Literatur finden sich Beispiele, die Funktionen mit einigen hundert Variablen mit dem einmaligen Einsatz einer Optimierung untersuchen. Bezüglich der Anzahl der Geometrievariablen ergeben sich für die KEM deutliche Einschränkungen. Probleme können bereits ab 20 Geometrievariablen auftreten. Aufgaben mit mehr als 50 Variablen sind mit dem vorgeschlagenen Konzept nicht mehr automatisiert lösbar. Für die KEM wird mit wachsender Anzahl von Geometrievariablen eine differenziertere Vorgehensweise nötig.

Für den Themenkreis Böschungsbruch ist jedoch gerade die Frage nach der einerseits verarbeitbaren und andererseits aus Diskretisierungsgründen nötigen Anzahl von Bruchkörpern wichtig. Von den oben aufgezählten Fragestellungen wird allein dieses Problem im folgenden näher untersucht.

6.6.1 Untersuchungen zum Konvergenzverhalten in Abhängigkeit von der Anzahl der Geometrievariablen

In Kapitel 7.1 wird nachgewiesen, daß aus Diskretisierungsgründen eine Mindestanzahl von 10 Elementen bei kreisähnlichen Bruchfugenverläufen erforderlich ist. Damit wird eine "Minimalforderung" bezüglich der Leistungsfähigkeit der Optimierungsmethoden gestellt.

Die Leistungsfähigkeit der eingesetzten Optimierungen wird an einem Böschungsbeispiel untersucht, für das die Lösung sowohl vom Sicherheitswert als auch von der Geometrie her bekannt und eindeutig ist. Diese Forderungen werden von der Böschung eines Reibungsbodens erfüllt, die unter $\beta = \varphi'$ geneigt ist.

Das "Zielsystem" muß folgende Merkmale aufweisen:

- Sicherheitswert $F = 1.0$,
- Gewicht der zugehörigen Bruchkörper $\sum G_i = 0$.

Es handelt sich also um einen oberflächenparallelen Bruchkörper mit der Mächtigkeit $d \rightarrow 0$.

Da es sich bei dem Endsystem um ein degeneriertes System handelt, wird die Aufgabenstellung deutlich erschwert. In der Konvergenzphase werden zunehmend geometrische Restriktionen aktiv. So werden die Eckpunkte der Gleitfuge häufig über der Böschungsoberkante (in die Luft) plaziert, was die Aktivierung eines Barriere-terms zur Folge hat. Normale Aufgabenstellungen verhalten sich weitaus gutmütiger.

Als Ausgangssystem werden jeweils durch Böschungsfußpunkt und Böschungskante gehende Bruchkreise gewählt. Die konstante Lamellenbreite $b = 1.5 \text{ m}$ führt zu einer variablen Höhe H der Böschung. Eine konstante Breite ist erforderlich, da bei konstanter Höhe H , variabler Lamellenbreite b und zunehmender Lamellenanzahl n die Optimierungen wegen Geometrierestriktionen in "ihrer Leistungsfähigkeit" von vornherein eingeschränkt wären. Bild 6.1 erläutert nochmals die Systemkonstellation.

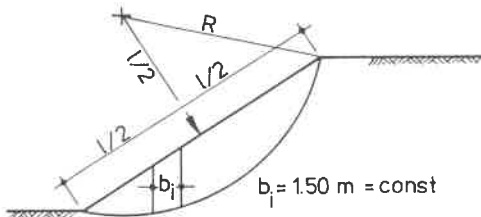


Bild 6.1 Konstruktion der Ausgangssysteme

Den Ergebnissen der Tabelle 6.1 und Bild 6.2 sei vorangestellt, daß die Anforderungen an die einzelnen Optimierungsmethoden mit der Anzahl der Elemente steigen, da der zurückzulegende "Gesamtweg" S

$$S = \sqrt{\sum (x_{\text{Ziel}} - x_{\text{Start}})^2}$$

anwächst. Damit erfolgt der Start für wenige Elemente "im Einzugsbereich" des Minimums, während bei einer großen Elementanzahl dieser Einzugsbereich erst erreicht werden muß.

Als Leistungsmerkmale werden folgende Kriterien gewählt:

- $F_{\text{End}} ; F_{\text{Ziel}} = 1.0$
- $\sum G_i ; \sum G_{i-\text{Soll}} = 0.0$
- Anzahl der erforderlichen Funktionsaufrufe

Es soll nochmals ausdrücklich betont werden, daß die Optimierung voll automatisiert abläuft, also nicht in den Ablauf eingegriffen wird, und daß eine Leistungssteigerung durch ein gestuftes Optimierungskonzept sehr wohl möglich ist.

Diese Vergleichsberechnungen lassen, wie in dieser Arbeit nicht aufgeführte Untersuchungen, folgende Aussagen zu:

- 1) Bei Böschungsmechanismen sind die möglichen Freiheitsgrade nicht gleichwertig. Die z-Richtungen sind dominant. Oberflächenfrei und x-frei spielen im Verhältnis zu diesen eine vergleichsweise untergeordnete Rolle.

- 2) Die Leistungsfähigkeit aller Optimierungen nimmt mit der Anzahl der geometrischen Freiheitsgrade stark ab.
- 3) Die Aussicht, das globale Minimum zu erreichen, nimmt mit der "Startentfernung" von diesem stark ab. Zugleich wächst die Gefahr, daß optimierungsinterne Schwächen aktiv werden. Das sind:
 - Evolutionsstrategie: Rechenzeit $\rightarrow \infty$;
 - Complexstrategie : Stagnation am Zentralpunkt;
 - Simplexstrategie : Zusammenbruch des Simplex durch " $\rightarrow 0$ " gehende Kantenlängen ;
 - Davidonstrategie : Kein Fortschritt im "line search" bzw. dort Abbruch wegen zu kleiner Schritte bei der Extrapolation. Oder ansonsten Rechenzeit $\rightarrow \infty$.
- 4) Mit wachsender Anzahl von Elementen erhöht sich die Gefahr, daß entgegengesetzte Veränderungsrichtungen in Subsystemen eingeschlagen werden.
- 5) Abhängig von programmtechnischen Vereinfachungen ergibt sich der Sicherheitswert des Endsystems nicht exakt zu $F = 1.0$. In der Regel liegt der erzielbare Sicherheitswert um etwa $\Delta F = 10^{-5}$ über $F = 1.0$.

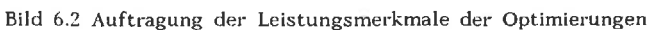
Die Fähigkeit (entsprechend Kapitel 7.1), mindestens 10 Elemente mit ihren möglichen geometrischen Freiheitsgraden zu bearbeiten, besitzen alle Strategien. Der erforderliche Aufwand ist jedoch unterschiedlich hoch. Es ergibt sich folgende Rangordnung:

- 1) DAVIDON-Algorithmus
- 2) NELDER/MEAD-Algorithmus
- 3) BOX-Algorithmus
- 4) SCHWEFEL-Algorithmus



Leistungsfähigkeit nimmt ab

Daß diese Reihenfolge die Leistungsfähigkeit "absolut" bewertet, läßt sich durch anders gewählte Arbeitsparameter und die sich damit neu ergebende Rangordnung widerlegen.



Strategie	5 Elemente-System			10 Elemente-System		
	Aktive Variation:			Aktive Variation:		
	z	x,z	x,z,o	z	x,z	x,z,o
EVOLUTION F	1.00	1.00	1.00	1.14	1.24	1.21
ΣG	0.29	0.66	7.85	527	625	753
Aufrufe	2496	5616	7266	4386	3846	3156
Anmerkung	-	-	Zeit	Zeit	Zeit	Zeit
COMPLEX F	1.00	1.00	1.04	1.04	1.08	1.08
ΣG	0.11	13	24	101	372	387
Aufrufe	255	374	635	354	1351	2103
Anmerkung	-	-	-	-	-	-
SIMPLEX F	1.00	1.00	1.00	1.01	1.04	1.08
ΣG	11	0.77	4.6	56	125	399
Aufrufe	118	308	573	530	2611	1576
Anmerkung	Zsbr	-	-	-	-	-
DAVIDON F	1.00	1.00	1.00	1.03	1.10	1.06
ΣG	0.14	10	7.9	102	331	283
Aufrufe	193	97	191	168	277	738
Anmerkung	-	-	-	-	-	-

Strategie	15 Elemente-System			20 Elemente-System		
	Aktive Variation:			Aktive Variation:		
	z	x,z	x,z,o	z	x,z	x,z,o
EVOLUTION F	1.31	1.37	-	1.37	-	-
ΣG	1886	2074	-	3698	-	-
Aufrufe	2161	1566	-	1206	-	-
Anmerkung	Zeit	Zeit	-	Zeit	-	-
COMPLEX F	1.09	1.21	-	1.29	-	-
ΣG	581	1485	-	2821	-	-
Aufrufe	2101	2450	-	981	-	-
Anmerkung	-	-	-	-	-	-
SIMPLEX F	1.31	1.20	-	1.37	-	-
ΣG	1901	1414	-	3698	-	-
Aufrufe	734	1595	-	132	-	-
Anmerkung	Zsbr	-	-	Zsbr	-	-
DAVIDON F	1.18	1.29	-	1.30	-	-
ΣG	1402	1902	-	3487	-	-
Aufrufe	401	276	-	2001	-	-
Anmerkung	-	Step	-	FAnz	-	-

FAnz = maximal Anzahl von KEM-Aufrufen überschritten

Step = Abbruch wegen zu kleiner Schrittweite im line search

Zsbr = Zusammenbruch des Simplex

Zeit = Zeitlimit von 5 Minuten überschritten

Aktive Variation:

z = Koordinaten im Böschungskörper z-frei, Rest = fest

x,z = Koordinaten im Böschungskörper x/z-frei, Rest = fest

x,z,o = Koordinaten im Böschungskörper x/z-frei, Koordinaten auf der Geländeoberkante auf dieser frei

- = weitere Verfeinerung aussichtslos für vollständig automatisierte Variation, nicht durchgeführt

Tabelle 6.1 Leistungsverhalten der Optimierungsmethoden bei wachsender Anzahl von Variablen

6.6.2 Bewertung der einzelnen Optimierungen

Bei der Anwendung der einzelnen Optimierungsmethoden im Rahmen der KEM treten bei jeder Strategie Vor- und Nachteile auf, die zu einer Einschränkung ihrer alleinigen Anwendbarkeit führten. Die Zielfunktion der KEM stellt, im Vergleich zu rein mathematischen Funktionen, eine sehr komplexe Funktion dar. Bereits bei wenigen Variablen ergeben sich komplexe Funktionsverläufe.

GUSSMANN (1986) geht in seinen Untersuchungen bei der Optimierung von KEM-Systemen sehr differenziert vor. Ausgehend von einem groben Ausgangssystem verfeinert er nach erfolgreicher Optimierung das Endsystem und wiederholt anschließend die Optimierung. Ausgangssysteme werden anhand von grafischen Dialogoptimierungen oder Beobachtungen von Bruchvorgängen in der Natur und in Versuchen festgelegt. Für die Optimierung schlägt er ein Mehrstufen-Konzept vor. In diesem Konzept werden die EVOLUTIONS-, SIMPLEX-, und COMPLEX-Strategie für die Vor- und Mittelstufe verwendet. GRADIENTEN-Strategien werden in der Mittelstufe und "höhere" Verfahren, wie die QUASI-NEWTON-Strategie nach DAVIDON/NAZARETH, werden in der Endstufe eingesetzt.

Der deterministische Teil des im Rahmen der vorgelegten Arbeit entwickelten Programmpakets wurde in verschiedenen Arbeiten bzw. von verschiedenen Benutzern bei der Untersuchung von KEM-Problemen verwendet. Das Kapitel über Optimierungsmethoden und deren Leistungsfähigkeit wird durch eine zusammengestellte Bewertung dieser Benutzer abgeschlossen.

MÜLLER (1987) hat für seine Grundbruchuntersuchungen in geschichteten Böden überwiegend das QUASI-NEWTON-Verfahren nach DAVIDON eingesetzt. Er stellt fest, daß die COMPLEX-Strategie nach BOX in der Regel zu einem gleichwertigen Ergebnis führt, dafür jedoch mehr Funktionsaufrufe benötigt. Für einige Probleme war jedoch nur die COMPLEX-Strategie in der Lage, Systeme mit Zugrestriktionen erfolgreich zu optimieren.

BERGLER (1987) hat bei Untersuchungen verschiedener Böschungsprobleme ebenfalls die Verfahren nach DAVIDON und nach BOX verwendet. Sie weist nach, daß bei kreisförmigen maßgebenden Bruchfugen die Rastervariation des Verfahrens nach KREY/BISHOP den numerischen Optimierungen der KEM an Effektivität überlegen ist. Sie empfiehlt den Einsatz der COMPLEX-Strategie für die "Grobsuche" und für die anschließende genaue Festlegung des Sicherheitswerts den nachgeschalteten Einsatz des DAVIDON-Algorithmus.

WILLAND (1987) setzt überwiegend den COMPLEX-Algorithmus ein. Seinen Untersuchungen nach verbessert der nachgeschaltete DAVIDON-Algorithmus erreichte Sicherheitswerte homogener Böschungen praktisch nicht mehr. Er entwickelt für die Aufstellung von Böschungstabellen eine "Technik des Mitschleppens des Minimums". Diese Technik beruht auf der Feststellung, daß bei geringen Veränderungen der Scherparameter die maßgebende Bruchkörpergeometrie der unveränderten Scherparameter die ideale Ausgangsgeometrie für die durchzuführende neue Optimierung darstellt.

BAUER (1988, mündliche Mitteilung) hat bei der Benutzung des Programmsystems verschiedene Problemstellungen im Zusammenhang mit Programmier- und Programmpflegearbeiten getestet. Er stuft die COMPLEX-Strategie als die leistungsfähigste, die EVOLUTIONS-Strategie als die aufwendigste Optimierungsmethode ein. Den DAVIDON-Algorithmus sieht er als sehr empfindlich beim Auftreten von Zugrestriktionen an.

Eigene Bewertung:

In den verschiedensten eigenen Untersuchungen hat sich die COMPLEX-Strategie für Böschungsprobleme als die geeignetste Optimierung erwiesen. In Einzelfällen waren ihr die SIMPLEX-Strategie und der DAVIDON-Algorithmus überlegen. Bei der EVOLUTIONS-Strategie liegt der Aufwand weit über dem der restlichen Verfahren. Ihre Anwendung ist nur bei Versagen der anderen angewendeten Strategien -wegen ihrer absoluten Stabilität- angebracht.

Die Aussicht, mit einem einzigen, vollständig automatisiert ablaufenden Einsatz einer Optimierungsstrategie ein Extremum zu finden, nimmt mit Anzahl von Geometrievariablen stark ab. Nur ein gestuftes Optimierungskonzept führt zu einer Leistungssteigerung des Optimierungsprozesses, insbesondere mit der in Kapitel 8 angesprochenen grafischen Dialogoptimierung. Mit diesem Optimierungskonzept ist es dann auch möglich für die Beispiele der Tabelle 6.1 einen Sicherheitswert von $F = 1.0$, auch für mehr als 20 Elemente, zu erzielen.

7. Vergleichende Betrachtung deterministischer Sicherheitswerte anhand von Beispielen

Die Einordnung von Berechnungsmethoden der Böschungsstandsicherheit ist von verschiedenen Autoren unternommen worden. In der Regel werden die Ergebnisse und Grundlagen verschiedener Berechnungsmodelle miteinander verglichen. Selten wird eine absolute Aussage zum möglichen Fehler gemacht.

MATT (1976) hat ein einheitliches Beispiel mit gegebenen Randbedingungen an verschiedene "Programmbesitzer" verschickt, von diesen das Problem bearbeiten lassen und die eintreffenden Ergebnisse bewertet.

Die Ergebnisse dieser Studie zeigen, daß bereits bei ein und demselben Berechnungsverfahren (KREY/BISHOP), bedingt durch unterschiedliche programmtechnische Annahmen, die Dateneingabe und die Interpretation des Sachbearbeiters, Unterschiede von 5 bis 10 % (bezogen auf den Mittelwert des Sicherheitsbeiwerts) in den berechneten Sicherheitsbeiwerten verursachen können. In von den Randbedingungen her empfindlichen Fällen können bei der Anwendung von verschiedenen Berechnungsverfahren auf die gleiche Bruchkörpergeometrie Unterschiede von 10 bis 20 % auftreten. Diese sehr großen Streuungen resultieren aus der Anwendung von Berechnungsverfahren, die die gegebenen Randbedingungen der Aufgabenstellung nur vereinfacht in ihrer Ableitung berücksichtigen.

FREDLUND/KRAHN (1977) vergleichen verschiedene Berechnungsverfahren für Böschungen. Die Berechnungsmethode nach BISHOP (1955) liefert, obwohl sie im Kräftegleichgewicht Fehler enthält, gute Ergebnisse.

Für das Verfahren nach KREY/BISHOP gibt es vereinzelt Angaben über den möglichen Fehler bei ansonsten korrekter Berechnung und zutreffenden Bodenparametern und einer kreisförmigen Bruchform. PENMAN (1986) nennt einen möglichen Fehler von 10 % für den Sicherheitsbeiwert.

WOLDT (1977) stellt, bezogen auf statisch korrekte Verfahren, Abweichungen des Sicherheitswerts beim Berechnungsverfahren nach KREY/BISHOP von 0 bis 3 % und beim Verfahren nach JANBU von 3 bis 12 % fest. Woldt gibt in seiner Bewertung den statisch korrekten Verfahren den Vorzug.

7.1 Abhängigkeit des Sicherheitswerts von der Elementanzahl

Für die Anwendung von Verfahren nach DIN 4084 wird in Beiblatt 2 für Computerrechnungen eine Lamellenanzahl von 20 - 30 Lamellen empfohlen. Für Handrechnungen ergibt sich die Lamellenanzahl über die Vorgabe, daß für die Lamellenbreite gelten soll:

$$\text{Radius} / 10 \leq \text{Lamellenbreite} \leq \text{Radius} / 5.$$

Eine der Begründungen für die vergleichsweise hohe Lamellenanzahl bei der Anwendung von Rechenprogrammen sind die in den Rechenprogrammen häufig getroffenen Vereinfachungen bei der Bestimmung des Lamellengewichts, der Scherparameter und des Porenwasserdrucks.

Bei exakten Geometrieberechnungen ist eine übertrieben feine Lamellen- bzw. Elemententeilung nicht notwendig. Die Lamelleneinteilung kann sich eher an der DIN-Vorgabe für die Handrechnung orientieren.

Diese Aussage wird mit drei exemplarischen Untersuchungen belegt. Als erstes Beispiel wird die homogene Böschung eines kohäsiven Bodens untersucht (Bild 7.1). Im zweiten Beispiel (Bild 7.2) wird in diese Böschung eine vergleichsweise "bizarre" Schichtung eingeführt.

Das dritte Beispiel (Bild 7.3) stellt die Böschung des Aichelbergaufstiegs der BAB A8 (vgl. Kap. 9.2) dar. Die Böschung ist in 16 verschiedene Schichten unterteilt und ist damit ein extremes Schichtungsbeispiel.

In den zwei ersten Beispielen ist die Vorgabe von $b = \text{Radius}/5$ ausreichend, für das dritte Beispiel führt die Vorgabe $\text{Radius}/10$ zum minimalen Sicherheitswert. Bei diesem Beispiel erhöht sich der Sicherheitswert bei weiterer Verfeinerung. Dieser Effekt wurde nicht vollständig untersucht. Bei diesen Berechnungen ist jedoch sichergestellt, daß die Geometrieberechnungen korrekt durchgeführt wurden. Bei diesem, von der Schichtung und den Bruchkreisabmessungen her extremen Beispiel scheinen jedoch 10 Elemente ausreichend zu sein. Damit liegt die Elementanzahl noch deutlich unter der für Rechenprogrammanwendungen geforderten von 20 bis 30.

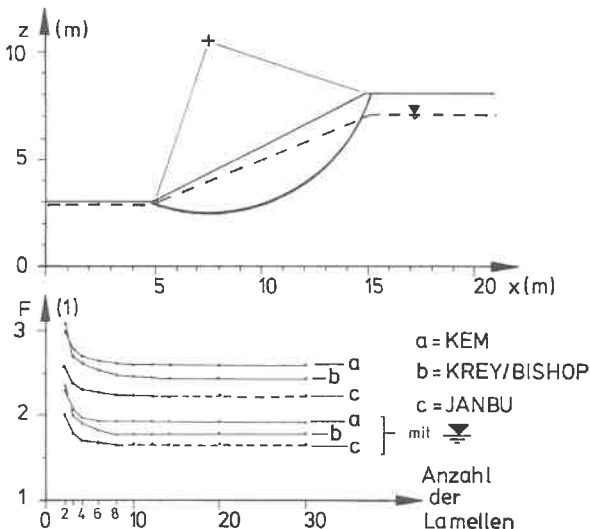


Bild 7.1 Sicherheitswert als Funktion der Lamellenanzahl (homogener, kohäsiver Boden)

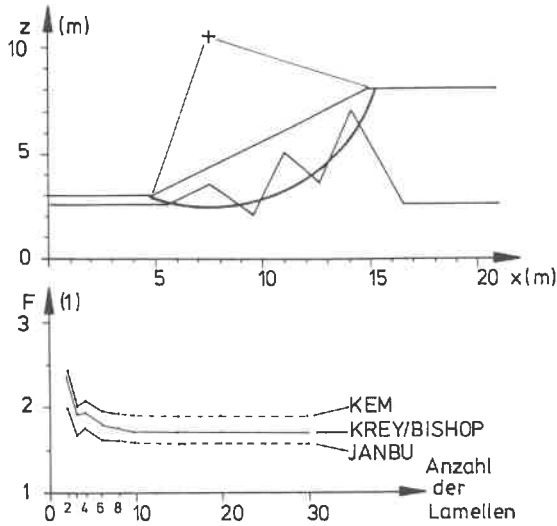


Bild 7.2 Sicherheitswert als Funktion der Lamellenanzahl (inhomogener, kohäsiver Boden)

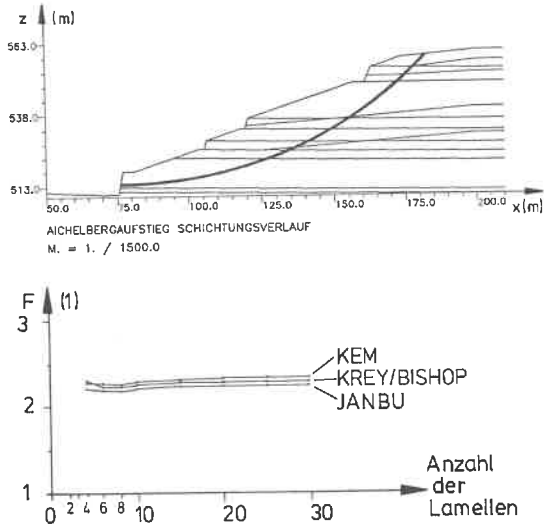


Bild 7.3 Sicherheitswert als Funktion der Lamellenanzahl (Aichelbergaufstieg BAB A8
vergl. Kap. 9.2)

7.2 Deterministische Vergleiche der Böschungsmodelle

Neben den Vergleichsberechnungen des Kapitels 9. Aabachdamm und Aichelbergaufstieg der BAB A8 werden in den folgenden Beispielen die Sicherheitswerte nach DIN 4084 (KREY/BISHOP und JANBU) und KEM verglichen.

Bei diesen Berechnungen wird jeweils eine zweckmäßige Optimierungsmethode zur Suche nach der maßgebenden Geometrie eingesetzt. Für das Modell KREY/BISHOP wird das Minimum mit Hilfe einer Rastervariation ermittelt.

Für das Modell JANBU werden die Optimierungen der KEM eingesetzt. Dafür erhalten die Elementknoten im Boden den Freiheitsgrad z-frei, die Punkte auf der GOK werden bis auf den äußersten linken und rechten Punkt festgehalten. Diese zwei Eckpunkte werden auf der Gländeoberfläche variiert.

Bei dem Modell KEM werden alle Elementkoordinaten variiert. Die Variation wird in der Regel mit der COMPLEX-Strategie durchgeführt.

Für den folgenden Teil der Arbeit gelten bezüglich Anzahl der Elemente, Bodenschichtung, Grundwasserstand und Scherparameter die Angaben der Bilder.

In der ersten Bildfolge (Bild 7.4 a,d,c,d) wird der Einfluß verschiedener Grundwasserstände vorgestellt. In Teilbild a und b wird das Beispiel eines oberflächengedichteten Beckens untersucht. Dabei zeigt sich deutlich, daß, ausgehend von der gleichen Startgeometrie, die Rastervariation des Modells KREY/BISHOP als einzige "Optimierungsmethode" in einem "Schritt" in der Lage ist, den maßgebenden Sicherheitswert mit zugehöriger Geometrie zu ermitteln. Für die anderen Modelle ergibt sich allerdings aus der Endgeometrie des ersten Schrittes ein deutlicher Hinweis auf das maßgebende System. Die Optimierungen finden dieses System, trotz einer Reduzierung der Elemente, erst für ein bereits im Bereich des endgültigen Minimums liegendes Startsystem. Für das Endsysteem weichen die Sicherheitswerte aller Modelle nur geringfügig voneinander ab.

In den Bildern 7.4 c und d wird der Einfluß ruhenden und strömenden Grundwassers untersucht. Für beide Fälle liegt der Sicherheitswert nach JANBU unter dem der anderen Modelle. Verursacht wird diese Abweichung durch den nicht mehr böschungsp parallelen Bruchkörper. In der Regel ergibt sich dann in fast allen untersuchten Beispielen ein gegenüber den anderen beiden Modellen auf der "sicheren Seite" liegender Sicherheitswert. Die Sicherheitswerte nach KREY/BISHOP und KEM sind praktisch gleich. Die zugehörigen Geometrien zeigen jedoch Abweichungen. Die Bruchfuge nach KEM verläuft flacher.

Die Bildfolge 7.5 stellt unterschiedliche Beispiele dar. Für eine homogene Böschung, die mit zusätzlichen Verbauelementen (Bild 7.5 a Anker und Bild 7.5 b Dübel) gesichert wird, lassen sich zwischen den erzielten Sicherheitswerten der drei Modelle keine eklatanten Abweichungen in den Sicherheitswerten feststellen. Diese Beispiele wurden nicht optimiert.

Die darunter liegenden zwei Teilbilder 7.5 c und d stellen zwei geschichtete Baugrundsituationen dar.

Links wird das Beispiel einer durch einen Anschnitt entstandenen, langgestreckten Rutschung untersucht. Dort führt die Untersuchung mit dem Modell KREY/BISHOP zu einem Sicherheitswert von $F = 1.0$. Die Untersuchung nach JANBU und KEM liefert deutlich niedrigere Werte, insbesondere die plausibleren Gleitfugen. Diese Tatsache ist für die Untersuchung von Sanierungsmaßnahmen besonders interessant.

Rechts wird ebenfalls eine sich etwa im Grenzgleichgewicht befindende Böschung dargestellt. Eine auf einem Felshorizont liegende, 8 m mächtige Schwächezone beeinflusst den Verlauf des gesuchten Bruchmechanismus maßgeblich. Der Sicherheitswert nach JANBU liegt unter den etwa gleichen Werten nach KREY/BISHOP und KEM.

In den Bildern 7.6 a, bis 7.6 d wird gezielt die Wirkung einer im Böschungsbereich verlaufenden Schwächezone untersucht. Für den homogenen Ausgangsfall (7.6 a) liefert das Modell JANBU wiederum die niedrigste Sicherheit. Die Sicherheit nach KEM liegt leicht über der nach KREY/BISHOP. Die Endgeometrie nach JANBU entspricht der Ausgangsgeometrie. Die Bruchfugenverläufe nach KEM und KREY/BISHOP sind sich im passiven Bereich sehr ähnlich. Im aktiven Bereich hingegen gleiten nach KEM größere Massen ab. Die Einführung der horizontalen Schwächezone (Bild 7.6 b) führt zu einem deutlichen Abfall des Sicherheitswerts. Obwohl die Werte für die Modelle KREY/BISHOP und KEM sehr ähnlich sind, unterscheiden sich die Bruchfugenverläufe in der Schwächezone stark. Wie bereits in Bild 7.5 d, stellt sich in dieser Schicht ein langgestreckter Fugenverlauf ein.

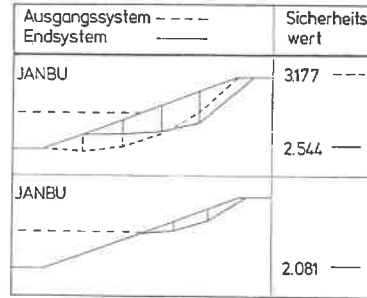
Bild 7.6 c stellt die durchströmte Böschung dar. Gegenüber der sickerwasserfreien Böschung führt die Auftriebswirkung zu einer tieferreichenden Bruchscholle. Die Sicherheitswerte nach KEM und KREY/BISHOP liegen wieder dicht zusammen. Der Wert nach JANBU liegt deutlich darunter. Es ergeben sich jeweils unterschiedliche Bruchfugenverläufe.

Im letzten Schritt wird dann der Sickerwasserspiegel in das Schichtungsbeispiel übernommen. Der Sicherheitswert nach JANBU liegt für diese Randbedingungen über dem der gleichen Böschung ohne Sickerwasser. Das läßt den Schluß zu, daß die Variation der Geometrie unzureichend ist. Die Sicherheitswerte der anderen Modelle liegen knapp über $F = 1.0$. Die Bruchfuge nach KEM weist im Bereich der Schwächezone einen langgestreckten Verlauf auf.



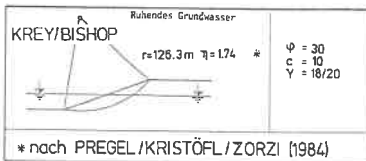
Ausgangssystem - - - - Endsystem ———	Sicherheitswert
KREY/BISHOP	3.415 ---
	2.108 —
JANBU	3.117 ---
	lokales Minimum (2.650) —
KEM	3.362 ---
	lokales Minimum (2.786) —

Bild 7.4 a
Oberflächendichtung und zugehörige Sicherheitswerte



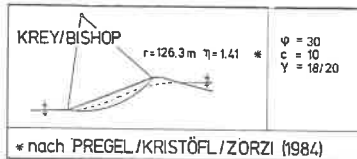
Ausgangssystem - - - - Endsystem ———	Sicherheitswert
KEM	3.424 ---
	2.645 —
KEM	2.170 ---
	2.153 —

Bild 7.4 b



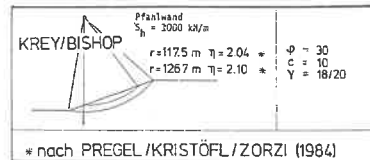
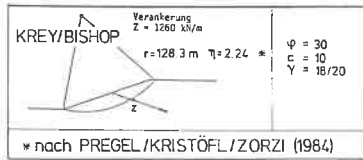
Ausgangssystem - - - - Endsystem ———	Sicherheitswert
KREY/BISHOP	1.769 ---
	1.750 —
JANBU	1.667 ---
	1.625 —
KEM	1.776 ---
	1.742 —

Bild 7.4 b
Unterschiedliche Sickerwasserspiegel und zugehöriger Sicherheitswert



Ausgangssystem - - - - Endsystem ———	Sicherheitswert
KREY/BISHOP	1.490 ---
	1.377 —
JANBU	1.416 ---
	1.287 —
KEM	1.513 ---
	1.403 —

Bild 7.4 c

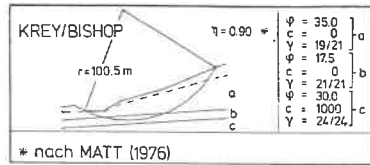
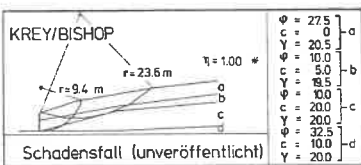


Ausgangssystem Endsystem	Sicherheitswert
KREY/BISHOP	2.220
JANBU	2.151
KEM	2.288

Ausgangssystem Endsystem	Sicherheitswert
KREY/BISHOP	2.105
JANBU	2.131
KEM	2.285

Bild 7.5 a
Rückverhängte Böschung

Bild 7.5 b
Dübelwirkung

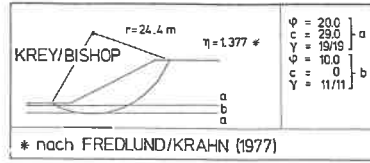
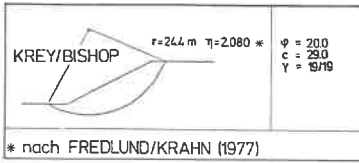


Ausgangssystem Endsystem	Sicherheitswert
KREY/BISHOP	1.048
JANBU	0.997
KEM	0.721
KEM	Zugsystem
KEM	0.691

Ausgangssystem Endsystem	Sicherheitswert
KREY/BISHOP	0.997
JANBU	0.928
KEM	0.864
KEM	1.099
KEM	0.942

Bild 7.5 c
Durch Anschnitt aktivierte Rutschung

Bild 7.5 d
Böschung mit Schwächezone

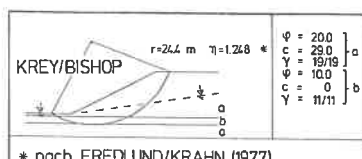
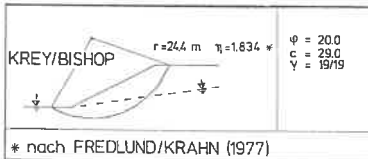


Ausgangssystem Endsystem	Sicherheitswert
KREY/BISHOP	2.087
JANBU	1.997
KEM	2.223
	2.070

Ausgangssystem Endsystem	Sicherheitswert
KREY/BISHOP	1.435
JANBU	1.289
KEM	1.527
	1.156

Bild 7.6 a
Homogene Ausgangssituation

Bild 7.6 b
Wirkung einer Schwächezone



Ausgangssystem Endsystem	Sicherheitswert
KREY/BISHOP	1.839
JANBU	1.680
KEM	2.006
	1.848

Ausgangssystem Endsystem	Sicherheitswert
KREY/BISHOP	1.242
JANBU	1.143
KEM	1.357
	1.008

Bild 7.6 c
Homogene Ausgangssituation und Grundwasserspiegel

Bild 7.6 d
Wirkung einer Schwächezone und Grundwasserspiegel

7.3 Vergleich der Sicherheitswerte nach FEM, DIN 4084 und KEM

Es werden die Sicherheitswerte nach FEM,4 denen nach DIN 4084 KREY/BISHOP und KEM gegenübergestellt. Die FEM-Berechnungen werden mit dem Programm FANLD durchgeführt. Als Beispiel wird eine homogene kohäsive, auf einem Felsuntergrund aufsitzende Böschung gewählt. Die Parameter des Böschungsmaterials entsprechen denen des Bodens IIa des Anwendungsbeispiels 1. Die Scherparameter werden derartig variiert, daß damit der Übergang von einem weichen zu einem steifen Geschiebelehm simuliert wird.

Von den vorgeschlagenen Auswertemöglichkeiten (Kapitel 5.3.2) werden zwei eingesetzt. Zum einen werden alle Knoten, die bis zu 25 m von der Böschungskante entfernt liegen (Bild 7.8) und zum anderen alle Knotenverschiebungen der Böschung, bezogen auf die Böschungshöhe $H = 20$ m (Bild 7.7), ausgewertet.

Die sich infolge Abminderung der Schereigenschaften einstellenden Knotenverschiebungen sind beispielhaft in Bild 7.9 dargestellt. Die Knotenverschiebungen sind im gleichen Maßstab aufgetragen. Damit sind die verschiedenen Abminderungsstufen miteinander vergleichbar.

In den Bildern 7.10 bis 7.12 sind in die vektorielle Darstellung der Knotenverschiebung die Bruchfugenverläufe der maßgebenden Bruchgeometrie nach KREY/BISHOP und KEM eingetragen. In Tabelle 7.1 sind die mit den drei Modellen errechneten Sicherheitswerte angegeben.

Scherparameter	Sicherheitswert nach:		
	FEM,4	KREY/BISHOP	KEM
$\varphi = 27.5^\circ$ $c = 20.0 \text{ kN/m}^2$	1.63	1.757	1.788
$\varphi = 27.5^\circ$ $c = 40.0 \text{ kN/m}^2$	2.13	2.246	2.290
$\varphi = 27.5^\circ$ $c = 60.0 \text{ kN/m}^2$	2.65	2.700	2.800

Tabelle 7.1 Zusammenstellung der Sicherheitswerte

Die Übereinstimmung zwischen den Sicherheitswerten nach DIN 4084, KEM und FEM4 ist sehr gut. Die Abweichungen liegen in der Größenordnung von 8-10 % (bezogen auf die FEM-Ergebnisse). Dabei liegen die Sicherheitswerte nach FEM,4 unter denen nach DIN 4084 und KEM. In den untersuchten Fällen gleitet nach KEM gegenüber KREY/BISHOP eine größere Bruchscholle ab. Wie in fast allen untersuchten Beispielen liegt der Sicherheitswert nach KEM geringfügig über dem nach KREY/BISHOP.

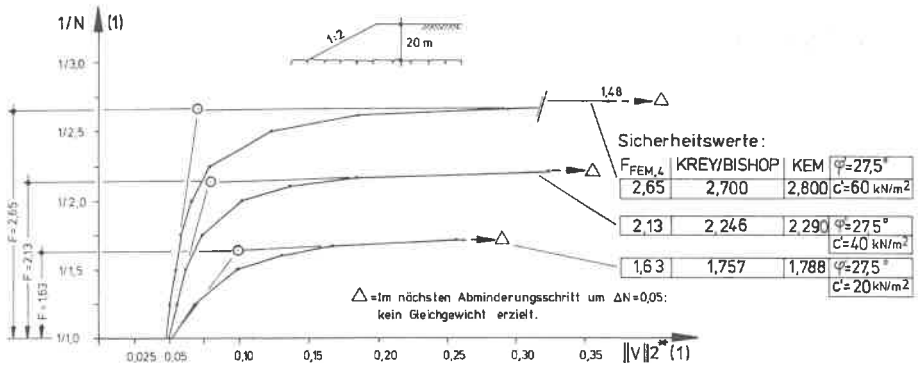


Bild 7.7 Auftragung des Mobilisierungs-Verschiebungsverhaltens, bezogen auf die Böschungshöhe $H=20 \text{ m}$

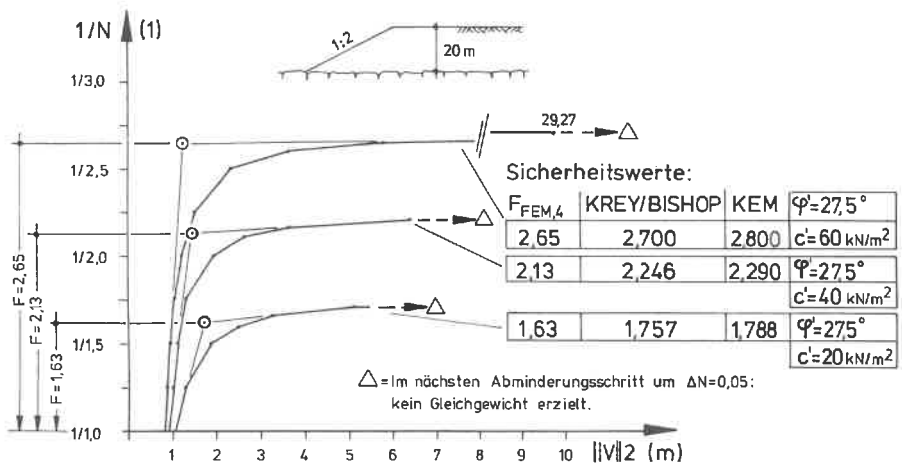
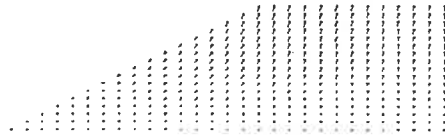


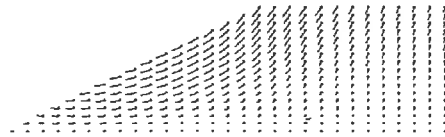
Bild 7.8 Auftragung des Mobilisierungs-Verschiebungsverhaltens für einen 25-m-Bereich hinter der Böschungsoberfläche



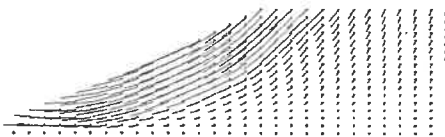
HOMÖGENE BÜESCHUNG PHI=27.5 C=20 1/N=1/1.00



HOMÖGENE BÜESCHUNG PHI=27.5 C=20 1/N=1/1.25



HOMÖGENE BÜESCHUNG PHI=27.5 C=20 1/N=1/1.50



HOMÖGENE BÜESCHUNG PHI=27.5 C=20 1/N=1/1.70

Bild 7.9 Vektorielle Darstellung der Verschiebungen infolge abnehmender Scherfestigkeit

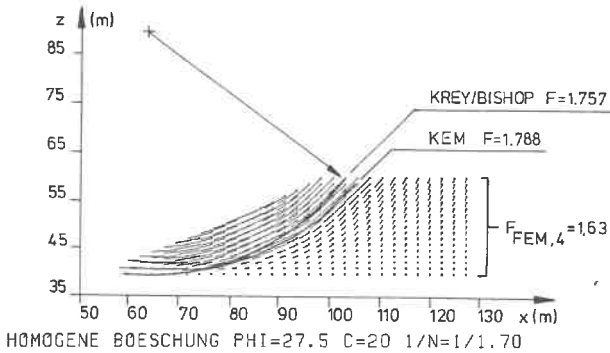


Bild 7.10 Vergleichende Darstellung der sich ergebenden Bruchfugen (Homogene Böschung $\varphi = 27.5^\circ$ $c = 20$ kN/m²)

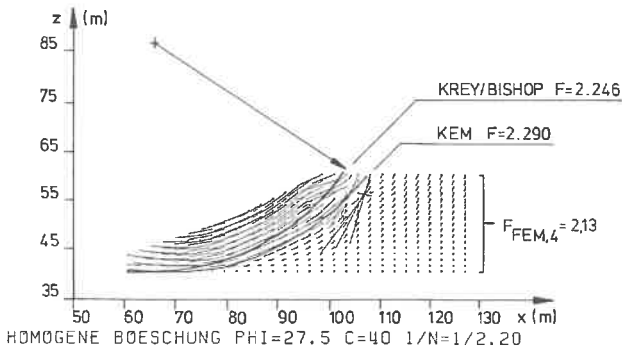


Bild 7.11 Vergleichende Darstellung der sich ergebenden Bruchfugen (Homogene Böschung $\varphi = 27.5^\circ$ $c = 40$ kN/m²)

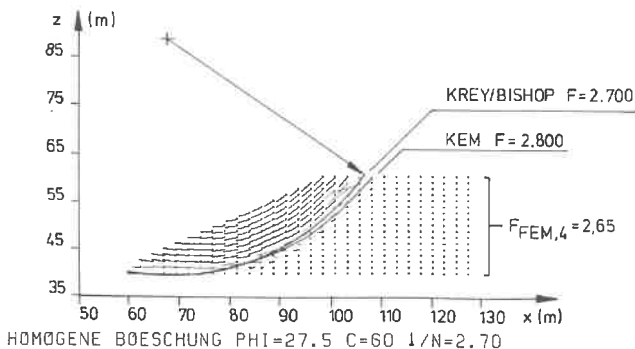


Bild 7.12 Vergleichende Darstellung der sich ergebenden Bruchfugen (Homogene Böschung $\varphi = 27.5^\circ$ $c = 60$ kN/m²)

In den mit dem FEM-Programm FANLD erzielten Ergebnissen zeigt sich (gegenüber den mit dem Programm FESOIL erzielbaren) eine deutliche Qualitätssteigerung durch die verbesserte Stoffgesetz-Implementierung. Während im Beispiel Aabachdamm (Kap 9.1) Normbeträge der Verschiebungsnorm von mehreren hundert Metern auftreten, ergeben diese Berechnungen nur noch Beträge im Meter-Bereich. Die Ursache ist die radikale Steifigkeitsherabsetzung im Programm FESOIL in Verbindung mit der nicht korrekt erzielbaren Spannungsumlagerung. Dieser Vergleich ist qualitativ auch mit den Ergebnissen von TAN/DONALD (1985) möglich. Auch in deren Berechnungen treten für den in Bild 4.8 dargestellten einzelnen Knoten Verschiebungsbeträge von 40 m auf. Damit liegt die Vermutung nahe, daß in den Berechnungen von TAN/DONALD bei Verletzung der Bruchbedingungen ähnliche Maßnahmen getroffen werden wie im Programm FESOIL. Es muß vermutet werden, daß mit der Methode der tangentialen Steifigkeiten keine Bruchzustände berechnet werden können.

Die neue Stoffgesetz-Implementierung führt in Verbindung mit der leistungsfähigen Iterationstechnik dazu, daß eine vereinfachende Sicherheitswertbestimmung möglich wäre. Der maßgebende Sicherheitswert ergäbe sich einfach aus dem Abminderungsfaktor N des letzten konvergierten Abminderungsschritts. Mit der erzielten Konvergenz ist das Gleichgewicht eingehalten, das System ist noch stabil, hat sich jedoch stark verformt.

Zusammenfassend kann davon ausgegangen werden, daß die Sicherheitswerte der eingesetzten Böschungsmodelle die Standsicherheit einer Böschung zutreffend beschreiben. Sofern nicht eklatante Fehler begangen bzw. Vereinfachungen getroffen werden, kann damit eine "stochastische Modellvariable" vernachlässigt werden. Die größte Unsicherheit liegt weiterhin in der Bestimmung der Kenngrößen der Basisvariablen, hier der Schereigenschaften der Böden.

8. Empfehlung für stochastische und deterministische Nachweise

Anhand der in Kapitel 3. zitierten Arbeiten wurde eine FORTRAN-77-Programmierung des stochastischen Sicherheitskonzepts vorgenommen. Das entstandene Programm ist in der Lage, normalverteilte, lognormalverteilte und beliebige Verteilungen zu verarbeiten. Die ersten zwei Verteilungstypen dürfen miteinander korreliert sein.

Die Verknüpfung des Sicherheitskonzepts mit der Grenzzustandsbeschreibung erfolgt nur über

- die Bereitstellung und Organisation von Speicherplätzen,
- die Übergabe der aktuellen Werte der Basisvariablen und
- den Austausch des Grenzzustands Z.

Das entspricht einem modularen Programmaufbau. In dem entstandenen Programmpaket KOM werden dem Benutzer die in Kapitel 4. dargestellten Böschungsbeschreibungen nach DIN 4084 und der KEM angeboten. Der Benutzer definiert mit Hilfe von Steuergrößen sein Problem (Schichtung; Wasserspiegel; Zielfunktion: KREY/BISHOP, JANBU oder KEM; Auswahl der Optimierungen).

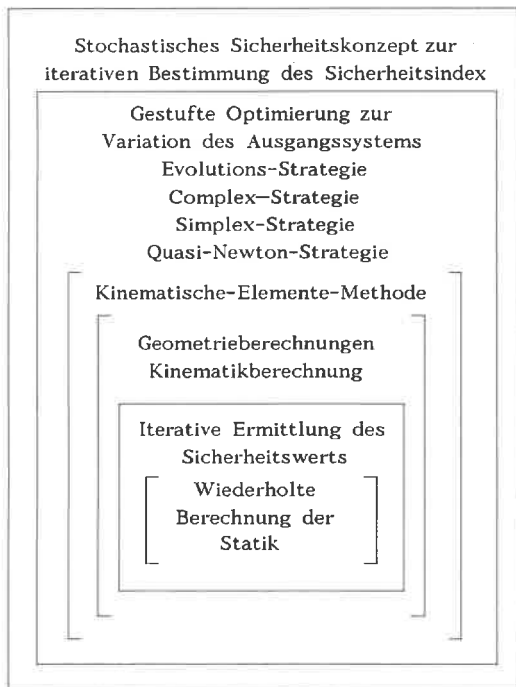


Bild 8.1 Struktogramm des Programms

Das Übertragen der aktuellen Werte der Basisvariablen eines Linearisierungspunkts des stochastischen Sicherheitskonzepts in die Grenzzustandsbeschreibung wird mit einem vom Benutzer selbst zu erstellenden Unterprogramm bewerkstelligt.

Im Anhang A2.1 bis A2.5 ist das Flußdiagramm des entwickelten Programms dargestellt. Im folgenden Bild 8.1 wird die Programmstruktur schematisch aufgezeigt. Das Struktogramm enthält nur die Grenzzustandsbeschreibung der KEM. Deutlich wird die Schachtelungstiefe des Programms und die sich damit ergebende Forderung nach Stabilität für die möglichen Systemzustände, die mit Hilfe der definierten Zielfunktion erreicht wird.

Hervorgehoben werden soll die Tatsache, daß trotz der Schachtelungstiefe, bedingt durch die verschiedenen Iterationsprozesse, bei allen Berechnungsbeispielen eine hinreichende Konvergenz erreicht wurde. Die einzige Ausnahme bildet das Geländebruchbeispiel des ersten Anwendungsbeispiels Aabachdamm (Kapitel 9.1).

8.1 Arbeitsstrategie des gestuften Optimierungskonzepts

8.1.1 Verwendung der Grenzzustandsbeschreibung KREY/BISHOP

Diese Grenzzustandsbeschreibung läßt sich im stochastischen Sicherheitskonzept einfach handhaben.

Es ist ausreichend, für die Kreisgeometrie mit dem geringsten deterministischen Sicherheitswert F den Sicherheitsindex β zu bestimmen. Damit hält sich der Mehraufwand beim rechnerischen Nachweis in engen Grenzen. Der Schwerpunkt liegt bei dieser Betrachtungsweise in der richtigen Einschätzung der Bodenparameter.

Für alle Standsicherheitsprobleme, für die eine kreisförmige Bruchscholle als zutreffend angesehen wird, ist das Verfahren nach KREY/BISHOP ausreichend. Untersuchungen mit der aufwendigeren KEM sind nur in begründeten Einzelfällen angebracht.

8.1.2 Verwendung der Grenzzustandsbeschreibung JANBU

Obwohl das Verfahren nach JANBU (DIN 4084) für beliebige Bruchfugenverläufe anwendbar ist, sollte es nur für böschungsparelle Bruchfugenverläufe eingesetzt werden. Es sind verschiedene Ausgangssysteme zu untersuchen.

8.1.3 Verwendung der Grenzzustandsbeschreibung KEM

Problematische Systeme:

Problematische Systeme können an folgenden Merkmalen erkannt werden:

- das Ausgangssystem verletzt massiv Zugrestriktionen;
- es werden mehr als 10 bis 15 Elemente verwendet;
- Systeme, mit deren Hilfe ein Abgleiten auf einer vorgegebenen Gleitfläche untersucht werden soll;
- es liegt eine komplizierte Bodenschichtung vor;
- es liegt eine Bodenschichtung und ein Sickerwasserspiegel vor;
- es wurde eine Zielfunktion definiert, die zusätzliche Restriktionen (z.B. vorgegebene Proportionen der Elemente) berücksichtigt.

Als brauchbare Arbeitsmethode hat sich bewährt, eine Grobsuche mit der Evolutionsstrategie durchzuführen, diese aber bewußt nicht konvergieren zu lassen, sondern damit nur weitgefächerte Bodenbereiche absuchen zu lassen.

Damit wird ein vorläufiges Endsystem erreicht, für das die Wahrscheinlichkeit, im Bereich des globalen Extremums zu liegen, hoch ist.

Anschließend wird der Complexalgorithmus eingesetzt, um im lokalisierten Best-Parameterbereich sein Polyeder aufzuspannen und zu optimieren. Diese Optimierungsstrategie erzielt in der Regel deutliche Verbesserungen im Funktionswert.

Da die Complexstrategie möglicherweise am Zentralpunkt stagniert, ist es angebracht, zur Absicherung den Simplexalgorithmus nachzuschalten. Dieser spannt jedoch nur noch einen engen Polyeder auf und versucht lediglich, das Minimum genauer zu fixieren.

Auf eine abschließende Anwendung der Quasi-Newton-Methode wird verzichtet, weil in der Regel keine entscheidende Verbesserung mehr erzielt werden kann. Im gestuften Arbeitskonzept wird sie lediglich bei extremen Genauigkeitsanforderungen eingesetzt.

Wird eine Berechnung im Rahmen des stochastischen Sicherheitskonzepts durchgeführt, dann wird ein vorgeschalteter deterministischer Berechnungslauf empfohlen. Das Ergebnis dieser Untersuchung dient als Ausgangssystem für die folgende stochastische Berechnung.

Gutmütige Systeme:

Gutmütige Systeme können an folgenden Merkmalen erkannt werden:

- das Ausgangssystem verletzt keine Zugrestriktionen;
- die Anzahl der Elemente ist kleiner als 10;
- das Ausgangssystem liegt im Einzugsbereich des Minimums;
- die vorgegebene Aufgabenstellung wurde bereits mehrfach bearbeitet;
- es liegt keine komplizierte Bodenschichtung vor;
- der Anwender hat bereits Erfahrungen mit dem vorgeschlagenen Arbeitskonzept.

Es genügt, in diesem Fall die Complexstrategie anzuwenden und im Ergebnisausdruck zu überprüfen, daß kein Abbruch am Zentralpunkt aufgetreten ist.

Sollte es sich um rechenzeitintensive Probleme handeln, ist es angebracht, sich mit einem Nachlauf der Simplexstrategie abzusichern.

Suche nach dem globalen Extremum

Trotz des mehrstufigen Optimierungsvorgangs ist nicht sichergestellt, daß es sich bei dem gefundenen Minimum um den globalen Wert handelt.

Es wird erforderlich, daß verschiedene Ausgangssysteme überprüft werden. Diese Systeme müssen ingenieurmäßig anhand vermuteter Mechanismen festgelegt werden. Für diese Systeme ist dann das Optimierungsschema mit Sicherheit in der Lage, die interessierenden lokalen Minima zu finden.

Anschließend wird durch den Vergleich der errechneten Ergebnisse das maßgebende System festgelegt.

Unterstützt wird diese Suche durch eine dialogorientierte Vorstufe an einem grafikfähigen Rechner. Bei diesem Vorgehen werden die zu variierenden Elementkoordinaten manuell (z.B. mit Hilfe einer "Maus") verschoben und der neue Sicherheitswert errechnet. Die Wirkung der Koordinatenveränderungen ist überschaubar. Beim Vorgehen nach Versuch und Irrtum tritt ein Lerneffekt bezüglich der Systemeigenschaften ein, der automatisierten Suchprozessen fehlt.

Als besonders effektiv erweist sich dieses Vorgehen bei Anfangssystemen mit massiven Verletzungen der Zugrestriktion. Bei den deterministischen Berechnungen (SMOLTCZYK (1987)) für in den Boden einbindende Streifenfundamente bei geneigter äußerer Kraftresultierenden werden im Extremfall für die Suche nach einem brauchbaren Ausgangssystem ca. 6 Stunden benötigt. Im Dialog werden dagegen nur ca. 0.5 Stunden benötigt.

Im Bereich eines endgültigen Minimums liefern die numerischen Optimierungen, anschließend eingesetzt, einen genaueren (kleineren) Funktionswert als die Dialogoptimierung.

Das gestufte Optimierungskonzept eröffnet die Möglichkeit praktisch alle Systeme erfolgreich zu variieren und damit das maßgebende Bruchkörpersystem zu erkennen.

8.2 Konvergenzhilfen für die Iteration im stochastischen Sicherheitskonzept

Mit geeigneten Maßnahmen wird eventuellen Konvergenzproblemen entgegengetreten, damit stabile Berechnungsläufe sichergestellt sind. Ein Teil der zu ergreifenden Maßnahmen ergibt sich erst in der konkreten Anwendung des Sicherheitskonzepts auf eine Grenzzustandsbeschreibung.

Als einfachste Konvergenzhilfen bieten sich Dämpfungen des Iterationsfortschritts an:

Mittelung des letzten und des aktuellen Bemessungspunkts:

$$u_i^* = 0.5 * (u_{i,alt} + u_{i,neu}) ;$$

Mittelung des letzten und des aktuellen Sicherheitsindex:

$$u_i^* = 0.5 * (\beta_{alt} + \beta_{neu}) * \alpha_{i,neu} ;$$

Annähern des Sicherheitsindex und Freigabe des Iterationsfortschritts, wenn $(\beta_{neu} - \beta_{alt}) < \epsilon_\beta$:

$$u_i^* = (\beta_{const} + \Delta\beta) * a_{i,neu} .$$

Bei den selten aufgetretenen Fällen von Oszillation haben sich diese Hilfen jedoch als wenig erfolgreich erwiesen.

Die verschiedenen Maßnahmen sind, allerdings erst nach einem nicht konvergierenden Berechnungslauf, für eine erneute Berechnung aktivierbar. Im wesentlichen handelt es sich um Mittelungen der die Linearisierungspunkte beschreibenden Größen und eine Dämpfung des Iterationsfortschritts. In der Regel werden für die Ermittlung des Sicherheitsindex 5 bis 10 Iterationsschritte im stochastischen Sicherheitskonzept benötigt.

9. Anwendungsbeispiele

9.1 Aabachdamm

Das erste Anwendungsbeispiel ist im Rahmen eines Forschungsvorhabens im Auftrag des Bundesministeriums für Forschung und Technologie, Themenbereich Risiko- und Sicherheitsforschung, entstanden. Der bearbeitete Themenbereich stellt einen Teilbeitrag für die Gesamtstudie dar. Das Ziel ist die Systemanalyse des betrachteten Dammbauwerkes durch eine der beteiligten Gruppen (Gruppe VI im Anhang A.3).

In der Vorstudie zur "Sicherheitsstudie auf probabilistischer Grundlage für zwei ausgewählte Staudämme" von HOSSER/RISSLER/IDEL (1983) heißt es dazu:

"Das Ziel der Talsperrensicherheitsstudie ist es, die Vielzahl der qualitativ unterschiedlichen Beiträge zur Talsperrensicherheit, in Vorerkundung, Materialkenntnis, konstruktiver Gestaltung, Bauüberwachung, Berechnung, betrieblicher Kontrolle und Beurteilung mit den Methoden der Sicherheitsanalyse zu bewerten."

Beispielhaft werden für den Aabachdamm des Ruhrtalsperrenvereins Untersuchungen der in der Vorstudie vorgegebenen Ereignisse Böschungsbruch, Grundbruch und Gewölbewirkungen durchgeführt.

Die Möglichkeit einer Gewölbe- und Rißausbildung wurde mit Hilfe der Finite-Elemente-Methode untersucht. Die Ergebnisse dieser Untersuchung sind in der hier vorgelegten Darstellung nicht enthalten.

Die erarbeitete Teilstudie ist mit der Gesamtstudie hauptsächlich verknüpft über die Übernahme der Parameter des Dammkörpers mit der Gruppe II (Anhang A.3), Übernahme der Parameter des Felsuntergrundes mit der Gruppe IV (Anhang A.3) und Zulieferung der Eingangsgrößen für die Sicherheitsanalyse an die Gruppe VI (Anhang A.3).

9.1.1 Allgemeine Vorbemerkung

Es wird versucht, das Verhalten des Dammes und seiner Materialien möglichst zutreffend zu beschreiben und diese Beschreibung in die grundlegenden stochastischen Betrachtungen einzuführen.

Die Böschungssicherheit wird sowohl nach dem Verfahren von KREY/BISHOP als auch nach der Kinematische-Elemente-Methode untersucht.

Im Rahmen der Untersuchungen zeigen sich Unterschiede zwischen den Berechnungsverfahren nach KREY/BISHOP und KEM.

Die Berechnungsergebnisse werden hier zur Veranschaulichung nur exemplarisch wiedergegeben.

Die vollständigen Eingangsgrößen sowohl der Berechnungen nach KREY/BISHOP als auch der nach KEM sind in den Tabellen 9.1, 9.2 und 9.3 zusammengestellt.

Zone	γ	γ_r	φ'	σ_φ	c'	σ_c	a	σ_a	b	Typ
	kN/m ³		°		kN/m ²		1		1	
IIa	20.09	22.80					3.307	0.33	0.801	log
IIb	IIa gleichgesetzt									
Ia	23.40	24.03					7.592	0.76	0.646	log
Ib	22.60	22.81	30.2	2.0						norm
IIb	20.87	22.33			48.6	20.0				log
LEHM	17.80	19.00	29.0	3.0	0.0					norm
TALSCHOTTER	19.00	20.00	35.0	3.5	0.0					log
Beckenwasserstand	Bruch zur Lufts.		u = 135 m + 340.3 m üNN				Gumb			
			$\alpha = 0.287$							
Beckenwasserstand	Bruch zur Wassers.		w = 345.7, 340.0, 330.0				determi-			
			320.0, 310.0 m üNN				nistisch			

Tabelle 9.1 Bodenparameter und Verteilungen der KREY/BISHOP-Berechnungen für die Luft- und Wasserseite

Zone	γ	γ_r	φ'	σ_φ	c'	σ_c	Typ
	kN/m^3		°		kN/m^2		
LUFTSEITIGER STÜTZKÖRPER:							
IIa	20.09	22.80	41.20	6.18	56.60	26.75	log
IIb	IIa gleichgesetzt						log
Ia	23.40	24.03	46.39	8.42	46.11	9.12	log
Ib	22.60	22.81	30.20	2.00	48.60	20.00	log
TALSCHOTTER	19.00	20.00	35.00	3.50	0.00	0.00	log
Beckenwasserstand		entsprechend den		determi-			
		Systemdarstellungen		nistisch			

Tabelle 9.2 Bodenparameter und Verteilungen der KEM-Berechnungen für die Luftseite (Ia und IIa = rechentechnische Größen)

Zone	γ	γ_r	φ'	σ_φ	c'	σ_c	Typ
	kN/m^3		°		kN/m^2		
WASSERSEITIGER STÜTZKÖRPER:							
IIa	20.09	22.80	55.54	21.94	10.10	4.5	log
Ia	23.40	24.03	46.39	8.42	46.11	9.12	log
Ib	22.60	22.81	30.20	2.00	48.60	20.00	log
LEHMSCHLAG	17.80	19.00	29.00	3.00	0.00	0.00	log
Beckenwasserstand		entsprechend den		determi-			
		Systemdarstellungen		nistisch			

Tabelle 9.3 Bodenparameter und Verteilungen der KEM-Berechnungen für die Wasserseite (Ia und IIa = rechentechnische Größen)

Anmerkung zur vorgegebenen Schubspannungsbeziehung σ^b für die Zonen Ia und IIa
Für die Dammmaterialien Ia und IIa wird eine für die direkte Verwendung in Böschungsnachweisen ungewöhnliche Formulierung der aufnehmbaren Schubspannung in der Bruchfuge vorgegeben (Gruppe II Prof. Dr.-Ing. FLOSS). Die Berücksichtigung ist rechentechnisch aufwendig und für die KEM nur über eine Linearisierung anhand einer geschätzten mittleren Normalspannung für die Bruchfuge möglich.

9.1.2 Ereignis Böschungsbruch nach KREY/BISHOP (DIN 4084)

9.1.2.1 Zusätzliche Annahmen zur DIN 4084

Die Berechnungen Lastfall schnelle Spiegelabsenkung werden mit zwei Wasserspiegelrandbedingungen A (Bild 9.2) und B (Bild 9.3) durchgeführt. Im zweiten Berechnungszyklus (B) blieb die Zone Ia der Wasserseite beim Absenken des Beckenwasserstands wassergesättigt (Bild 9.3). Für die Untersuchungen des luftseitigen Stützkörpers wird der Sickerspiegelverlauf nach Bild 9.1 gewählt.

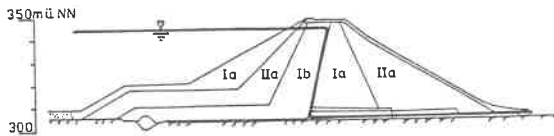


Bild 9.1 Sickerspiegelverlauf (max. Beckenwasserstand)

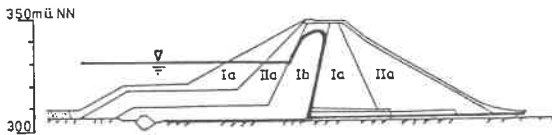


Bild 9.2 Sickerspiegelverlauf A (schnelles Absenken)

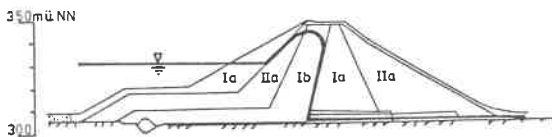


Bild 9.3 Sickerspiegelverlauf B (schnelles Absenken)

Die für die Schüttmaterialien Ia und IIa als Funktion der in der Bruchfuge herrschenden effektiven Normalspannung σ aufnehmbare Schubspannung τ wird im Sinne einer Kohäsion berücksichtigt.

Da sich die Normalspannung mit Hilfe der Gleichgewichtsbedingungen nicht explizit angeben läßt, wird sie aus der effektiven Normalkraft N' rekursiv berechnet:

$$\sigma' = N' \cdot \frac{\cos\vartheta}{b} = \frac{G - b \cdot (u + \Delta u) - c \cdot b \cdot \tan\vartheta}{\cos\vartheta} \cdot \frac{\cos\vartheta}{b}$$

In dieser Gleichung wird c durch die Schubspannungsbeziehung $a \cdot \sigma'^b$ ersetzt.

Für die Lastfälle "schnelles Absenken" wird ein Porenwasserdruckbeiwert eingeführt. Damit wird der Porenwasserüberdruck zu

$$\Delta u = B \cdot \Delta \sigma$$

mit $\Delta \sigma$ als effektiver Gewichtszunahme der Lamelle durch das Absenken des Wasserstands. B wird zu $B = 1.0$ angenommen.

9.1.22 Ergebnisse nach KREY/BISHOP (DIN 4084) für das Ereignis Böschungsbruch des luftseitigen Stützkörpers

In Bild 9.4 ist der Verlauf des maßgebenden Sicherheitsindex für die Luftseite des Dammes als Funktion des Ansatzpunkts des Bruchkörpers auf der Dammoberfläche dargestellt. Der Beckenwasserstand entspricht dem maximalen Stauspiegel. In diesen Berechnungen wird die Wirkung einer vereinfachten und statisch nicht ganz korrekten Berechnung der effektiven Normalspannung mit der korrekten, jedoch iterativen Ermittlung der Normalspannung für die Berücksichtigung der Schubspannungsbeziehung $a \cdot \sigma'^b$ (vgl. Kapitel 9.1.1) verglichen. In den weiteren Berechnungen wird der korrekten Statik der Vorrang eingeräumt (Bild 9.6), da die Wirkung der durchgeführten statischen Vereinfachung auf die Größe des Sicherheitsindex β nicht exakt angegeben werden kann.

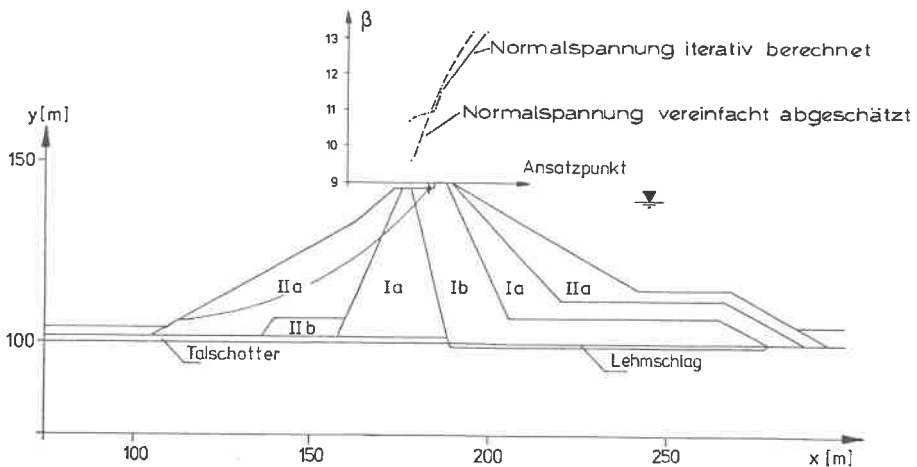


Bild 9.4 Sicherheitsindex des luftseitigen Stützkörpers

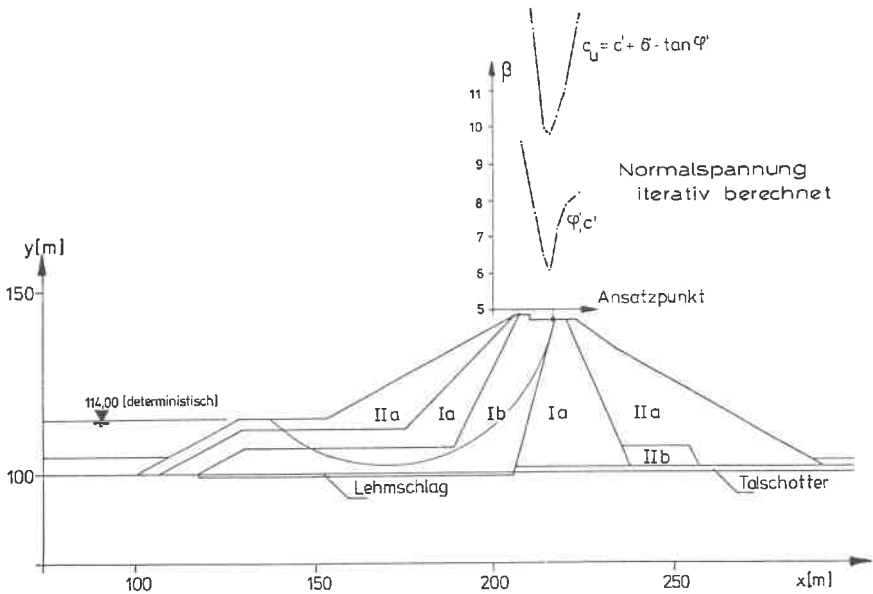


Bild 9.5 Sicherheitsindex des wasserseitigen Stützkörpers

In der deterministischen Böschungsberechnung für überwiegende Reibungsböden sind in der Regel oberflächennahe Kreisverläufe am unsichersten. Diese Erscheinung führt beim Sicherheitsindex dazu, daß diese Bruchfugen am wahrscheinlichsten sind (Bild 9.4 und Bild 9.6). Sie haben allerdings keine Gesamtgefährdung des Bauwerks zur Folge.

Die folgenschweren Ereignisse sind an relativ tiefliegende Bruchfugen gebunden. Dort steigt dann der Sicherheitsindex deutlich an und läßt das Ereignis unwahrscheinlich werden.

Bei diesen tiefliegenden Bruchfugen muß davon ausgegangen werden, daß der als maximal angesetzte Beckenwasserstand freigesetzt wird und ein Überströmen des verbleibenden Dammkörpers stattfindet. Bei flacheren Bruchfugen (Bild 9.4) ist eine Aussage über die verbleibende Dammhöhe und deren Standsicherheit nicht möglich. Für diese Aussage müßten Annahmen über die Geometrie und Scherfestigkeiten nach dem Bruchzustand getroffen werden. Diese Annahmen dürften jedoch schwer zu begründen sein.

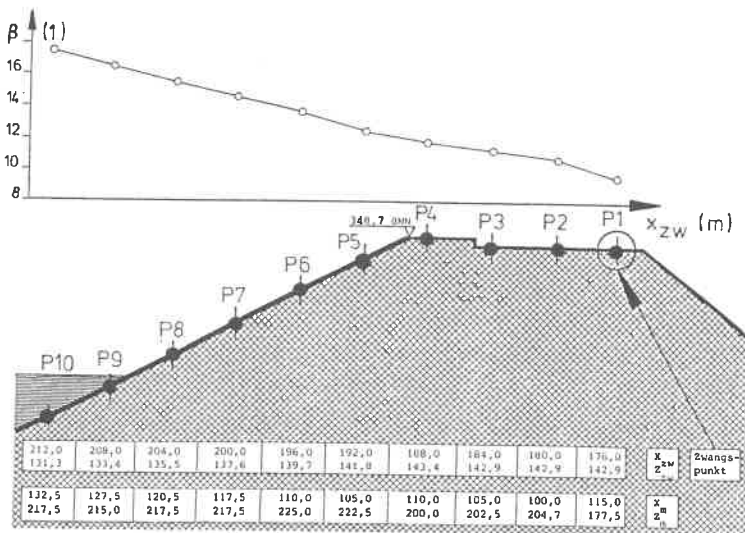
Für die Schüttmaterialien des Aabachdamms liegen keine Aussagen zur Scherfestigkeit im undrnierten Zustand vor. Vereinfachend wird c_u für die Dichtungszone Ib deshalb abgeschätzt zu:

$$c_u = c' + \sigma \cdot \tan \varphi'$$

Die Normalspannung σ wird über das Gewicht der Lamelle vor Einstau des Dammes abgeschätzt. Die Ergebnisse für den Sicherheitsindex β liegen dann nach Bild 9.5 (Wasserspiegelrandbedingung A) für den dort angegebenen Beckenwasserstand weit über den mit effektiven Scherparametern (φ', c') berechneten Werten. Da die Unsicherheit dieser Annahmen nicht festgelegt werden kann, werden die weiteren Berechnungen mit den effektiven Scherparametern c' und φ' durchgeführt.

In allen Berechnungen der Luftseite wird der Beckenwasserstand als eine Basisvariable (Extremwertverteilung) berücksichtigt. Die Extremalverteilung wird anhand der Beckenganglinie geschätzt. Die Berücksichtigung eines extremalverteilten Wasserspiegels der jährlichen Hochwasserereignisse bereitet jedoch erhebliche rechentechnische Probleme. Im Verlauf der stochastischen Iteration treten Wasserstände auf, die über der Dammkrone liegen. Bei beschränkten Verteilungstypen ergibt sich eine Oszillation bei der Bestimmung des Sicherheitsindex.

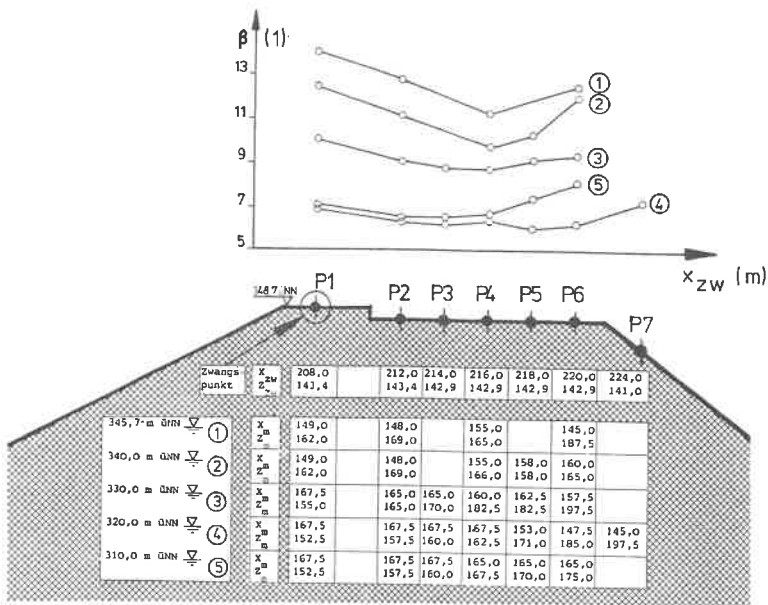
Über das vorgestellte Beispiel hinaus lassen sich auch für Basisvariablen, die andere geometrische Größen (z.B. Sickerspiegelverläufe und Bodenschichtmächtigkeiten) oder Kräfte (z.B. Ankerkräfte) beschreiben, rechentechnische Probleme, ähnlich den vorgestellten, erwarten.



x_{zw}/z_{zw} = Ansatzpunkt des Bruchkreises (m)

x^a/z^a = Kreismittelpunkt (m)

Bild 9.6 Verlauf des Sicherheitsindex für den luftseitigen Stützkörper nach KREY/BISHOP (maximaler Beckenwasserstand)



x_{zw}/z_{zw} = Ansatzpunkt des Bruchkreises (m)

x_m/z_m = Kreismittelpunkt (m),

Bild 9.7 Verlauf des Sicherheitsindex für den wasserseitigen Stützkörper nach KREY/BISHOP (verschiedene Absenkziele)

Bild 9.6 stellt den Verlauf des Sicherheitsindex β für verschiedene Ansatzpunkte (Zwangspunkte) des Kreises auf der Dammoberfläche für den luftseitigen Stützkörper deutlicher dar. Tabelle 9.4 gibt die zugehörigen Ergebnisse an.

Die dort ebenfalls aufgeführten Wichtungsfaktoren ALPHA, die die Sensitivität der Basisvariablen am Bemessungspunkt ausdrücken, weisen nach, daß für oberflächen-nahe Bruchkreise die Schereigenschaften der Stützkörperzone IIa die dominierenden Größen sind. Je weiter der Bruchkreisansatzpunkt in Richtung Stauraum liegt, desto gewichtiger wird der Einfluß der Übergangszone Ia. Diese Wichtungsverhältnisse entsprechen der Erfahrung, daß der Einfluß von Schereigenschaften auf die Standsicherheit von dem Verhältnis der Bruchfugenanteile abhängt. Die Basisvariable Bekenwasserstand spielt für das Böschungsversagen des luftseitigen Stützkörpers eine untergeordnete Rolle. Die Möglichkeit diese intuitive Einschätzung zu quantifizieren ist ein eindeutiger Vorteil der stochastischen Betrachtungsweise.

WASSERSEITE 104../7/F1									
WASSERSEITE 104../7/F2									
WASSERSEITE 104../7/F3									
WASSERSEITE 104../7/F4									
WASSERSEITE 104../7/F5									
NR.	TYP	XH	SIGMA	ALPHA	USTERN	XSTERN	ALPHA	USTERN	XSTERN
1	2	3.307	0.330	0.188	0.173	-1.119	2.944	0.156	-1.041
2	2	7.592	0.760	0.944	0.928	-5.990	4.133	0.884	-5.862
3	1	0.527	0.035	-0.365	0.485	-1.838	0.133	0.133	0.133
4	2	48.600	20.000	0.266	0.354	-2.030	20.153	0.411	-2.732
5	1	0.506	0.052	0.000	0.506	0.000	0.506	0.000	0.506
ZUSTAND = 5.916									
FMH = 1.001									
XH/ZH = 167.500 / 157.500									
ANZAHL ITERATIONEN: 4									
DELTA - BETA = -0.005									
BETA = 6.454									
ZUSTAND = 7.756									
FMH = 1.001									
XH/ZH = 165.000 / 167.500									
ANZAHL ITERATIONEN: 5									
DELTA - BETA = -0.005									
BETA = 6.654									
ZUSTAND = 2.944									
FMH = 0.133									
XH/ZH = 165.000 / 175.000									
ANZAHL ITERATIONEN: 5									
DELTA - BETA = -0.005									
BETA = 8.042									
ZUSTAND = 2.988									
FMH = 0.136									
XH/ZH = 167.500 / 160.000									
ANZAHL ITERATIONEN: 5									
DELTA - BETA = -0.004									
BETA = 6.315									

WASSERSEITE 104../7/F6									
NR.	TYP	XH	SIGMA	ALPHA	USTERN	XSTERN	ALPHA	USTERN	XSTERN
1	2	3.307	0.330	0.165	-1.217	2.915	2.967	0.300	-2.413
2	2	7.592	0.760	0.872	-6.431	3.974	4.198	0.336	-6.184
3	1	0.527	0.035	0.219	-1.614	0.428	0.419	0.346	0.419
4	2	48.600	20.000	0.406	-2.999	13.752	15.271	0.184	-3.089
5	1	0.506	0.052	0.000	0.000	0.506	0.506	0.000	0.506
ZUSTAND = 7.510									
FMH = 1.001									
XH/ZH = 165.000 / 170.000									
ANZAHL ITERATIONEN: 5									
DELTA - BETA = -0.004									
BETA = 7.379									

NR.	ZUORDNUNG	BEZEICHNUNG	EWERT	VERTEILUNGS-TYP	ZUSTAND	R - S
1	I1a	α (m^3)	[l]	1 = Normalverteilg.	FMH	= Sicherheitsbeiwert
2	I1a	α (m^3)	[l]	2 = log-Normalverteilg.	XH/ZH	= Kennmittelpunkt
3	I1a	Relativwinkel φ'	[rad]	4 = GUMMEL-Verteilung	BETA	= Sicherheitsindex B
4	I1b	Kohäsion c'	[kN/m ²]		DELTA - BETA	= $\beta(k) - \beta(k-1)$
5	Lehmweichlag	Relativwinkel φ'	[rad]		ALPHA	= Sensitivitätsfaktor
6	Wasserstand	Beckenwasserstand	[m]		USTERN	= Basisvariable im 0/1-Raum

Für die Werte von XH, SIGMA und XSTERN gelten folgende Zuordnungen und Dimensionen:

Tabelle 9.5 Ergebnisse am Bemessungspunkt (Wasserseite)

9.1.23 Ergebnisse nach KREY/BISHOP (DIN 4084) für das Ereignis Böschungsbruch des wasserseitigen Stützkörpers

In Bild 9.7 ist der Verlauf des Sicherheitsindex β für verschiedene Absenzzustände des Beckenwasserstands (Wasserspiegelrandbedingung B) dargestellt (Detailergebnisse Tabelle 9.5). Im Vergleich zur Wasserspiegelrandbedingung A (Bild 9.2) und dem entsprechenden Absenzzustand nach Bild 9.5 fällt der Sicherheitsindex nur geringfügig ab. Es tritt jedoch kein gravierender Unterschied auf. Damit ist nachgewiesen, daß nur der qualitative Verlauf des Sickerwasserspiegels infolge "schneller Spiegelabsenkung" von Bedeutung ist.

In dieser Darstellung nimmt der Sicherheitsindex mit fallendem deterministischem Beckenwasserstand ab. Ursache ist die Abnahme der stützenden Wirkung des äußeren Beckenwasserstands und andererseits die Zunahme des auftreibenden Wasserüberdrucks $\Delta u = B \cdot \Delta \sigma$ in den Zonen Ia und Ib. Der Absenzzustand 310 m üNN liegt entgegen diesem Trend über dem Absenzzustand von 320 m üNN. Verursacht wird dieser Wechsel durch eine effektive Gewichtszunahme der Lamellen des passiven Bereichs durch die Entlastung und von einer Zunahme der haltenden Kräfte.

Gegenüber dem Absenzzustand 320 m üNN erfolgt eine Entlastung, die zu einem Abrücken des Grenzzustands und einer Erhöhung des Sicherheitsindex führt.

Für die ersten zwei Absenzstufen nach Bild 9.7 wird die Wahrscheinlichkeit eines sofortigen Überströmens des verbleibenden Dammkörpers als hoch, für das dritte Absenzziel als geringer und für die letzten zwei Absenzziele als praktisch nicht existent eingeschätzt.

Der Verlauf des Sicherheitsindex β entspricht qualitativ dem zu erwartenden Verlauf eines deterministischen Sicherheitswerts F . Das rechtfertigt nochmals die in Kapitel 8 vorgeschlagene Vereinfachung, den Sicherheitsindex nur für den maßgebenden Bruchkreis eines Mittelpunktsrasters zu ermitteln.

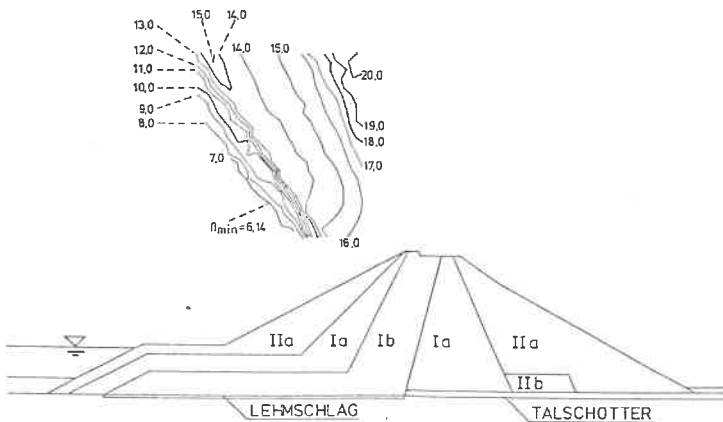


Bild 9.8 Isolinien des Sicherheitsindex für den wasserseitigen Stützkörper (maximaler Beckenwasserstand)

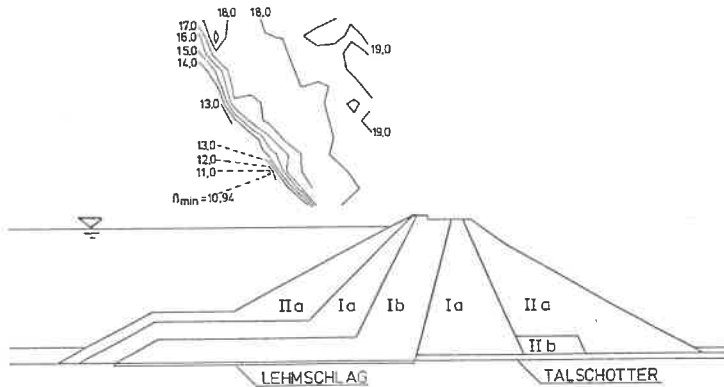


Bild 9.9 Isolines des Sicherheitsindex für den wasserseitigen Stützkörper (Absenkziel=319.3 m üNN, Wasserspiegelrandbedingung A)

In Bild 9.8 und Bild 9.9 sind zwei Beispiele für Isolines des Sicherheitsindex β für die Wasserspiegelrandbedingung A des wasserseitigen Stützkörpers angegeben. Die Koordinaten kennzeichnen den Mittelpunkt des zugehörigen Bruchkreises. Diese Darstellungen ähneln den bekannten Darstellungen für Sicherheitsbeiwerte. Die Isolines sind im linken unteren Bereich beschränkt. In diesem Bereich liegen Mittelpunkte von Kreisen, die den Felsuntergrund schneiden. Sie werden nicht untersucht. Der minimale Sicherheitsindex wird von einem den Fels annähernd tangierenden Kreis erreicht. Das entspricht wiederum der maßgebenden Geometrie, die man für deterministische Untersuchungen erwarten würde.

9.1.3 Ergebnisse nach der Kinematische-Elemente-Methode für das Ereignis Böschungsbruch

Abweichend von den Wasserdruckansätzen der Berechnungen nach KREY/BISHOP, wird bei den Berechnungen nach der Kinematische-Elemente-Methode stets von einem vom Beckenwasserspiegel bis zur luftseitigen Zone Ia horizontal verlaufenden Sickerwasserspiegel ausgegangen. In der Zone Ia fällt die Sickerlinie dann bis auf die Felsoberkante senkrecht ab und verläuft von dort aus horizontal zum luftseitigen Dammfuß (sinngem. Wasserspiegelverlauf Bild 9.1).

Bei der Berechnung der Lastfälle "schnelles Absenken" wird auf den Ansatz eines Porenwasserüberdruckbeiwertes verzichtet. Prinzipiell kann der Sickerwasserspiegelverlauf nach Bild 9.2 und Bild 9.3 berücksichtigt werden. Die erforderlichen Geometrieberechnungen sind jedoch rechentechnisch sehr aufwendig. Deshalb erfolgt ein vereinfachter hydrostatischer Ansatz entsprechend Bild 9.1.

Für homogene Böschungsprobleme wurde die vorgebene Schubspannungsbeziehung $a \cdot \sigma^b$ untersucht. Diese Berechnungen führten zu sehr hohen Rechenzeiten. Für inhomogene Böschungen ist zusätzlich eine Annahme über die Normalspannungsverteilung in den Bruchfugen nötig, die zu einer weiteren Steigerung des Aufwands führt. Damit ist eine Berücksichtigung von $a \cdot \sigma^b$ zwar möglich, aber nicht praktikabel.

Um mit vertretbarem Aufwand KEM-Berechnungen durchzuführen, wird eine Linearisierung der Schubspannungsbeziehung $a \cdot \sigma^b$ anhand einer geschätzten mittleren Normalspannung σ durchgeführt. Diese Annahme führt zu rechentechnischen Größen φ'_{rt} und c'_{rt} und zugehörigen Mittelwerten und Standardabweichungen lognormalverteilter Basisvariablen.

Die Folge dieser Annahme ist, daß unterschiedliche Eingangsgrößen in den KEM-Berechnungen und den Berechnungen nach DIN 4084 verwendet und damit unterschiedliche Sicherheitsindizes β errechnet werden (Vergleich zwischen Bild 9.10 (KEM) und Bild 9.4 (KREY/ BISHOP); Bild 9.11 (KEM) und Bild 9.6 (KREY/BISHOP)).

Für das Ereignis "Abgleiten in der Dammaufstandsfläche" werden die KEM-Ergebnisse maßgebend (Bild 9.12, 9.13 und Bild 9.14). In der KEM-Statik spielen die inneren Fugen im Vergleich zu den äußeren, auf dem festen Untergrund gleitenden Fugen eine weniger wichtige Rolle (Kapitel 8.7, 9.1.1.2). Da diese Fugen überwiegend in der von der Linearisierung nicht betroffenen Zone Ib, im Lehmschlag oder auf der Luftseite im Talschotter verlaufen, ist dort der Linearisierungseffekt untergeordnet. Der bei der Ermittlung des Sicherheitsindex begangene Fehler wird als klein eingeschätzt.

**** ENDERGEBNISSE IM BEMESSUNGSPUNKT ****
 **** BETA = 8.18 ****
 **** DELTA-BETA = 0.06 ****

Variable	Dimension	Verteilung	XM	SIGMA	ALPHA	U-STERN	X-STERN
IIa φ	rad	log	0.719	0.108	0.699	-5.714	0.303
IIa c	kN/m ²	log	56.600	26.750	0.432	-3.532	10.479
Ia c	rad	log	0.810	0.147	0.488	-3.994	0.388
Ia c	kN/m ²	log	46.110	9.125	0.194	-1.587	33.144
Talsch. φ	rad	log	0.611	0.061	0.000	0.000	0.609
Ib φ	rad	log	0.528	0.074	0.085	-0.692	0.467
Ib c	kN/m ²	log	48.600	25.000	0.205	-1.680	20.116

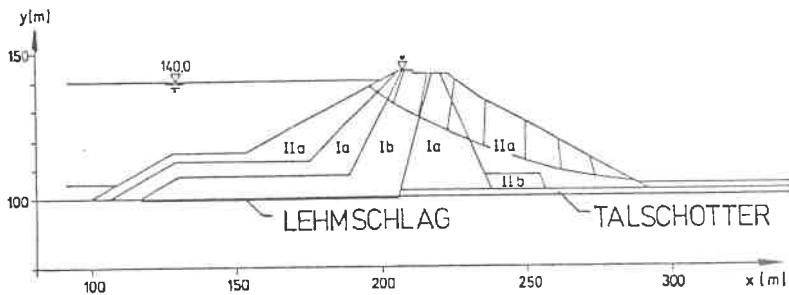


Bild 9.10 Böschungsbruch (KEM) des luftseitigen Stützkörpers

**** ENDERGEBNISSE IM BEMESSUNGSPUNKT ****
 **** BETA = 5.28 ****
 **** DELTA-BETA = 0.08 ****

Variable	Dimension	Verteilung	XM	SIGMA	ALPHA	U-STERN	X-STERN
IIa φ	rad	log	0.969	0.383	0.581	-3.071	0.280
IIa c	kN/m ²	log	10.100	4.579	0.158	-0.836	6.409
Ia φ	rad	log	0.810	0.147	0.641	-3.386	0.433
Ia c	kN/m ²	log	46.110	9.125	0.230	-1.215	35.645
Lehm φ	rad	log	0.506	0.069	0.000	0.000	0.506
Ib φ	rad	log	0.528	0.074	0.189	-0.997	0.448
Ib c	kN/m ²	log	48.600	25.000	0.371	-1.960	17.946

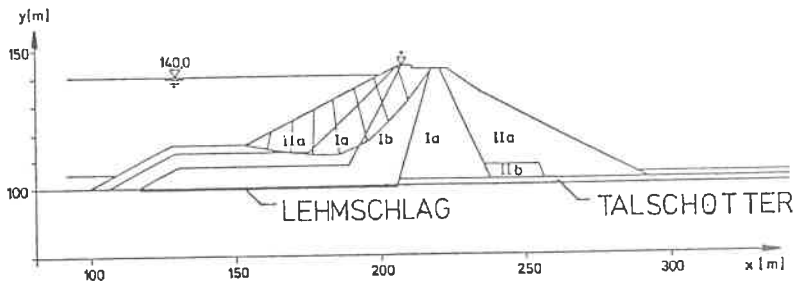


Bild 9.11 Böschungsbruch (KEM) des wasserseitigen Stützkörpers

**** Endergebnisse im Bemessungspunkt ****
 **** BETA = 10.63 ****
 **** DELTA-BETA = 0.05 ****

Variable	Dimension	Verteilung	XM	SIGMA	ALPHA	U-STERN	X-STERN
IIa φ	rad	log	0.719	0.108	0.512	-5.439	0.316
IIa c	kn/m ²	log	56.600	26.750	0.309	-3.284	11.714
Ia c	rad	log	0.810	0.147	0.443	-4.713	0.341
Ia c	kn/m ²	log	46.110	9.125	0.231	-2.460	27.930
Talsch. φ	rad	log	0.611	0.061	0.627	-6.659	0.313
Ib φ	rad	log	0.528	0.074	0.000	-0.003	0.523
Ib c	kn/m ²	log	48.600	25.000	0.002	-0.019	42.827

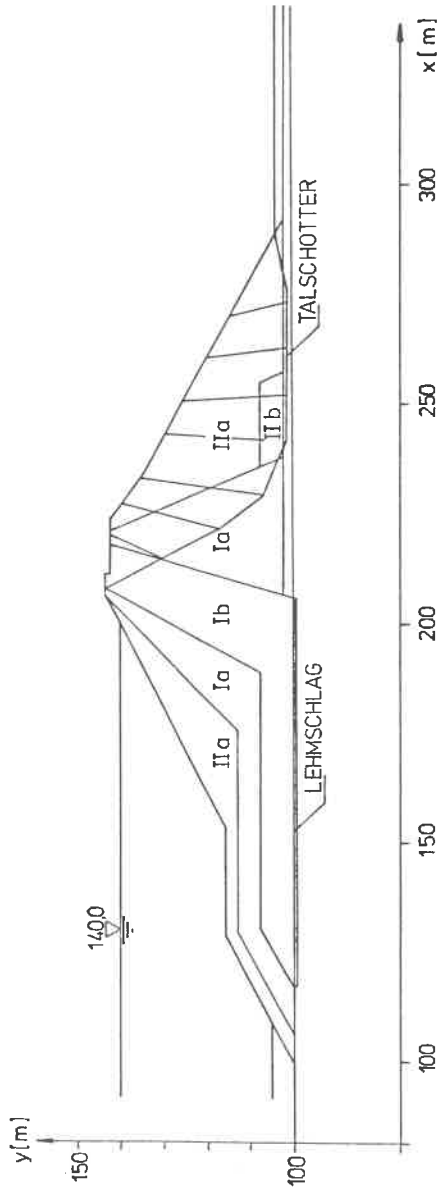


Bild 9.12 Abgleiten des luftseitigen Stützkörpers im Talschotter nach KEM

**** ENDERGEBNISSE IM BEMESSUNGSPUNKT ****
 **** BETA = 10.23 ****
 **** DELTA-BETA = 0.09 ****

Variable	Dimension	Verteilung	XM	SIGMA	ALPHA	U-STERN	X-STERN
IIa φ	rad	log	0.969	0.383	0.550	-5.632	0.106
IIa c	KN/m ²	log	10.100	4.579	0.078	-0.797	6.518
Ia φ	rad	log	0.810	0.147	0.443	-4.713	0.341
Ia c	KN/m ²	log	46.110	9.125	0.231	-2.460	27.930
Lehm φ	rad	log	0.506	0.069	0.566	-5.786	0.228
Ib φ	rad	log	0.528	0.074	0.000	-0.003	0.523
Ib c	KN/m ²	log	48.600	25.000	0.340	-3.477	10.453

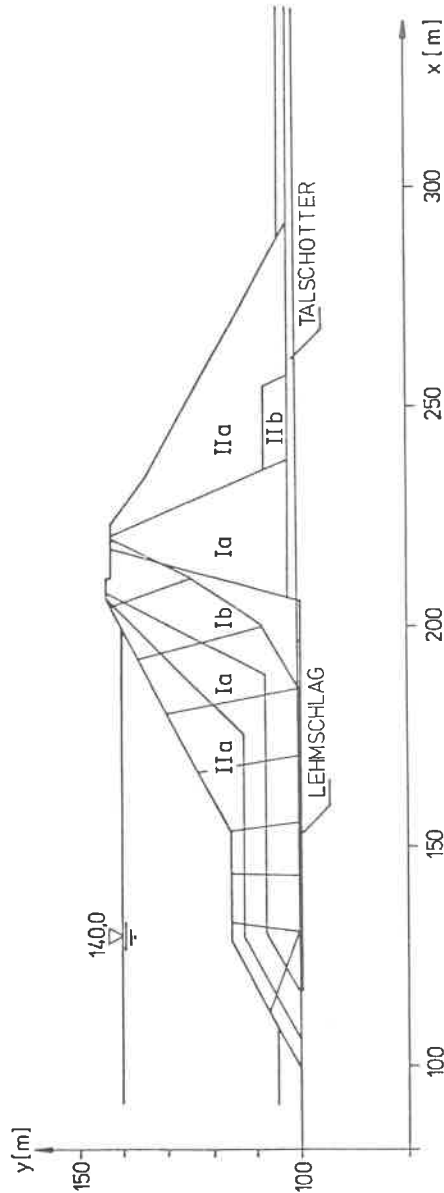


Bild 9.13 Abgleiten des wasserseitigen Stützkörpers im Lehm-schlag nach KEM (maximaler Beckenwasserstand)

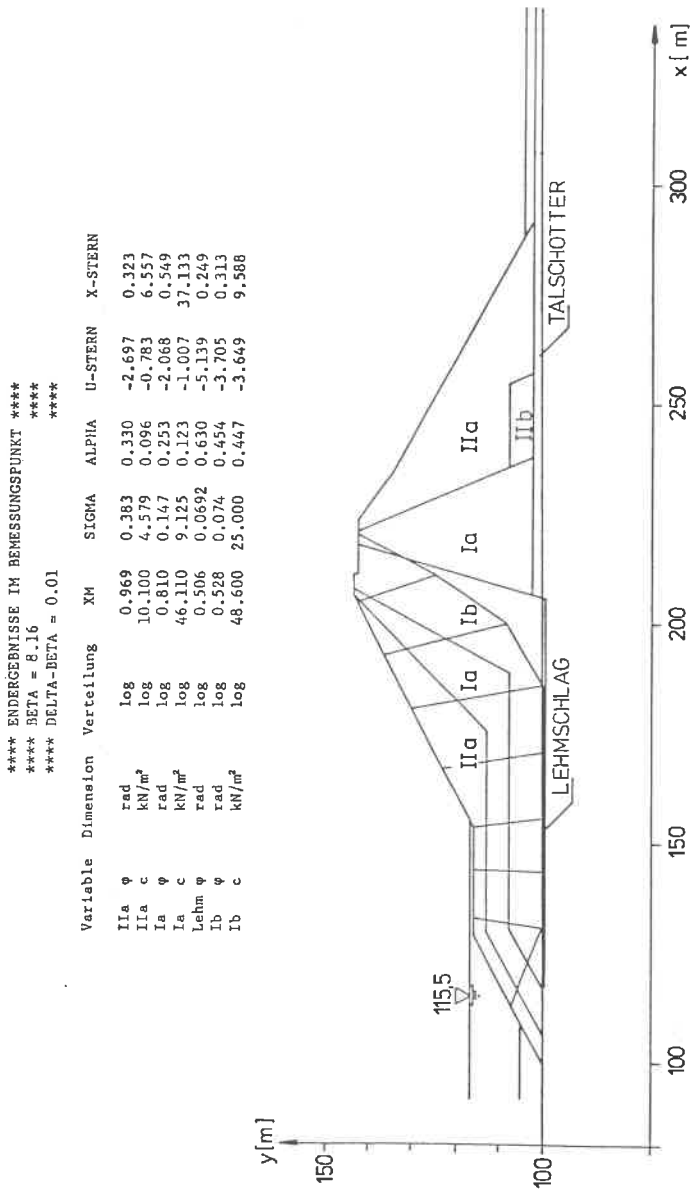


Bild 9.14 Abgleiten des wasserseitigen Stützkörpers im Lehm Schlag nach KEM ("schnelle Absenkung")

9.1.4 Ergebnisse nach der Kinematische-Elemente-Methode für das Ereignis Grundbruch

Die Grundbruchberechnungen (Geländebruch durch den anstehenden Untergrund) werden mit dem KEM-Modell durchgeführt.

Neben den Bodenparametern der Tabellen 9.2 und 9.3 werden zusätzliche, deterministische Annahmen der Gesteinsfestigkeit für die den Elementen gemeinsamen inneren Fugen nötig. Verschiedene deterministische Annahmen wurden untersucht.

Die Kluftneigungen der zwei Kluftsysteme im Felsuntergrund werden in der KEM über den Variationsmöglichkeit 5 (Kap. 5.1.1, beweglich auf einem vorgegebenen Polygonzug) berücksichtigt. Für diesen Polygonzug wird die Neigung der Klüfte als Basisvariable eingeführt. Der Ausbisspunkt der Kluft am Dammfuß wird festgehalten. Mit diesem Punkt und den Kluftneigungen liegt die Polygonzuggeometrie fest und bildet die untere Begrenzung des Bruchsystems im Felsbereich (Bild 9.16). Die Elementeckpunkte an der Oberfläche und im Damm werden variiert.

Gegenüber den für den Dammkörper durchgeführten Untersuchungen dominieren bei den Grundbruchuntersuchungen, in der Endphase der stochastischen Iteration, Systeme mit statisch unzulässigen Zugkräften in den Fugen. Der Strafterm nach Kapitel 5.2.1 wird aktiviert. Es gelingt der gestuften Optimierung jedoch nicht, bei Beibehaltung des geradlinigen Kluftverlaufs, statisch zulässige Systeme zu ermitteln.

9.1.4.1 Stochastischer Iterationsverlauf

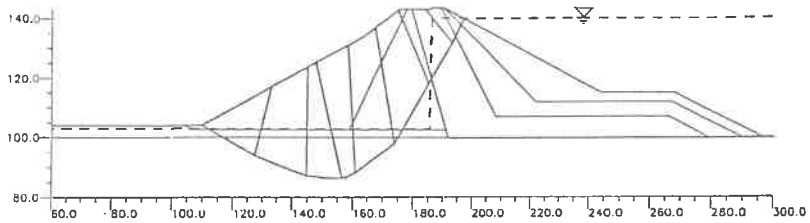
Das luftseitige Grundbruchversagen wird ausgiebig untersucht. Nach anfänglich stabiler stochastischer Iteration divergieren alle Berechnungen in der Endphase (Beispiele Bild 9.16). Ursache sind die dominierenden Basisvariablen der Kluftreibung, mit dem größten Sensitivitätsfaktor. Sie werden im stochastischen Iterationsverlauf stark herabgesetzt. Für die dann erreichten Werte am Linearisierungspunkt existieren keine statisch zulässigen, zugfreien Systeme.

Berechnungsversuche mit

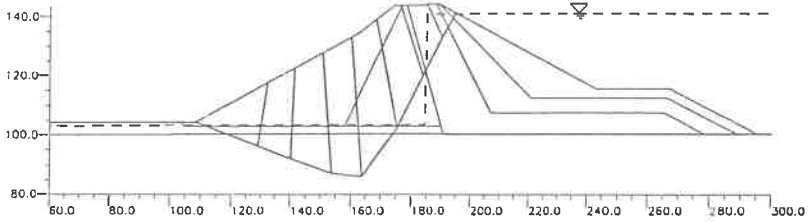
- unterschiedlichen Ausgangssystemen,
- unterschiedlichen Startpunkten der stochastischen Linearisierung,
- Dämpfung des stochastischen Iterationsfortschritts,
- Veränderung der Schrittweiten in der numerischen Optimierung der KEM,
- Einsatz aller numerischen Optimierungsmethoden der KEM

führen nicht zum erwünschten stabilen Iterationsverlauf.

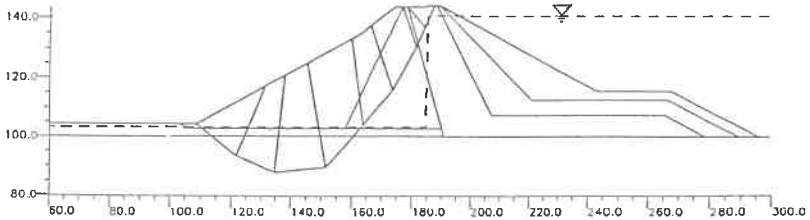
Damit kann vermutet werden, daß trotz abgeminderter Bodenparameter das System nicht versagen kann. Erst zusätzliche Belastungsannahmen, wie ein Zusatzwasserdruck in den Gleitfugen im Felsuntergrund infolge Umläufigkeit, dürften zum Versagen führen.



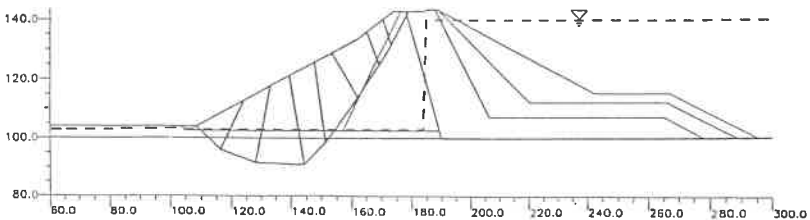
Aabach Grundbruch Luftseite $\beta = 5.3$ (ohne Kluftneigung)



Aabach Grundbruch Luftseite $\beta = 6.8$ (ohne Kluftneigung)

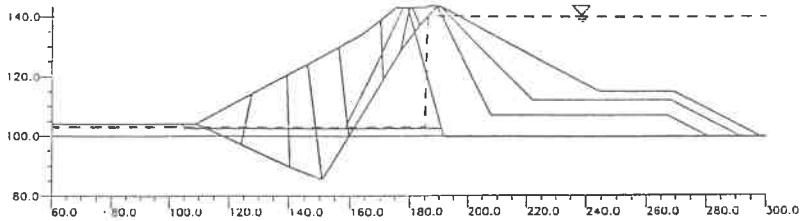


Aabach Grundbruch Luftseite $\beta = 5.9$ (ohne Kluftneigung)

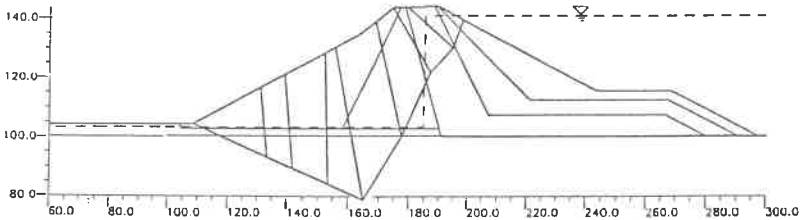


Aabach Grundbruch Luftseite $\beta = 6.3$ (ohne Kluftneigung)

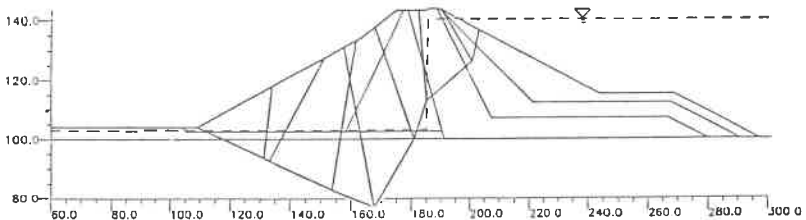
Bild 9.15 Grundbruch des luftseitigen Stützkörpers bei maximalem Beckenwasserstand



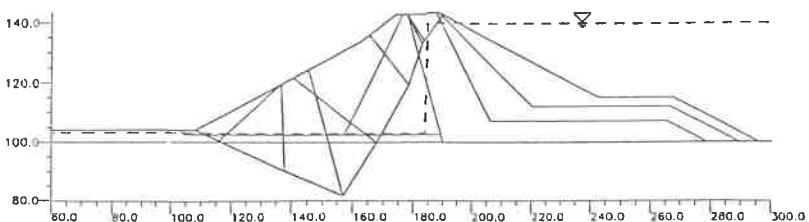
Aabach Grundbruch Luftseite $\beta = \text{keine Konvergenz (mit Kluftneigung)}$



Aabach Grundbruch Luftseite $\beta = \text{keine Konvergenz (mit Kluftneigung)}$

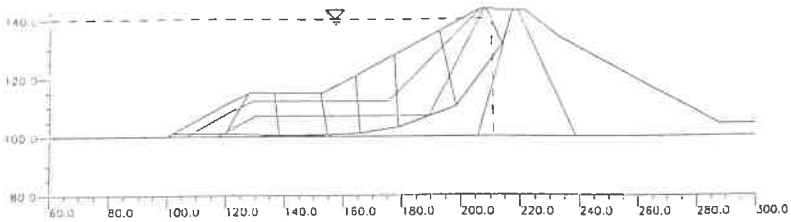


Aabach Grundbruch Luftseite $\beta = \text{keine Konvergenz (mit Kluftneigung)}$

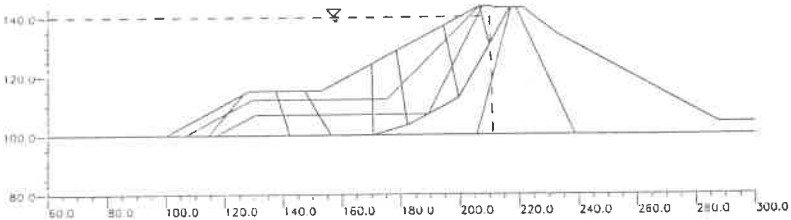


Aabach Grundbruch Luftseite $\beta = \text{keine Konvergenz (mit Kluftneigung)}$

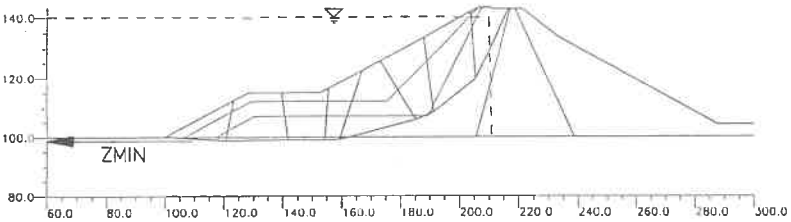
Bild 9.16 Grundbruch des luftseitigen Stützkörpers bei maximalem Beckenwasserstand



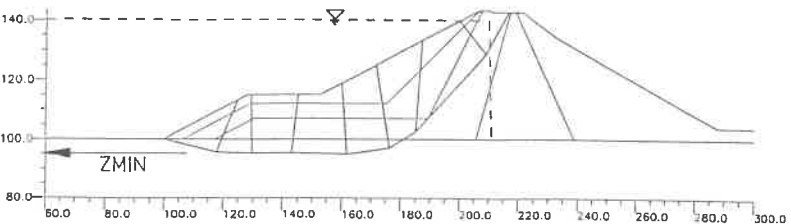
Aabach Böschungsbruch Wasserseite $\beta = 10.0$



Aabach Abgleiten im Lehmschlag $\beta = 10.7$



Aabach Grundbruch Wasserseite $\beta = 6.9$ (ohne Kluftneigung, ZMIN = 98.5m)



Aabach Grundbruch Wasserseite $\beta = 6.7$ (ohne Kluftneigung, ZMIN = 95.0m)

Bild 9.17 Übergang vom Böschungsbruch zum Grundbruch bei gleichzeitiger Tiefenbegrenzung (ZMIN (m)) des Bruchkörpers

9.1.4.2 Wirkung der technischen Gesteinsfestigkeit

Der Einfluß der angenommenen Gesteinsfestigkeit wurde mit einer Parametervariation überprüft. Für zunehmende Scherparameter trat nicht die erwartete Steigerung des Sicherheitsindex β ein. Vielmehr wird eine größere Gesteinsfestigkeit durch eine verstärkte Abminderung der Basisvariablen des Kluftreibungswinkels und einen tieferen Bruchmechanismus kompensiert.

Schließende Kräfte:

- R_O = des Ausgangssystems
- $R_{\Delta\varphi i}$ = infolge Erhöhung des Reibungswinkels der inneren Fugen um $\Delta\varphi$
- $R_{\Delta\varphi a}$ = infolge Erhöhung des Reibungswinkels der äußeren Fugen um $\Delta\varphi$
- $R_{\Delta c i}$ = infolge Erhöhung der Kohäsion der inneren Fugen um Δc
- $R_{\Delta c a}$ = infolge Erhöhung der Kohäsion der äußeren Fugen um Δc

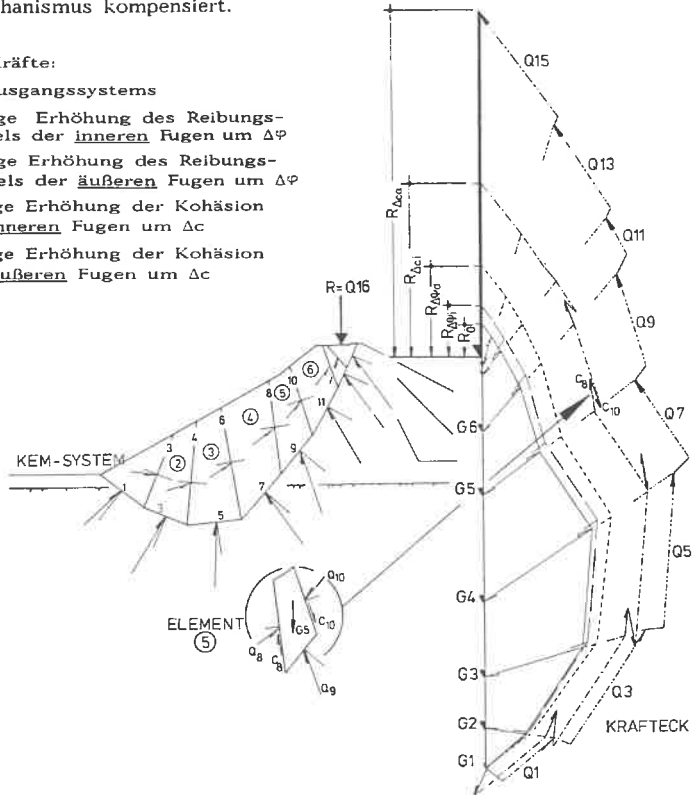


Bild 9.18 Wirkung einer Verbesserung der Schereigenschaften in inneren und äußeren Fugen

Bild 9.18 zeigt die Wirkung einer Verbesserung der Scherfestigkeiten gegenüber dem Ausgangszustand (R_O):

- in den den Elementen gemeinsamen Fugen (inneren Kanten),
- in den Fugen zum feststehenden Untergrund (äußeren Kanten).

Es zeigt sich, daß auf die Größe der Resultierenden des Kraftecks die Schereigenschaften der äußeren Fugen den ausschlaggebenden Einfluß haben. Die Kohäsionskräfte innerer Fugen eines Elementes haben durch ihren gegenläufigen Sinn einen abgeschwächten Einfluß. Ähnliches gilt für die Reibungskräfte (Bild 9.18).

9.1.4.3 Einschätzung des Sicherheitsindex

Die ungünstige Wechselwirkung zwischen der Kinematische-Elemente-Methode und dem stochastischen Sicherheitskonzept, ausgelöst durch die vorgegebene Kombination der Basisvariablen, läßt sich nur mit zusätzlichen Annahmen beheben:

- einer Beschränkung der Bruchkörpertiefe im Felsuntergrund (Bild 9.17),
- der Vernachlässigung der Basisvariablen Kluftneigung.

Es ergeben sich damit anstatt des vorgegebenen geraden Kluftverlaufs gekrümmte Bruchfugen im Felsbereich mit ansonsten gleichen Basisvariablen (Bild 9.15 und Bild 9.16). Da entgegen den angenommenen geraden Kluftverläufen im Untergrund eine Streuung der Kluftrichtungen, erkennbar an einer Häufigkeitsdarstellung der Kluftstellungen in der Lagenkugel, auftritt, besteht die Möglichkeit einer gerundeten Bruchfugenausbildung im Felsuntergrund.

Damit ist eine Einschätzung des Sicherheitsindex anhand der Untersuchungen für einen gerundeten Bruchfugenverlauf (Luftseite: Bild 9.15, Wasserseite: nicht aufgeführt) möglich. Für den luftseitigen Stützkörper wird der Sicherheitsindex zu $\beta = 5.0-6.0$ und für den wasserseitigen Stützkörper bei maximalem Beckenwasserstand zu $\beta = 6.0-7.0$ abgeschätzt.

9.1.5 Bewertung der stochastischen Modellgenauigkeit

Die Einschätzung der stochastischen Modellunsicherheit erfolgt mit den in Kapitel 4. genannten Untersuchungen anhand der Berechnungsergebnisse nach der FEM. Die Berechnungsergebnisse werden denen nach KREY/BISHOP gegenübergestellt. Die Eingangsgrößen für das Dammbauwerk und den Felsuntergrund entsprechen den Vorgaben. Auf eine Gegenüberstellung mit Ergebnissen nach der KEM-Methode wird verzichtet, da dort der Linearisierungseffekt von $a \cdot \sigma^b$ eine Verfälschung verursacht.

Diese Untersuchungen werden nur für den nichteingestaute Zustand durchgeführt. Für die Berechnungen nach DIN 4084 (KREY/BISHOP) gelten die in Kapitel 9.1.2 getroffenen Annahmen, für die FEM-Berechnungen die Annahmen des Kapitels 4.3.1. Die Materialparameter sind in Tabelle 9.10 zusammengestellt.

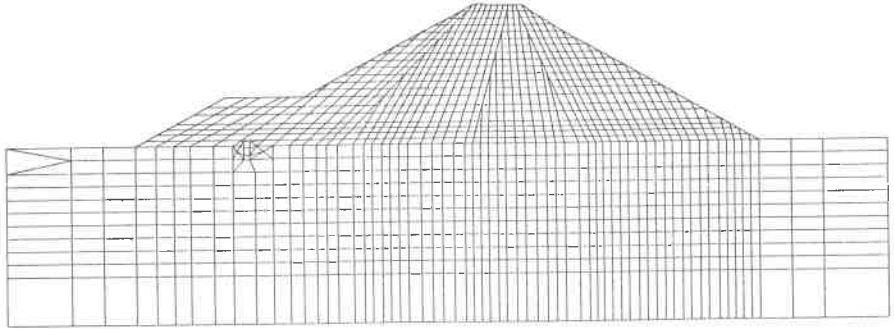
Der eingestaute Zustand wird für die Bewertung der stochastischen Modellunsicherheiten (wegen der prinzipiellen Probleme des Stoffgesetzes, die Verschiebungen zutreffend zu bestimmen) nicht untersucht.

Bei der Bewertung wird davon ausgegangen, daß die vorgegebenen Daten für die Berechnung von kinematischen Bruchzuständen und die Daten für das Stoffgesetz miteinander harmonisieren und die Bodeneigenschaften zutreffend beschreiben.

In Bild 9.22 sind die für die mit Mittelpunkt und Radius angegebenen Kreisfugen ermittelten Sicherheitswerte nach DIN 4084, FEM,1, FEM,2.1, FEM,2.2 und FEM,4 angegeben.

9.1.5.1 Zur Ermittlung der kinematischen Lösung

Die Ermittlung der kinematischen Lösung erfolgt mit dem für die Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit entwickelten Programm nach KREY/BISHOP, durchgeführt mit einer Variation von Kreismittelpunkt und Radius. Die Kreise K1 und K6 in Bild 9.22 sind die maßgebenden Bruchkreise der Luft- und Wasserseite.



RABACH NETZ

Bild 9.19 FEM-Diskretisierung des Dammbauwerks

Zone	γ	ϕ'	c'	ν_t	R_f	$\bar{n}$	$\bar{K}$	$\bar{K}_{UR}$
	kN/m ³		kN/m ²	1	1	1	1	1
Ia	23.40	39.2	58.1	0.269	0.540	0.0974	1048	3000
Ib	22.60	30.2	48.6	0.332	0.714	0.6420	207	570
IIa	20.09	41.9	43.6	0.249	0.967	0.4021	738	738
IIb	20.87	IIa gleichgesetzt						

Fels 22.00 $E = 200 \text{ MN/m}^2$ $\nu = 0.35$ Diskretisierungstiefe = 55 m

Tabelle 9.10 Parameter des Stoffgesetzes nach DUNCAN/CHANG für den Dammkörper und des linearelastischen Materials des Felsuntergrunds

9.1.5.2 Zur Ermittlung der FEM-Lösung

Diese Sicherheitswerte werden mit den verschiedenen Möglichkeiten nach der FEM, die ausführlich in Kapitel 4.3.2 dargestellt sind, ermittelt.

Dabei wurde das FEM-Programm FESOIL eingesetzt. Erst anhand der aufgetretenen Probleme in diesem und in mehreren kleineren Beispielen sowie nach der Verfügbarkeit des FEM-Programms FANLD wurden die Untersuchungen des Kapitels 7.3 durchgeführt, um den Unterschied zwischen korrekter und nicht korrekter Spannungsumlagerung für die Sicherheitsdefinition FEM.4 zu untersuchen.

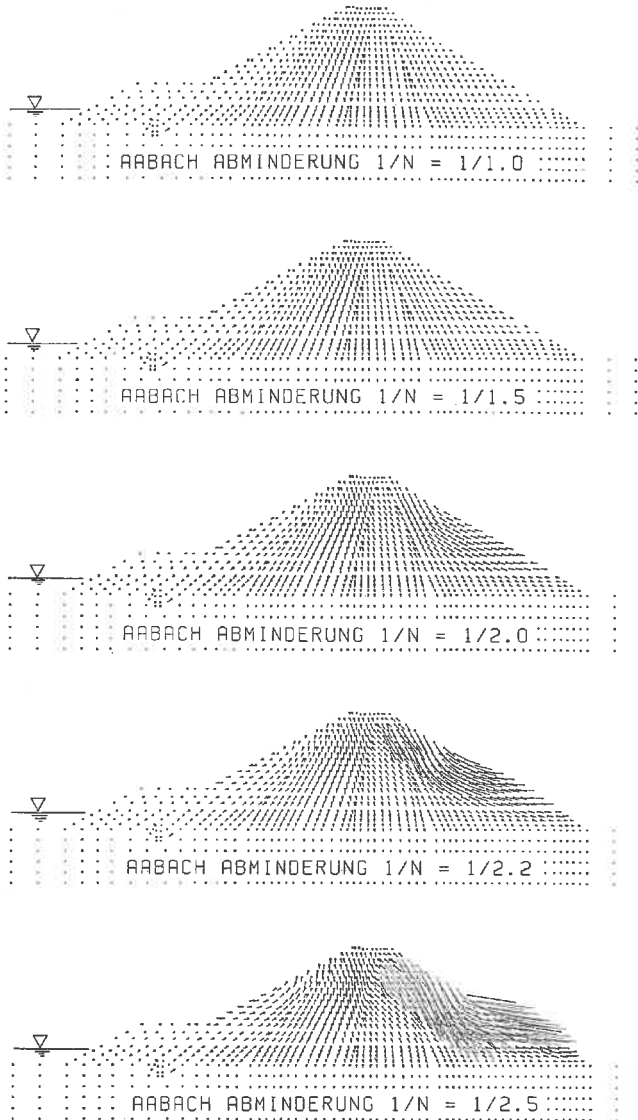


Bild 9.20 Darstellung der Verschiebungen bei zunehmender Abminderung der Scherfestigkeiten

Ermittlung nach FEM,1

Die Sicherheitswerte $F_{FEM,1}$ ergeben sich auf der Grundlage der FEM-Ergebnisse. Sie werden mit einem zusätzlichen Auswertungsprogramm für verschiedene Bruchkreise ermittelt. Dazu wird in das FEM-Netz eine Prüffuge gelegt, die von dieser Fuge geschnittenen Elemente werden ermittelt und aus deren FEM-Ergebnissen werden die Scherkräfte der Sicherheitsdefinition gebildet.

Ermittlung nach FEM,2.1 und FEM,2.2

Die Auswertung erfolgt wie bei FEM,1 mit zusätzlichen Auswerteprogrammen. Die Ergebnisse müssen jedoch als nur bedingt brauchbar angesehen werden. Der Ausnutzungsgrad ist eine richtungsunabhängige Größe, daher ist der Beitrag eines Elements zum Sicherheitswert unabhängig von der Bruchfugenneigung. Damit ist der Beitrag eines Elements pro Längeneinheit für einen horizontale Bruchfuge genau so groß, wie für eine vertikale Fuge.

Ermittlung nach FEM,4

Durch eine nach konstruktiven Gesichtspunkten zweckmäßige Zusammenfassung von Bauwerksbereichen lassen sich mit der Definition FEM,4 globale Aussagen für diese Bereiche treffen. Einzelne statisch nicht zulässige Iterationszustände werden durch Verknüpfung mit korrekten Werten geglättet. Insbesondere ergibt sich mit der grafischen Darstellung der Verschiebungen der maßgebende Bruchkörper.

In Bild 9.20 ist die Entwicklung dieses Bruchkörpers für verschiedene Abminderungen $1/N$ gegeben. Der sich abzeichnende Körper entspricht dem Bruchkreis K2 in Bild 9.20.

Für die einzelnen Bilder wurde jeweils der gleiche Verschiebungsmaßstab gewählt. Mit wachsender Abminderung zeigt sich eine deutliche Zunahme der Verschiebungen. Während an der Wasserseite die Verschiebungszunahme stagniert, steigen an der Luftseite des Aabachdammes die Verschiebungen beim Abminderungsschritt von $1/n = 1/2.2$ auf $1/N = 1/2.5$ sprunghaft an. Es bildet sich eine annähernd kreisförmige Bruchscholle zur Luftseite aus.

In Bild 9.21 ist die Entwicklung der Sicherheitsdefinition der Gesamtverschiebungslänge entsprechend der 2er-Norm dargestellt. Der anschauliche Eindruck nach Bild 9.20 wird bestätigt. Die Wasserseite erfährt keinen sprunghaften Verschiebungszuwachs, während die Norm der Luftseite zwischen $1/N = 1/2.0$ und $1/N = 1/2.2$ stark anwächst. Die vergleichsweise aufgetragene Verschiebungsnorm des Gesamtdammes folgt im wesentlichen der Norm der Luftseite.

In den rechts der Normdarstellung liegenden Histogrammen ist in Klassenabständen von 0.1 die Entwicklung des Ausnutungsgrades bezogen auf den Gesamtquerschnitt dargestellt. Für den nicht abgeminderten Zustand $1/N = 1/1.0$ bewegt sich der Ausnutungsgrad des Querschnitts überwiegend in statisch und iterationstechnisch zulässigen Bereichen von 0.4 bis 0.7. Mit wachsender Abminderung verschiebt sich das Histogramm in den nicht zulässigen Bereich des Ausnutungsgrads $s > 1.0$. Bei einer Abminderung von $1/N = 1/1.80$ befindet sich erstmals ein Bereich von 8 % des Querschnitts in einem nicht zulässigen Zustand. In den folgenden Abminderungsschritten verstärkt sich dieser Effekt.

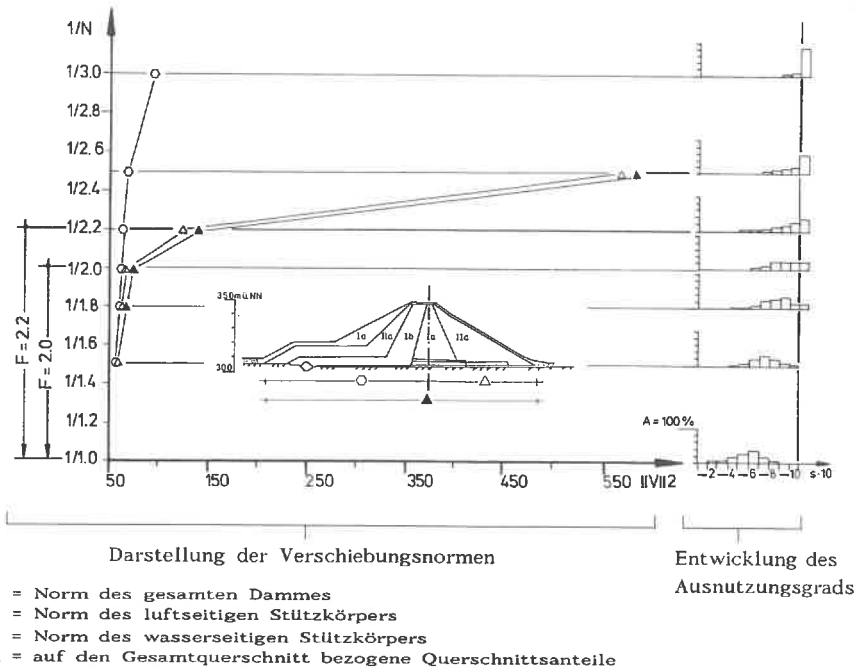


Bild 9.21 Entwicklung der 2er-Norm bei zunehmender Abminderung und Festlegung des Sicherheitswerts $F_{FEM,4}$

Diese Berechnungen sind strenggenommen nicht mehr korrekt. Eine Erhöhung der Iterationsschritte pro Lastinkrement brachte keine nennenswerte Verbesserung im Ausnutzungsgrad. Ursache ist die unzureichende Iterationstechnik (Diskussion Kapitel 4.3.1).

Prinzipiell sollte die angewendete Iterationsmethode des Programms FESOIL in der Lage sein, eine stabile Iteration, auch bei diesen extremen Randbedingungen, zu gewährleisten. Die eigentliche Ursache des Versagens dürfte die rechtechnische Implementierung des Verfahrens sein. Dort werden, insbesondere bei einem Überschreiten des Ausnutzungsgrads $s = 1.0$, Annahmen getroffen (Kap. 4.3.1), die zu sprunghaften Änderungen in den Steifigkeiten und damit im Materialverhalten führen. Damit wird das Iterationsverhalten nachhaltig gestört.

Zwischen $1/N = 1/2.0$ und $1/2.2$ muß die Grenze für einen tolerierbaren Iterationszustand gezogen werden. Dort haben zwar 30 % bzw. fast 40 % des Dammquerschnittes einen Ausnutzungsgrad von $s \geq 1.0$, andererseits kann jedoch angenommen werden, daß mit einer geeigneten Iterationstechnik die Spannungumlagerung korrekt durchgeführt werden kann. Damit wäre Gleichgewicht erzielbar und zugleich der Ausnutzungsgrad von $s \leq 1.0$ im gesamten Querschnitt eingehalten.

Mit diesen Annahmen liegt der Sicherheitsabstand für die Bestimmung von $F_{FEM,4}$ fest. Für den luftseitigen Stützkörper kann ein Sicherheitswert zwischen $F_{FEM,4} = 2.0$ und 2.2 bestimmt werden.

Für die Wasserseite ist keine genau Angabe möglich. Das Bild 9.21 legt jedoch die Aussage nahe, daß der Sicherheitswert $F_{FEM,4}$ deutlich über $F_{FEM,4} = 2.2$ liegen muß. Diese Werte liegen als FEM-Lösungen unter den minimalen Sicherheitswerten der kinematischen Lösung.

9.1.5.3 Bewertung der stochastischen Modellgenauigkeit

Für alle Bruchfugen und Sicherheitsdefinitionen in Bild 9.22 gilt, daß der Wert der FEM-Lösung unter dem der kinematischen Lösung (obere Schranke) (DIN 4084) liegt. Für die Verfahren FEM,1, FEM,2.1 und FEM,2.2 klaffen die FEM-Lösungen auseinander. Unter diesen erscheinen von der Definition und den erzielten Ergebnissen her die Werte nach FEM,1 am vertrauenswürdigsten, da es sich letztlich um Bruchkreisuntersuchungen handelt, in denen eine anhand der FEM-Ergebnisse ermittelte Normalspannungsverteilung verwendet wird. Vorausgesetzt wird die Gültigkeit dieser Normalspannungsverteilung für den Bruchzustand.

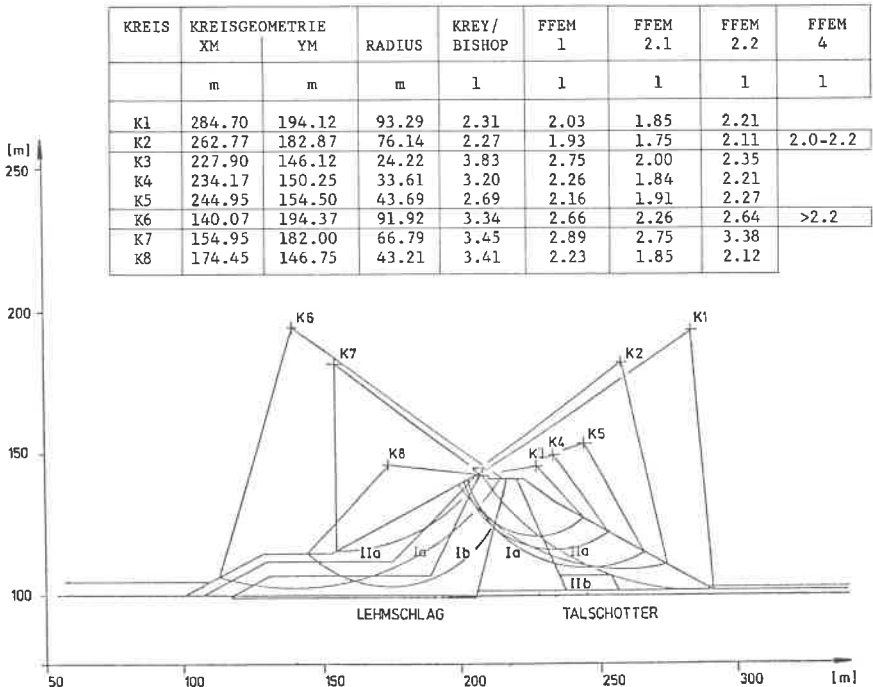


Bild 9.22 Vergleich der ermittelten Sicherheitswerte für den nicht eingestauten Zustand

Dagegen rückt die FEM-Lösung des Verfahrens nach FEM,4 bei gleicher Bruchgeometrie sehr dicht an die obere Schranke.

Die Ergebnisse grenzen die gesuchte wirkliche Lösung somit eng ein (s. z.B. Bild 9.22, Bruchmechanismus K6). Sie bestätigen sich damit auch gegenseitig die hohe Modellsicherheit.

9.1.6 Zusammenfassung der praktischen Ergebnisse des Beispiels 1

Die maßgebenden Ereignisse des Themenbereichs Böschungs- und Geländebruch werden für das Beispiel Aabachtalsperre (Ruhrtalsperrenverein) untersucht.

Der Böschungs- und Geländebruch wird mit den Verfahren nach DIN 4084 und nach der Kinematische-Elemente-Methode beschrieben. Diese Ereignisse werden mit dem stochastischen Sicherheitskonzept untersucht.

Die stochastische Modellgenauigkeit der Böschungsbruchmodelle wird einerseits durch Vergleiche der Modelle untereinander und andererseits mit Lösungen nach der Finite-Elemente-Methode bewertet.

Der Böschungsbruch wird für verschiedene Lastfälle untersucht. Der Sicherheitsindex β des probabilistischen Sicherheitskonzepts liegt für das Versagen

- des luftseitigen Stützkörpers bei maximalem Beckenwasserstand zwischen $\beta = 10$ und 17,
- des wasserseitigen Stützkörpers bei maximalem Beckenwasserstand bei $\beta = 12$,
- des wasserseitigen Stützkörpers für verschiedene Absenkbereiche (schnelle Spiegelabsenkung) zwischen $\beta = 10$ und 6.

Die Anwendung der Kinematische-Elemente-Methode erlaubt die Eingrenzung des Sicherheitsindex für das Grundbruchversagen

- der Luftseite $\beta = 5$ bis 6,
- der Wasserseite zu $\beta = 6$ bis 7.

Die verbleibende Dammhöhe nach einem Versagen wird qualitativ beurteilt. Für hohe Beckenwasserstände tritt ein Überströmen des Dammkörpers ein. Für die niedrigen Wasserstände des Lastfalls schnelles Absenken ist ein Überströmen nicht zu erwarten.

Als ein Bauwerk, dessen Böschungsbruch katastrophale Schäden zur Folge hätte, genügt der Aabachdamm des Ruhrtalsperrenvereins für diesen Versagensfall den Sicherheitsanforderungen des neuen Sicherheitskonzepts für derartige Bauwerke.

9.2. Aichelbergaufstieg BAB A8

Als zweites Anwendungsbeispiel wird eine im Zuge der Modernisierung der Bundesautobahn BAB A8 (Karlsruhe - München) im Bereich des Aichelbergaufstiegs, östlich von Stuttgart, entstehende Einschnittsböschung gewählt. Die für dieses Beispiel benötigten geotechnischen Unterlagen und Lagepläne wurden vom Autobahnamt Baden-Württemberg und vom Baugrundinstitut Smoltczyk & Partner GmbH zur Verfügung gestellt.

Der neue Aufstieg schneidet über eine Länge von einem Kilometer in den Albhang ein. Die maximale Böschungshöhe beträgt 50 m. Es wurde eine mit Bermen versehene Böschung mit einer mittleren Neigung von 1:2,5 entworfen. Der Verlauf der Bermen orientiert sich an dem festgestellten Schichtungsverlauf.

Die angetroffene Schichtfolge besteht - vereinfacht ausgedrückt - aus verschiedenen Ton- und Schluffsteinen sowie Kalksteineinlagerungen und Sandsteinbänken. An den oberen Schichtgrenzen der Ton- und Schluffsteine wird mit Verwitterungserscheinungen gerechnet. In Bild 9.23 ist der Schichtenverlauf wiedergegeben. In Tabelle 9.11 sind die dem Schichtenverlauf zugeordneten Bodenparameter zusammengestellt.

Schicht	φ'	c'	γ
-	°	kN/m ²	kN/m ³
1	15.0	10.0	20.0
2	15.0	10.0	21.0
3	30.0	0.0	21.0
4	30.0	20.0	21.0
5	15.0	20.0	22.0
6	15.0	40.0	23.0
7	30.0	40.0	21.0
8	30.0	50.0	22.0

Schicht	φ'	c'	γ
-	°	kN/m ²	kN/m ³
9	15.0	40.0	23.0
10	15.0	50.0	23.0
11	30.0	40.0	22.0
12	30.0	50.0	22.0
13	15.0	40.0	23.0
14	15.0	50.0	23.0
15	30.0	70.0	22.0
16	27.5	70.0	22.0

Tabelle 9.11 Bodenkennwerte

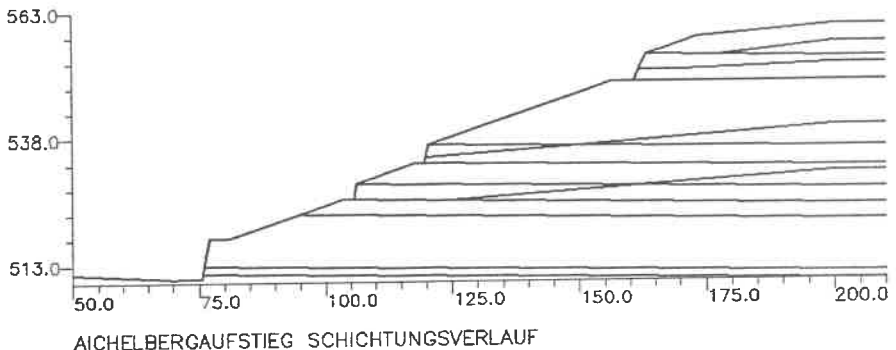


Bild 9.23 Schichtenverlauf Aichelberg

Der annähernd horizontale Schichtungsverlauf und die möglichen Verwitterungshorizonte deuten auf von der Kreisform abweichende Bruchfugenverläufe hin. Damit ergibt sich für dieses Anwendungsbeispiel der Schwerpunkt eines Vergleichs der Böschungsbeschreibungen nach JANBU und KEM. Mit diesen zwei Modellen wird der Lastfall "Abgleiten auf Verwitterungshorizont" untersucht. Ziel dieser Untersuchungen ist eine Prognose über die Entwicklung der deterministischen Standsicherheit als Folge fortschreitender Verwitterung.

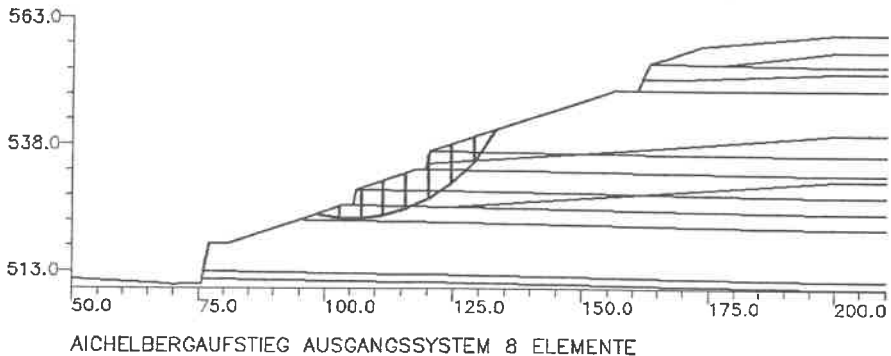


Bild 9.24 Ausgangssystem (Startsystem) —

9.2.1 Nachweis Abgleiten auf Verwitterungshorizont

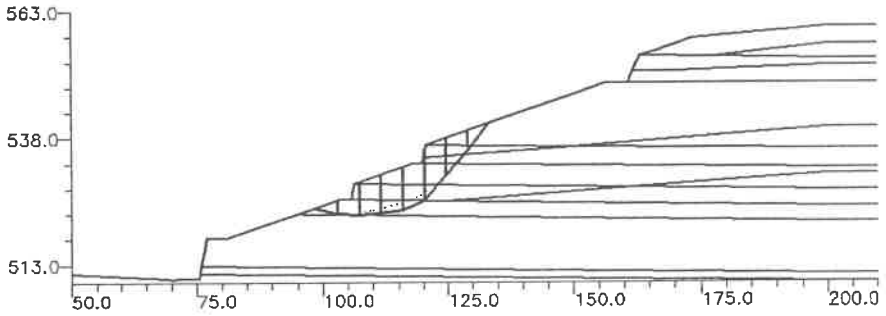
9.2.1.1 Vergleichende Untersuchung zwischen Modell JANBU und KEM

Untersucht wird der in Bild 9.24 dargestellte Mechanismus. Der Schichtverlauf einer der verwitterungsanfälligen Tonstein-Schichten (Bild 9.24) wird derart verändert, daß eine 2.0 m mächtige Verwitterungsschicht entsteht, deren Reibungswinkel mit $\varphi' = 15^\circ$ unverändert bleibt. Die Kohäsion wird jedoch auf $c' = 5.0 \text{ kN/m}^2$ herabgesetzt. Diese Herabsetzung soll einen extremen Verwitterungsvorgang bezüglich der Kohäsion simulieren.

Die Elementknoten werden wie folgt variiert:

- äußerster linker Knoten o-frei, d.h. Variation auf der GOK;
- alle anderen Oberflächenknoten bleiben fest;
- alle Knoten im Böschungskörper z-frei, d.h. sie werden nur in z-Richtung variiert.

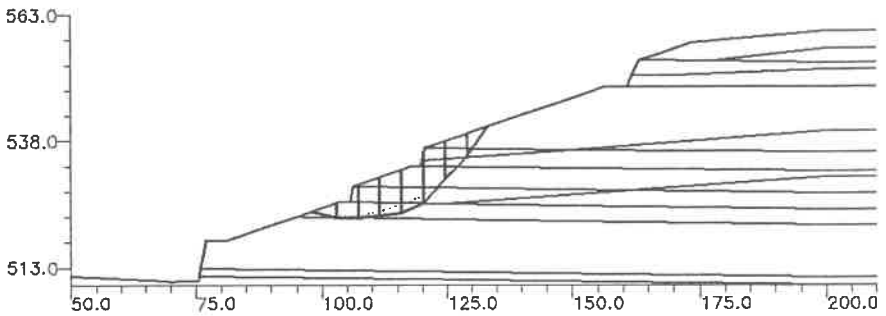
In Bild 9.25 ist das Endergebnis der Variation für das Böschungsmodell JANBU nach DIN 4084 dargestellt, in Bild 9.26 für JANBU nach der KEM und in Bild 9.27 für die KEM.



AICHELBERGAUFSTIEG JANBU F-OPT=1.174

Bild 9.25 Endsystem Modell JANBU F = 1.174

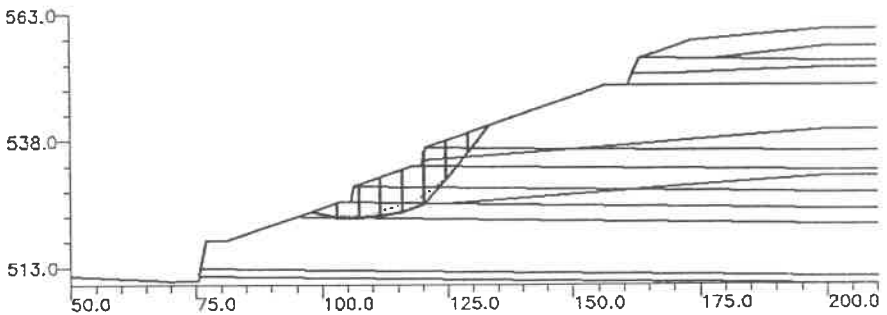
Startsystem Endsystem —



AICHELBERGAUFSTIEG JANBU MIT KEM F-OPT=1.171

Bild 9.26 Endsystem Modell JANBU nach KEM F = 1.171

Startsystem Endsystem —



AICHELBERGAUFSTIEG KEM F-OPT=1.352

Bild 9.27 Endsystem Modell KEM F = 1.352

Startsystem Endsystem —

Die Sicherheitswerte für JANBU nach DIN 4084 und JANBU nach der KEM sind mit $F = 1.174$ und $F = 1.171$ praktisch identisch. Der geringe Unterschied resultiert aus dem unterschiedlichen Iterationsverlauf. Das KEM-Ergebnis $F = 1.352$ liegt deutlich über dem des Modells JANBU. In diesem vorgestellten Ergebnis sind alle Lamellen-seitenkräfte im Modell JANBU nach DIN 4084 Druckkräfte. Es sind jedoch auch Fälle aufgetreten, bei denen die Seitenkräfte der oberen Lamelle Zugkräfte waren. Der Sicherheitswert wird durch die dann nicht mehr korrekte Statik praktisch nicht beeinflusst. Die in jedem Fall korrekte Statik des Modells JANBU nach der KEM und die korrekte Berücksichtigung eventuell vorhandener Horizontalkräfte sprechen für die Verwendung des KEM-Modells. Der Mehraufwand an Rechenzeit durch die aufwendigere Sicherheitsbestimmung ist gering.

In den folgenden Untersuchungen werden alle Knoten im Böschungskörper in x- und z-Richtung variiert. Bis auf den äußersten linken Oberflächenknoten bleiben die Oberflächenknoten weiterhin fest. Damit ist das Ergebnis mit den bisherigen Sicherheitswerten vergleichbar. Der Sicherheitswert nach KEM fällt auf $F = 1.211$.

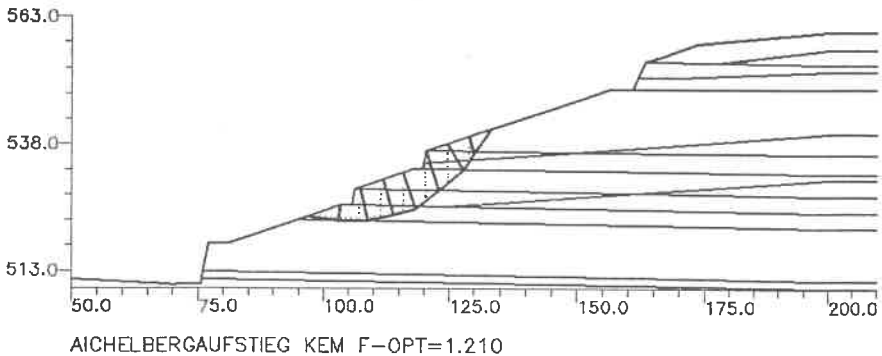


Bild 9.28 Endsistem Modell KEM $F = 1.210$ Startsystem Endsistem —

Damit hat sich der Unterschied zu den Werten nach JANBU verringert. Wenn zusätzlich alle Oberflächenknoten variiert werden, mit Ausnahme des äußersten rechten, und die Optimierung mit dem Ausgangssystem nach Bild 9.24 begonnen wird, ist keine Konvergenz erzielbar. Wegen Verletzung von Geometrierestriktionen stagniert der Optimierungsfortschritt. Lediglich wenn das Endsistem nach Bild 9.28 als Startsystem verwendet wird, fällt der Sicherheitswert unbedeutend auf $F = 1.210$ ab.

Dieses Beispiel weist nochmals die untergeordnete Rolle der Oberflächenknotenvariation nach. Die zugehörigen Geometrieänderungen können, bezogen auf die Eingangsgeometrie, vernachlässigt werden.

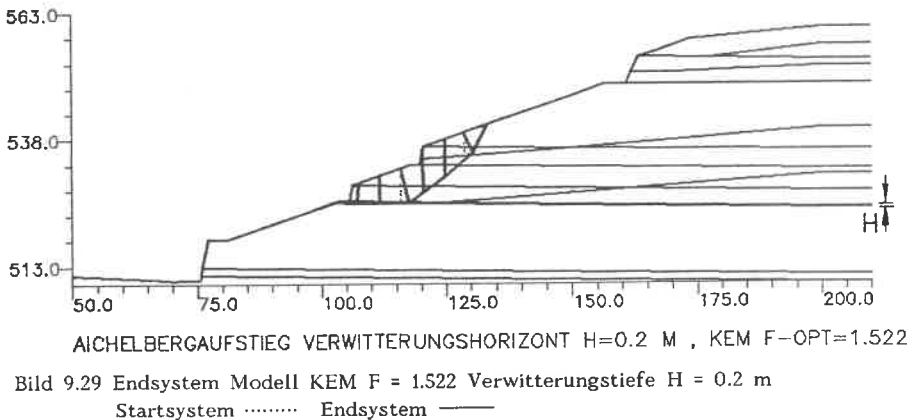
Die Ursache für den im Gegensatz zu den bisherigen Aussagen nur geringen Unterschied zwischen dem Berechnungsmodell nach KEM und JANBU ist im Festhalten des rechten Oberflächenpunktes zu suchen. Damit wird die Variation nicht vollständig freigegeben. Die Variation führt zu vergleichbaren Bruchfugenverläufen. Bei einer vollständigen Variation ergibt sich in der Regel ein deutlicherer Unterschied (Beispiele Kapitel 7.2).

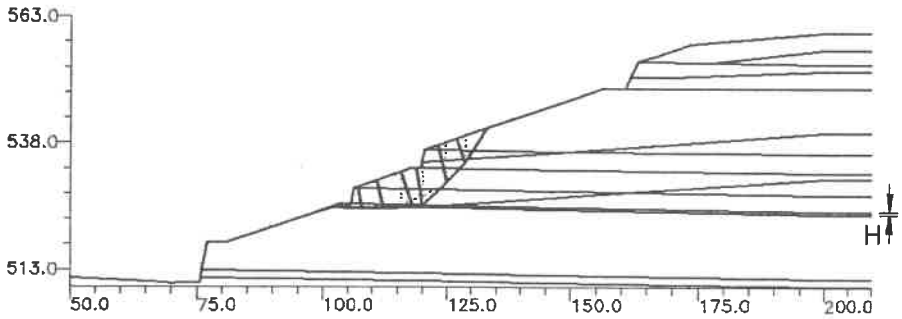
Bedingt durch die Höhe der Verwitterungsschicht von 2.0 m ergeben sich kreisähnliche Bruchfugenverläufe. Damit erscheint der Einsatz des Lamellenverfahrens nach KREY/BISHOP (DIN 4084) ebenfalls möglich.

9.2.1.2 Einfluß der Mächtigkeit des Verwitterungshorizonts

In diesen Untersuchungen werden alle Elementknoten variiert. Die Knoten auf der GOK werden auf dieser und die Knoten im Böschungskörper werden in x- und z-Richtung variiert. Fest bleibt wiederum der äußerste rechte Knoten auf der GOK. Die Mächtigkeit des Verwitterungshorizonts wird, ausgehend von $H = 0.2$ m auf $H = 0.5$, 1.0 und 1.5 m vergrößert. Damit soll der fortschreitende Verwitterungseinfluß simuliert werden. Für $H = 2.0$ m gilt die Untersuchung des Kapitels 9.2.1.1. Das Ausgangssystem entspricht dem System in Bild 9.24. Die Knoten im Bereich des Verwitterungshorizonts werden in diesen Bereich verlegt. Die Optimierung wird mehrfach, ausgehend vom letzten Endergebnis, wiederholt.

In den Untersuchungen stellt sich mit dem Anwachsen des Verwitterungshorizonts eine deutliche Abnahme des Sicherheitswerts ein (Bild 9.29 bis 9.32).

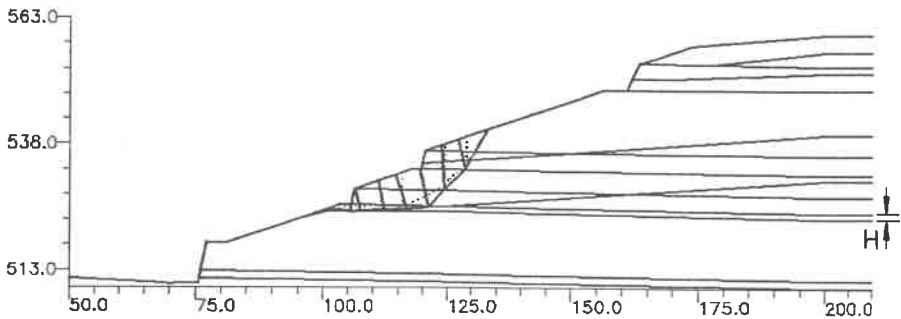




AICHELBERGAUFSTIEG VERWITTERUNGSHORIZONT $H=0.5$ M , KEM $F\text{-OPT}=1.469$

Bild 9.30 Endsystem Modell KEM $F = 1.469$ Verwitterungstiefe $H = 0.5$ m

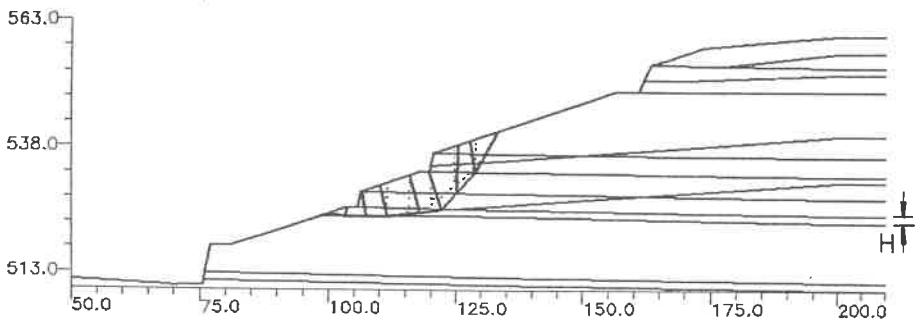
Startsystem Endsystem —



AICHELBERGAUFSTIEG VERWITTERUNGSHORIZONT $H=1.0$ M , KEM $F\text{-OPT}=1.351$

Bild 9.31 Endsystem Modell KEM $F = 1.351$ Verwitterungstiefe $H = 1.0$ m

Startsystem Endsystem —



AICHELBERGAUFSTIEG VERWITTERUNGSHORIZONT $H=1.5$ M , KEM $F\text{-OPT}=1.299$

Bild 9.32 Endsystem Modell KEM $F = 1.299$ Verwitterungstiefe $H = 1.5$ m

Startsystem Endsystem —

Der vergleichsweise hohe Sicherheitswert bei geringer Tiefe der Verwitterung läßt sich mit der "Zwangsführung" der Bruchfuge im Verwitterungshorizont erklären. Damit werden die Variationsmöglichkeiten für den Bruchfugenverlauf eingeschränkt. Erst bei einer tiefer reichenden Verwitterung kann sich der gerundete optimale Fugenverlauf ausbilden.

Besonders stark wird diese "Zwangswirkung", wenn das Abgleiten nur auf einer Ebene (Knotenvariation nur in x-Richtung) simuliert wird. Die Sicherheitswerte solcher Systeme sind sehr hoch. Die eingeführte Geometrierestriktion dominiert dann gegenüber einer Abnahme der Schereigenschaften. Erst zusätzliche, an diesen speziellen Fugenverlauf gebundene Lasten führen wieder zu einer Reduktion des Sicherheitswerts (z.B. Kluftwasserdruck).

9.2.2 Zusammenfassung der praktischen Ergebnisse des Beispiels 2

Die Anwendung des KEM-Modells führt zu einer statisch korrekten Aussage für durch wenig mächtige Verwitterungsschichten verlaufende geradlinige Bruchfugenverläufe. Für das Modell JANBU ist das nicht immer der Fall. Bei vergleichbaren Bruchfugenverläufen ergeben sich für beide Modelle vergleichbare Sicherheitswerte. Dabei haben in der Regel Zugkräfte an den Lamellenseiten beim Modell JANBU nur einen geringen Einfluß auf den Sicherheitswert. Wird im KEM-Modell die Variation der Schräglage der Elementseiten nicht durchgeführt, liegt der erzielbare Sicherheitswert deutlich über dem nach JANBU.

Wenn für zu untersuchende Mechanismen eine korrekte Statik, insbesondere Druckkräfte in allen Fugen, als wichtig eingestuft wird, ist es vorteilhaft, das Modell JANBU mit der KEM zu simulieren. Dazu werden in den Lamellenseiten der Reibungswinkel und die Kohäsion zu Null gesetzt. Der rechnerische Mehraufwand ist gering.

Insbesondere wird deutlich, daß für geringmächtige Verwitterungshorizonte ein von der Kreisform abweichender Bruchfugenverlauf auftritt. Das Verfahren nach KREY/BISHOP kann diese Mechanismen nur noch unzureichend erfassen.

10. Zusammenfassung

Für die Anwendung des neuen stochastischen Sicherheitskonzepts zur Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit von Böschungen wird ein geeignetes Arbeitskonzept entwickelt und angewendet. Als Böschungsmodelle werden die Verfahren nach DIN 4084 (KREY/BISHOP und JANBU) und die Kinematische-Elemente-Methode nach GUSSMANN verwendet.

In deterministischen Untersuchungen wird aufgezeigt, daß alle drei Modelle, sofern nicht die in ihren Ableitungen getroffenen Annahmen verletzt oder die Randbedingungen der Böschung verändert werden, zu übereinstimmenden Sicherheitswerten führen. Im Normalfall spielen nicht exakt erfüllte Gleichgewichtsbedingungen der Lamellenverfahren nach KREY/BISHOP bzw. JANBU dabei eine untergeordnete Rolle.

Damit ist für kreisförmige Bruchfugenverläufe weiterhin eine Bemessung nach KREY/BISHOP (DIN 4084) ausreichend. Für böschungsparelle Bruchfugen ist die Bemessung nach JANBU (DIN 4084) ebenfalls ausreichend. Für den Fall, daß einer korrekten Statik mit ausschließlich positiven Lamellenseitenkräften (Druckkräften) eine Bedeutung beizumessen ist, erscheint die Anwendung der Kinematische-Elemente-Methode angebracht. In der bei diesem Verfahren durchgeführten Optimierung des Ausgangssystems wird dann über Nebenbedingungen sichergestellt, daß alle Lamellenseitenkräfte Druckkräfte sind. Der Mehraufwand ist, insbesondere bei der modifizierten Form zur Simulation des Verfahrens nach JANBU, gering.

Mit der Einführung der FELLENIUS-Regel wird die Kinematische-Elemente-Methode gegenüber der Formulierung zur Lösung von Traglastproblemen so modifiziert, daß sie sich zur Beschreibung von freien Böschungsproblemen eignet. Damit sind die mit dieser Methode berechneten Sicherheitswerte direkt mit denen der Verfahren nach DIN 4084 vergleichbar. Der Sicherheitswert wird iterativ bestimmt und anschließend durch eine unabhängige automatisierte zweite Untersuchung überprüft.

Für die erfolgreiche Variation des Ausgangssystems wird eine den aktuellen Systemzustand beschreibende Funktion (Zielfunktion) definiert. Diese Zielfunktion berücksichtigt den korrekten Sicherheitswert, fehlerhafte Geometrieberechnungen (Elementgewichte, Schereigenschaften der Kanten), unzulässige Elementformen, das Auftreten von Zugkräften in Elementfugen und das Versagen der Prozedur zur Bestimmung des Sicherheitswerts.

Für die Variation des Ausgangssystems und die damit verbundene Suche nach dem maßgebenden Bruchsystem werden vier verschiedene Optimierungsmethoden eingesetzt, die Evolutions-Strategie nach SCHWEFEL, die Complex-Strategie nach BOX, die Simplex-Strategie nach NELDER/MEAD und eine Quasi-Newton-Strategie nach DAVIDON/NAZARETH. Es wird aufgezeigt, daß keine der verwendeten Strategien die allein geeignete ist. Jede Strategie besitzt vielmehr Vor- und Nachteile. Das führt in Untersuchungen dazu, daß, je nach Randbedingungen und Kenntnisstand über das zu optimierende Bruchkörpersystem, der Einsatz einer oder mehrerer Strategien zweckmäßig werden kann.

Die Suche nach dem globalen Minimum kann, bei vertretbarem Untersuchungsaufwand, weiterhin nicht automatisiert werden. Den angewendeten Optimierungsstrategien überlegen ist immer noch ein dialogorientiertes, grafisch unterstütztes

Vorgehen an einem dafür geeigneten Rechner. Damit kann das Böschungsbauwerk anschaulich untersucht und sein Sicherheitsverhalten erlernt werden. Ausgehend von einem ingenieurmäßig entworfenen Bruchkörpersystem, besteht damit die Möglichkeit, das globale Minimum und damit das maßgebende Bruchkörpersystem mit großer Sicherheit zu erkennen. Dieser Lernprozeß fehlt automatisierten Optimierungsstrategien bislang. Sie sind allerdings anschließend bei der Suche nach dem genauen Sicherheitswert der grafischen Dialogoptimierung überlegen.

In beispielhaften Anwendungen wird nachgewiesen, daß bei korrekter Bestimmung der Elementeigenschaften (Gewicht und Scherparameter) deutlich weniger Elemente für die Bruchscholldiskretisierung verwendet werden können als in DIN 4084 angegeben. Die Optimierungsstrategien der Kinematische-Elemente-Methode sind dann in der Lage, die reduzierte Anzahl geometrischer Variablen zu verarbeiten. Die Grenze für die Leistungsfähigkeit der Optimierungen liegt zwischen 10 und 15 zu variierenden Elementen. Die zu variierenden Koordinaten stellen sich als nicht gleichwertig heraus. Dominierenden Einfluß besitzen die Höhenkoordinaten der im Böschungskörper verlaufenden Bruchfuge. Die Neigung der Elementinnenkanten spielt im Vergleich dazu eine untergeordnete Rolle.

Mit Hilfe der Finite-Elemente-Methode wird für ein ausgewähltes Böschungsbeispiele nachgewiesen, daß eine stochastische Modellvariable im Sinne des neuen Sicherheitskonzepts vernachlässigt werden kann. Die erzielten Sicherheitswerte nach der Finite-Elemente-Methode liegen sehr dicht bei den Sicherheitswerten der drei eingesetzten Böschungsmodelle. Damit ist im Sinne der oberen und unteren Schrankenlösung der wirkliche Sicherheitswert eng eingrenzbar.

Für die Bestimmung eines Sicherheitswerts nach der Finite-Elemente-Methode wird ein Mobilisierungsansatz entsprechend der FELLENIUS-Regel gewählt. Als Materialbeschreibung wird das Stoffgesetz nach DUNCAN/CHANG eingesetzt. Durch wiederholte Abminderung der Schereigenschaften, eine anschließende neue Berechnung der Verformungen und deren Zusammenfassung im Sinne einer Vektornorm ergibt sich ein Maß für den Sicherheitswert der Böschung. Der Sicherheitswert ergibt sich dann durch die überproportionale Zunahme der Verschiebungen, dargestellt mit Hilfe der Verschiebungsnorm. Zugleich wird mit diesen Untersuchungen nachgewiesen, daß leistungsfähige Iterationstechniken in Verbindung mit korrekter Gleichgewichtssiteration nötig sind, um das Versagen von Böschungen mit Hilfe der Finite-Elemente-Methode zuverlässig zu beurteilen.

Wenn bei der Abminderung zwischen Kohäsion und Reibungswinkel unterschieden und für Einwirkungen ein Vergrößerungsfaktor eingeführt wird, entspricht das der Einführung von Partialsicherheiten in Finite-Elemente-Berechnungen. Die dann möglichen Berechnungen sind geeignet, Partialsicherheiten festzulegen oder festgelegte Werte zu überprüfen.

Für die Untersuchungen im neuen stochastischen Sicherheitskonzept wird eine Arbeitsstrategie vorgeschlagen und im ersten Anwendungsbeispiel eingesetzt. Dazu wird bei Verwendung des Böschungsmodells nach KREY/BISHOP (DIN 4084) die bislang gebräuchliche Bruchkreisvariation durchgeführt und nur für den maßgebenden Bruchkreis der Sicherheitsindex berechnet. Diese Vereinfachung beruht auf der Feststellung, daß der maßgebliche Bruchkreis deterministischer Berechnungen praktisch mit dem des minimalen Sicherheitsindex zusammenfällt.

Dieser Zusammenhang wird auf Berechnungen nach der Kinematische-Elemente-Methode übertragen. Dort wird der Sicherheitsindex ebenfalls nur für das maßgebende System der Optimierung durchgeführt. Bei diesem Modell wird auch der für das Böschungsmodell nach KREY/ BISHOP nachgewiesene Zusammenhang ausgenutzt, daß verschiedene Formulierungen des deterministischen Sicherheitswerts zum annähernd gleichen Sicherheitsindex β führen.

In zwei Anwendungsbeispielen wird das vorgeschlagene Arbeitskonzept erfolgreich angewendet. Als Beispiele wurden bewußt zwei Praxisprobleme gewählt, um Möglichkeiten und Grenzen von deterministischen und stochastischen Nachweisen für Böschungen aufzuzeigen.

Für den Aabachdamm des Ruhrtalesperrenvereins werden die Versagenswahrscheinlichkeiten für den Böschungsbruch des luft- und wasserseitigen Stützkörpers ermittelt. Die Ergebnisse zeigen, daß das Dammbauwerk für diese Versagensmöglichkeiten mit einer Auftretenswahrscheinlichkeit von $p < 10^{-7}$ den Sicherheitsforderungen des neuen Sicherheitskonzepts genügt.

Im zweiten Anwendungsbeispiel, dem neuen Aichelbergaufstieg der Bundesautobahn Karlsruhe-München, wird der vorteilhafte Einsatz der Kinematische-Elemente-Methode vorgestellt. Nur mit diesem Böschungsmodell kann der Lastfall "Ableiten auf Verwitterungshorizont" bei wenig mächtigen Verwitterungszonen für jede Randbedingung korrekt erfaßt werden. Der deterministische Sicherheitswert von in Verwitterungshorizonten ableitenden Bruchmechanismen unterschreitet die einzuhaltenden Vorgaben der DIN 4084 erst, wenn die Mächtigkeit dieser Verwitterungszonen realistische Annahmen deutlich überschreitet.

In der vorliegenden Arbeit ist es gelungen, praxisrelevante Standsicherheitsnachweise für Böschungen erfolgreich im stochastischen Sicherheitskonzept durchzuführen. Damit wird im Gegensatz zu vielen Literaturbeispielen, die sehr stark abstrahierte Beispiele untersuchen, nachgewiesen, daß auch für komplexe Böschungsmodelle und Baugrundsituationen die Versagenswahrscheinlichkeit ermittelt werden kann. Für diese Nachweise ist es gelungen, den Mehraufwand zu minimieren.

Die Suche nach dem Minimum des deterministischen Sicherheitswerts und damit dem maßgebenden System bei der Kinematische-Elemente-Methode konnte durch den Einsatz eines gestuften Optimierungskonzepts weitestgehend automatisiert werden. Mit Hilfe einer grafisch unterstützten ingenieurmäßigen Vorgehensweise wird das Sicherheitsverhalten eines Bruchkörpersystems erlernt und damit ein Ausgangssystem entworfen, für das die Sicherheit, im Einzugsbereich des globalen Minimums zu liegen, sehr hoch ist.

Das vorgeschlagene Finite-Elemente-Modell zur Bestimmung eigenständiger Sicherheitswerte eröffnet eine neue Qualität für Nachweise der Böschungsstandsicherheit. Die Ergebnisse lassen sich überdies den Sicherheitswerten nach den kinematischen Verfahren eindeutig zuordnen. Damit ist eine Vielzahl von Einsatzmöglichkeiten für dieses Modell geschaffen worden.

Anhang

A.1 Gleichungen und Algorithmus des Sicherheitskonzepts

Im folgenden wird eine Kurzfassung der Ableitung zur rechnerischen Ermittlung des Sicherheitsindex β gegeben. Bei dieser Darstellung wird die Behandlung von Korrelation zwischen Basisvariablen übergangen. Sind Basisvariablen miteinander korreliert, wird mit Hilfe einer Rotation des Bezugssystems $\tilde{x}$ der Übergang in ein unabhängiges System x bewerkstelligt.

Transformation nicht-normalverteilter Variablen zu normalverteilten Variablen:

$$x_{m,i} \longrightarrow x_m$$

$$\sigma_i \longrightarrow \sigma$$

Damit folgen der Mittelwert

$$x_m = (x_{m,1}, x_{m,2}, \dots, x_{m,n})$$

und die Standardabweichungen

$$\sigma = (\sigma_1, \sigma_2, \dots, \sigma_n)$$

Transformation in das u -System

$$u_i = \frac{x_i - x_{m,i}}{\sigma_i} \longrightarrow u$$

Transformierte Zustandsfunktion

$$f(x) \longrightarrow g(u) = g(u_1, u_2, \dots, u_n)$$

Taylorentwicklung in Punkt P^*

$$g(u) = g(u^*) + \sum_{i=1}^n \left. \frac{\partial g}{\partial u_i} \right|_{P^*} * (u_i - u_i^*)$$

$$g(u) = g(u^*) + \sum_{i=1}^n \left. \frac{\partial g}{\partial u_i} \right|_{P^*} * (u_i) - \sum_{i=1}^n \left. \frac{\partial g}{\partial u_i} \right|_{P^*} * (u_i^*)$$

und Interpretation der Linearisierung als Hyperfläche:

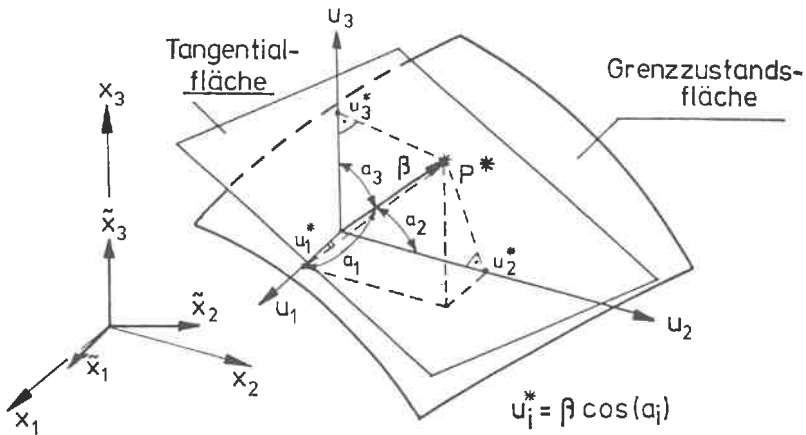


Bild A1.1 Darstellung eines dreidimensionalen Beispiels

$$\sum_{i=1}^n (-\alpha_i * u_i) - \beta = 0 \quad ,$$

mit

$$\alpha_i = \frac{\left. \frac{\partial g}{\partial u_i} \right|_{P^*}}{\left| \sum_{i=1}^n \left(\left. \frac{\partial g}{\partial u_i} \right|_{P^*} \right)^2 \right|^{1/2}}$$

$$\beta = \frac{g(u^*) + \left| - \sum_{i=1}^n \left. \frac{\partial g}{\partial u_i} \right|_{P^*} * (u_i^*) \right|}{\left| \sum_{i=1}^n \left(\left. \frac{\partial g}{\partial u_i} \right|_{P^*} \right)^2 \right|^{1/2}}$$

$$u_i = -\alpha_i * \beta \quad \text{sind.}$$

Da

$$\left. \frac{\partial g}{\partial u_i} \right|_{P^*} = \left. \frac{\partial g}{\partial x_i} \right|_{P^*} * \sigma_i$$

ist, kann die Berechnung im ursprünglichen x - System der unabhängigen, normalverteilten Basisvariablen x erfolgen.

A2. Flußdiagramm des Programms

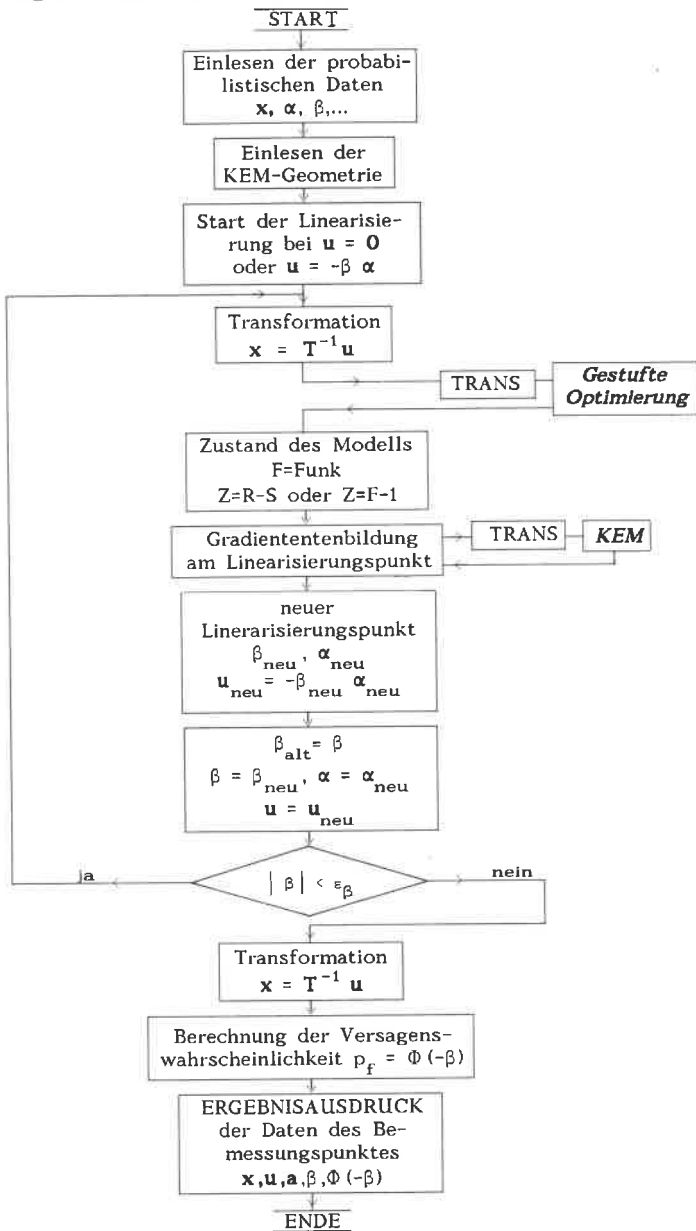


Bild A2.1 Flußdiagramm des stochastischen Sicherheitskonzepts

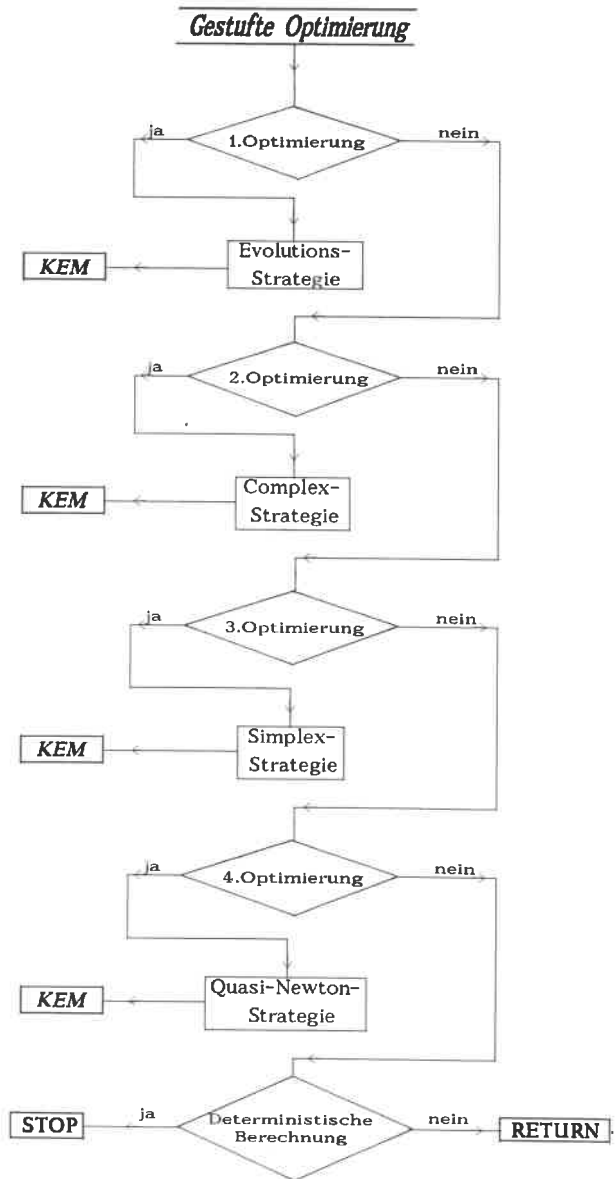


Bild A2.2 Flußdiagramm der gestuften Optimierung

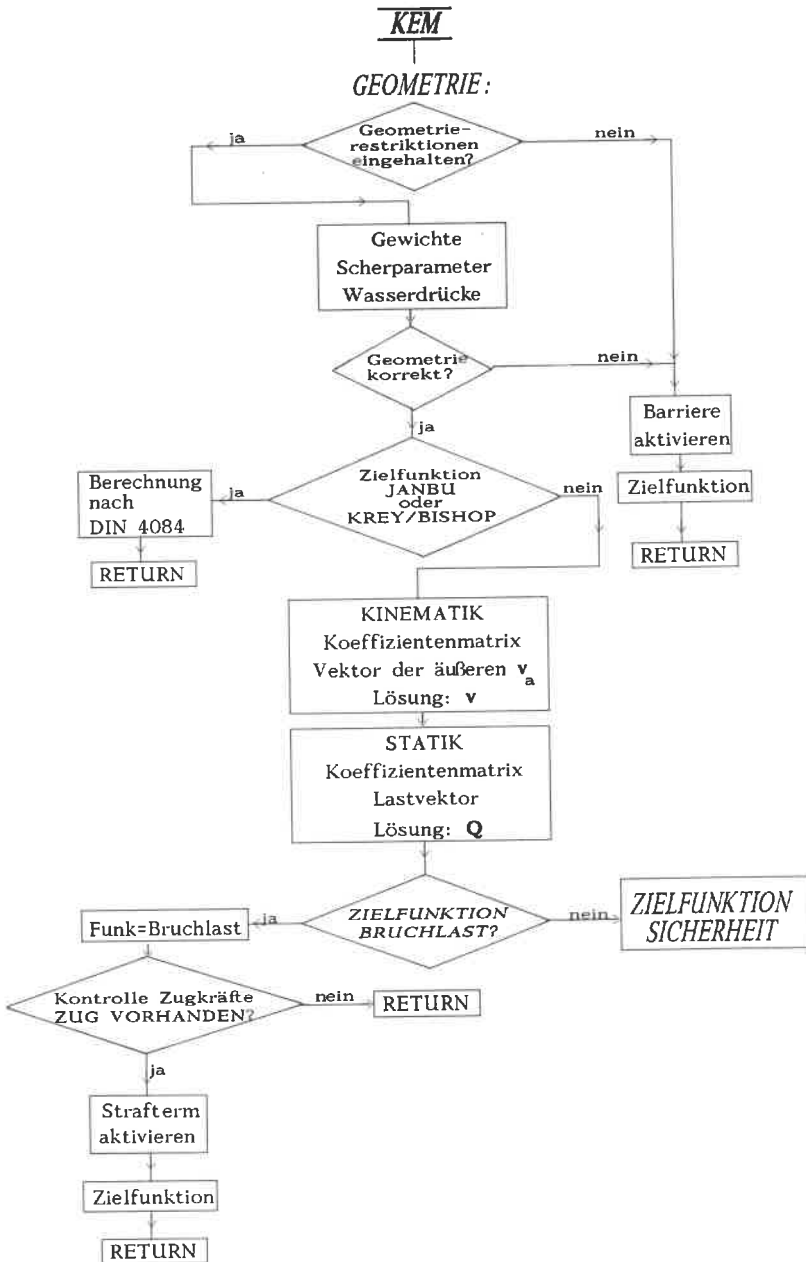


Bild A2.3 Flußdiagramm der KEM Teil 1

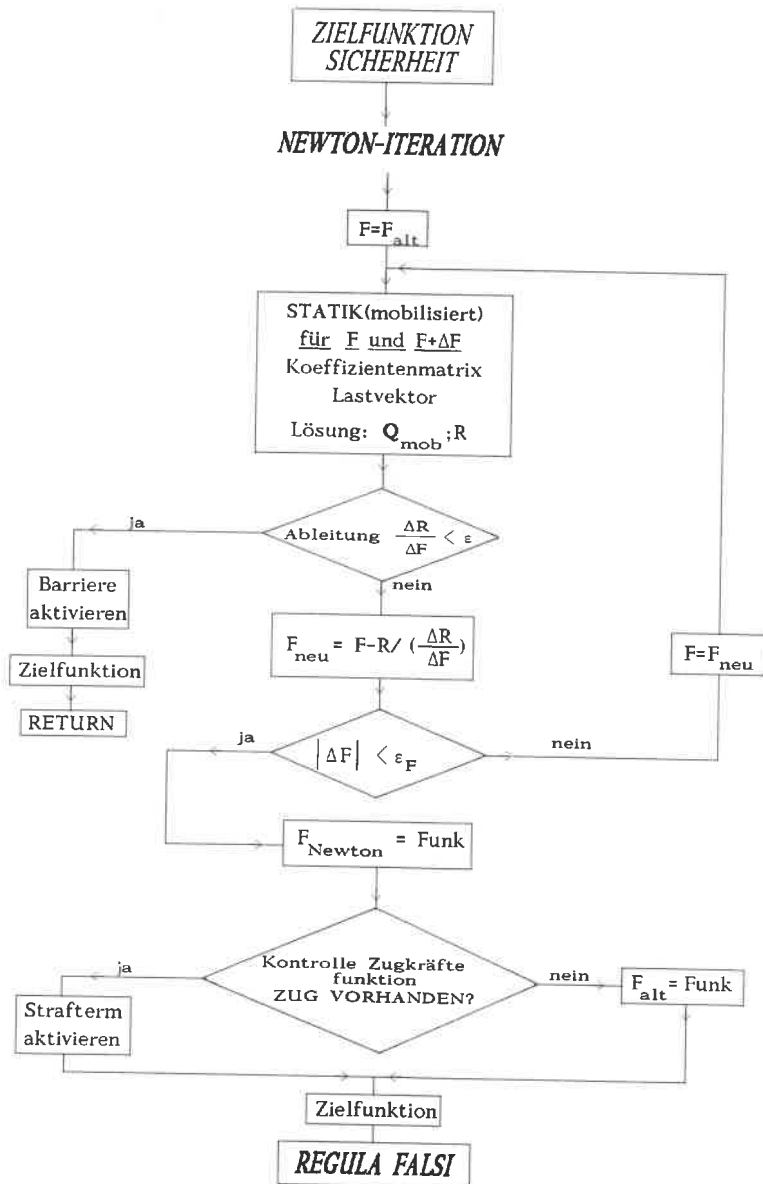


Bild A2.4 Flußdiagramm der KEM Teil 2

REGULA FALSI

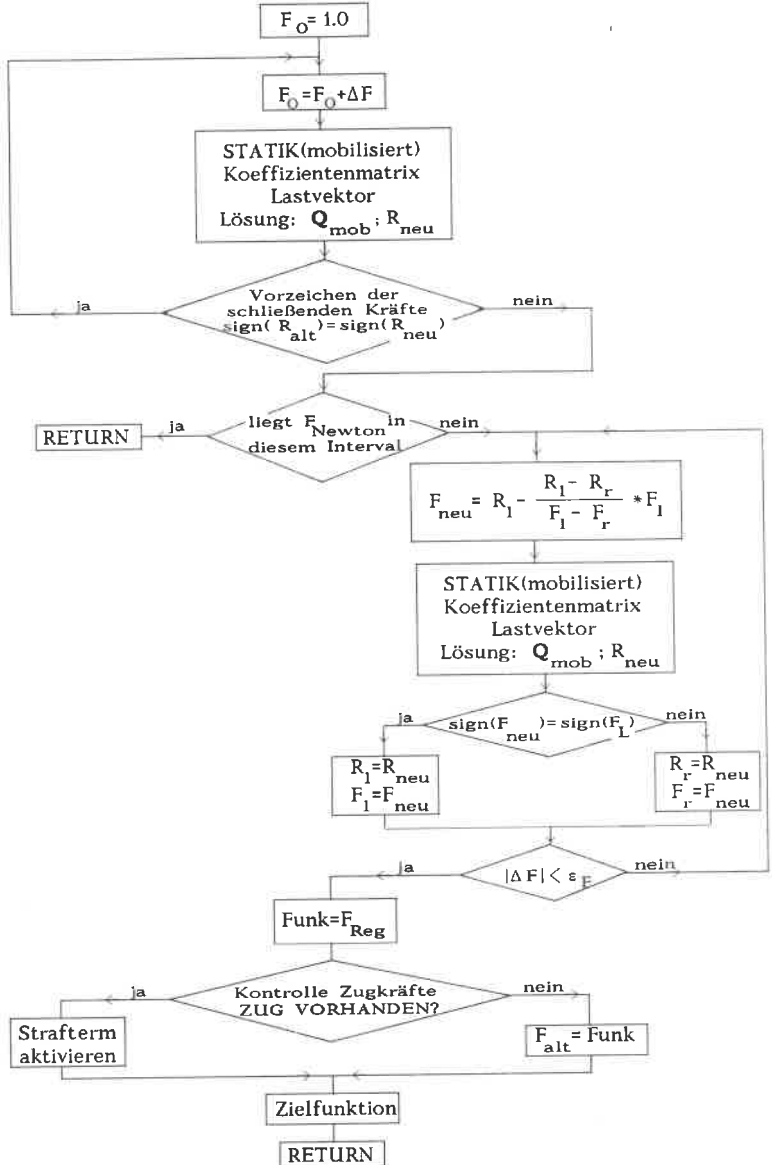


Bild A2.5 Flußdiagramm der KEM Teil 3

A.3 Beteiligte am Projekt Talsperrensicherheit (BMFT)

Die erarbeitete Teilstudie ist mit der Gesamtstudie hauptsächlich verknüpft über die:

- Übernahme der Parameter des Dammkörpers mit der Gruppe II:
Prof. Dr.-Ing. R. Floss, Institut für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik, TU München;
- Übernahme der Parameter des Felsuntergrundes mit der Gruppe IV:
Prof. Dr.-Ing. W. Wittke, Lehrstuhl und Institut für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Verkehrswasserbau RWTH Aachen;
- Zulieferung der Eingangsgrößen für die Sicherheitsanalyse mit der Gruppe VI:
Prof. Dr.-Ing. G. König, Dr.-Ing. G. Heunisch, Beratende Ingenieure für Bauwesen VBI, Frankfurt.

Des weiteren waren an der Bearbeitung von Teilaufgaben zur Systemanalyse und der Koordination des Gesamtvorhabens folgende Gruppen und Institutionen beteiligt:

- Koordination des Gesamtvorhabens Gruppe I:
Prof. Dr.-Ing. K.-H. Idel, Deutsche Gesellschaft für Erd-und Grundbau e.V. und Ruhrtalesperrenverein, Essen;
- Sicker- und Erosionsprobleme bei Erddämmen Gruppe III:
Prof. Dr.-Ing. A. Blinde, Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik, Abteilung Erddamm- und Grundbau, Universität Karlsruhe;
- Stochastische Modelle Gruppe VII:
Dr.-Ing. R. Rackwitz, Sonderforschungsbereich 96, Laboratorium für den Konstruktiven Ingenieurbau TU München;
- Betrieb und Baupraxis von Talsperren, Gruppe VIII:
Dr.-Ing. P. Reißler, Ruhrtalesperrenverein, Essen.

TABELLARISCHER LEBENS LAUF

Name : Henryk Josef Ochmann
Geburtsdatum : 04.03.1952
Geburtsort : Ligota Proszkowska/Oppeln
Staatsangehörigkeit : deutsch

Mai 1957 : Umsiedlung in die Bundesrepublik

April 1959 : Einschulung

April 1964 : Besuch der Realschule Bad Harzburg

Juni 1969 : Abschluß: Mittlere Reife

Oktober 1969 : Besuch der Fachoberschule Braunschweig

Juli 1971 : Abschluß: Fachhochschulreife

Oktober 1973 : Wehrdienst

September 1973 :

Oktober 1973 : Studium an der Fachhochschule Nordostnieder-
Juli 1976 : sachsen, Fachbereich Bauingenieurwesen (Was-
serwirtschaft und Kulturtechnik) in Suderburg,
Vertieferrichtung konstruktiver Wasserbau
Abschluß: Ingenieur (grad.)

Oktober 1976 : Studium an der Universität (TH) Fridericana

Februar 1982 : zu Karlsruhe, Fakultät Bauingenieurwesen,
Vertieferrichtung Grundbau
Abschluß: Diplom-Ingenieur

März 1982 : Radtour durch Europa, Reise durch Nordamerika

November 1982 :

Januar 1983 : Wissenschaftlicher Angestellter an der Universität

Februar 1988 : Stuttgart, Institut für Geotechnik,
Prof. Dr.-Ing. Smolczyk

April 1988 : Angestellter im Ingenieurbüro Albrecht und

September 1988 : Braunschweig

Seit : Angestellter bei

Januar 1989 : Grundbauingenieure Steinfeld und
Erdbaulaboratorium Hamburg

MITTEILUNGEN DES INSTITUTES FÜR GEOTECHNIK STUTTGART

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. U. Smoltczyk

- | | | | | |
|--------|---|--------|--|-----------------|
| Nr. 1 | Thamm,B. | (1974) | Anfangssetzungen und Anfangsporenwasserüberdrücke eines normalverdichteten wassergesättigten Tones | Preis: DM 10,-- |
| Nr. 2 | Gußmann,P. | (1975) | Einheitliche Berechnung von Grundbruch und Böschungsbruch | Preis: DM 5,-- |
| Nr. 3 | Feeser,V. | (1975) | Die Bedeutung des Kalziumkarbonats für die bodenphysikalischen Eigenschaften von Löss | Preis: DM 10,-- |
| Nr. 4 | Du Thinh,K. | (1976) | Standicherheit von Böschungen: Programm-Dokumentation
Preis einschließlich Quellenprogramm: DM 200,-- | |
| Nr. 5 | Smoltczyk,U.
Pertschi,O./
Hilmer,K. | (1976) | Messungen an Schleusen in der UdSSR
Schleusenorm der UdSSR (SN 303-65) | Preis: DM 18,-- |
| Nr. 6 | Hilmer,K. | (1976) | Erddruck auf Schleusenkamerwände | Preis: DM 18,-- |
| Nr. 7 | Laumanns,Q. | (1977) | Verhalten einer ebenen, in Sand eingespannten Wand bei nichtlinearen Stoffeigenschaften des Bodens | Preis: DM 18,-- |
| Nr. 8 | Lächler,W. | (1977) | Beitrag zum Problem der Teilflächenpressung bei Beton am Beispiel der Pfahlkopfanschlüsse | Preis: DM 15,-- |
| Nr. 9 | Spotka,H. | (1977) | Einfluß der Bodenverdichtung mittels Oberflächen-Rüttelgeräten auf den Erddruck einer Stützwand bei Sand | Preis: DM 15,-- |
| Nr. 10 | Schad,H. | (1979) | Nichtlineare Stoffgleichungen für Böden und ihre Verwendung bei der numerischen Analyse von Grundbauaufgaben | Preis: DM 20,-- |
| Nr. 11 | Ulrich,G. | (1980) | Verschiebungs- und kraftgesteuerte Platten-druckversuche auf konsolidierenden Böden | |
| | Gußmann,P. | (1980) | Zum Modellgesetz der Konsolidation | Preis: DM 20,-- |
| Nr. 12 | Salden,D. | (1980) | Der Einfluß der Sohlenform auf die Traglast von Fundamenten | Preis: DM 25,-- |
| Nr. 13 | Seeger,H. | (1980) | Beitrag zur Ermittlung des horizontalen Bettungsmoduls von Böden durch Seitendruckversuche im Bohrloch | Preis: DM 25,-- |

- Nr. 14 Schmidt, H.-H. (1981) Beitrag zur Ermittlung des Erddrucks auf Stützwände bei nachgiebigem Baugrund Preis: DM 25,--
- Nr. 15 Smoltczyk, U. (1981) Vorstudie über bauliche Alternativen für Durchgangsstraßen in Siedlungen Preis: DM 12,--
Schweikert, O.
- Nr. 16 Malcharek, K. (1981) Vergleich nationaler Richtlinien für die Berechnung von Fundamenten Preis: DM 15,--
- Nr. 17 Gruhle, H.-D. (1981) Das Verhalten des Baugrundes unter Einwirkung vertikal gezogener Ankerplatten als räumliches Problem des Erdwiderstandes Preis: DM 30,--
- Nr. 18 Kobler, W. (1982) Untersuchungen über Böschungs- und Grundbruch bei begrenzten Lastflächen Preis: DM 25,--
- Nr. 19 Lutz, W. (1983) Tragfähigkeit des geschlitzten Baugrunds neben Linienlasten Preis: DM 25,--
- Nr. 20 Smoltczyk, U. (1983) Studienunterlagen "Bodenmechanik und Grundbau" Preis: DM 35,--
- Nr. 21 Schweikert, O. (1984) Der Einfluß des Böschungswinkels β auf die Berechnung des aktiven Erddruckes Preis: DM 20,--
- Nr. 22 Vogt, N. (1984) Erdwiderstandsermittlung bei monotonen und wiederholten Wandbewegungen in Sand Preis: DM 25,--
- Nr. 23 Buchmaier, R. (1985) Zur Berechnung von Konsolidationsproblemen bei nichtlinearem Stoffverhalten Preis: DM 25,--
- Nr. 24 Schad, H. (1985) Möglichkeiten der Böschungssicherung bei kleinen Baugruben Preis: DM 35,--
- Nr. 25 Gußmann, P. (1985) Die Methode der kinematischen Elemente Preis: DM 20,--
- Nr. 26 Steinmann, B. (1985) Zum Verhalten bindiger Böden bei monotoner einaxialer Beanspruchung Preis: DM 25,--
- Nr. 27 Lee, S.-D. (1987) Untersuchungen zur Standsicherheit von Schlitten im Sand neben Einzelfundamenten Preis: DM 25,--
- Nr. 28 Kolb, H. (1988) Ermittlung der Sohlreibung von Gründungskörpern unter horizontalem kinematischen Zwang Preis: DM 25,--
- Nr. 29 Ochmann, H. (1988) Ebene Grenzzustände von Erdböschungen im stochastischen Sicherheitskonzept Preis: DM 25,--

- [1] Smoltczyk, U. (1983) Studienunterlagen.
s.a. Mitteilungen des Institutes für Geotechnik Stuttgart.
- [2] Gußmann, P. (1973) Ausgleichsvorgänge eindimensionaler Strömungen bei beliebiger Anfangsbedingung unter besonderer Berücksichtigung der Konsolidation einseitig drainierter Tonschichten.
Die Bautechnik 50, S.20-25.
- [3] Thamm, B.R. (1973) Die "Cam-Clay"-Theorie und das "Critical-State"-Konzept.
Der Bauingenieur 48, S.311-314.
- [4] Gußmann, P./Spotka, H. (1973) Eindimensionale Konsolidation mehrschichtiger Tonböden.
Die Bautechnik 50, S.265-272.
- [5] Thamm, B.R. (1973) Anwendung der Finite-Element-Methode zur Berechnung von Spannungen in wassergesättigten Böden.
Der Bauingenieur 48, S.370-374.
- [6] Gußmann, P. (1974) Different methods of evaluating the influence of seepage forces on slope stability.
Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, S.61-73.
- [7] Gußmann, P./Schad, H. (1974) Practical considerations in the application of finite element techniques to soil problems.
Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, S.74-90.
- [8] Gußmann, P./Spotka, H. (1974) One-dimensional consolidation of multi-layered clays.
Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, S.91-102.
- [9] Gußmann, P./Thamm, B. (1974) Two-dimensional consolidation of triaxial test specimen.
Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, S.103-117.
- [10] Schad, H. et al. (1974) Stresses in concrete caisson bells.
Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, S.118-121.
- [11] Smoltczyk, U. (1974) Improved technique for foundations on slopes.
Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, S.122-129.
- [12] Smoltczyk, U./Diem, P./Spotka, H. (1974) Pressure cell for the measurement of normal and shear stress.
Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, S.130-136.
- [13] Smoltczyk, U./Ljöterud, L. (1974) Stabilizing sand grains by overhead water pressure in bell bottoms of caisson piles.
Deutsche Beiträge zur Geotechnik Nr. 2, S.137-141.

Die Nummern 6 bis 13 enthält das o.g. Heft Geotechnik Nr. 2, das von der DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR ERD- UND GRUNDBAU E.V., Essen, zum Preis von DM 20.- verkauft wird.
- [14] Smoltczyk, U. et al. (1975) Die Anwendung der Finiten Elemente in der Grundbaupraxis.
CAD-Berichte Heft 1 der Gesellschaft für Kernforschung Karlsruhe.

- [15] Gußmann, P./
Thamm, B.R. (1974) Zweidimensionale Konsolidation dreiaxialer Versuchsproben.
Der Bauingenieur 49, S.293-298.
- [16] Gußmann, P. (1974) Über den Einfluß unterschiedlicher Wasserdruk-
ansätze auf die Standsicherheit von durch-
strömten Böschungen.
Der Bauingenieur 49, S.298-301.
- [17] Smoltczyk, U./
Gußmann, P./
Schulz, H. (1974) DIN 4084 Beiblatt, Erläuterungen und Berech-
nungsbeispiele.
20 S., Beuth-Verlag Berlin/Köln.
- [18] Laumanns, Q. (1975) Die Anwendung der Methode finiter Elemente auf
Flächengründungen.
Technische Akademie Wuppertal, Heft 14.
- [19] Smoltczyk, U. (1975) Graving Dock Foundation on Deep Fill.
Proc. 1 Baltic Conf. Soil Mech. Engn. III,
S.213-222.
- [20] Smoltczyk, U./
Du Thinh (1975) Zur Bebaubarkeit von vorbelasteten Verwitte-
rungsböden.
Fortschritt-Berichte VDI-Z., Reihe 4, Nr.25, 70S.
- [21] Smoltczyk, U. (1975) Anmerkungen zum Gleitkreisverfahren.
in: Festschrift Lorenz, TU Berlin, S.203-218.
- [22] Smoltczyk, U. (1975) Wie kann man Baugruben verbilligen?
Der Architekt 2, S.94-103.
- [23] Smoltczyk, U. (1975) Schwierigkeiten beim Bauen im entfestigten Ton-
stein.
Veröff. Inst. Felsmech. Bodenmech. UNI Karls-
ruhe 63, S.21-50.
- [24] Smoltczyk, U. (1976) Pfahlgründung eines Eisenbahndammes.
Proc. 6th Europ. Conf. SMFE, 1.2, S.561-566.
- [25] Smoltczyk, U./
Hilmer, K. (1976) Erddruck auf Schleusenkamerwände.
Vortr. Baugrundtagung, Nürnberg, S.245-265.
- [26] Laumanns, Q./
Schad, H. (1976) Calculation of mat foundations on clayey silts.
Proc. Sec. Int. Conf. Num. Meth. in Geo-
mechanics, Blacksburg, Vol.1.
- [27] Smoltczyk, U./
Hilmer, K./
Franke, E./
Schuppener, B. (1977) Earth Pressure Variations Due to Temperature
Change.
ICOSMFE Tokyo, Vol. 2, S.225-233.
- [28] Smoltczyk, U./
Seeger, H. (1977) Lateral Deformation Testing in Keuper Marl Bore-
holes.
Int. Symp. The Geotechnics of Structurally Com-
plex Formations, Capri, Vol.1, S.443-447.
- [29] Smoltczyk, U. (1978) Wagnis Baugrund.
Deutsche Architekten- u. Ingenieurzeitschrift
8/9, S.12-16.
- [30] Hilmer, K./
Vogt, N. (1978) Der Einfluß der Temperatur auf den Erddruck hin-
ter Bauwerkswänden.
Geotechnik 1, S.75-83.
- [31] Schad, H. (1978) Die Verwendung nichtlinearer Stoffgesetze bei der
numerischen Analyse von Grundbauaufgaben.
Vortr. Baugrundtagung Berlin, S.141-161.

- [32] Schulz, H./ Smoltczyk, U. (1978) Zur Ermittlung der Scherparameter überkonsolidierter Böden für Erddruckberechnungen, Vortr. Baugrundtagung Berlin, S.275-296.
- [33] Smoltczyk, U. (1978) DFG-Schwerpunktprogramm Bodenmechanik. GEOTECHNIK 1, S.29-42.
- [34] Gußmann, P. (1978) Das allgemeine Lamellenverfahren unter besonderer Berücksichtigung von äußeren Kräften. GEOTECHNIK 1, S.68-74.
- [35] Schmidt, H.H. (1978) Entwicklung einer Eignungsprüfung für Maßnahmen zum mittelfristigen Schutz des Erdplanums unter besonderer Berücksichtigung des von oben eindringenden Wassers. Forschungsbericht F.A. Nr. 5.033 G 76 A für den Bundesminister für Verkehr, bearbeitet am Institut für Geotechnik Stuttgart.
- [36] Schmidt, H.H. (1978) Exprobung von Versiegelungen fein- und gemischtkörniger Böden auf bituminöser Basis unter Verwendung von Handelsprodukten. Forsch.ber. F.A. Nr. 5.034 G 76 A für den Bundesminister für Verkehr, bearbeitet am Institut für Geotechnik Stuttgart.
- [37] Gußmann, P. (1979) Die Bestimmung bodenmechanischer Parameter aus der Differenz der Zeitsetzung unterschiedlich drainierter Laborversuche. GEOTECHNIK 2, S.148-154.
- [38] Smoltczyk, U. (1979) Bestimmung der Baugrundfestigkeit mit der Seitendrucksonde. Vortragsband zum Pfahlsymposium München 1977, S.77-80.
- [39] Schmidt, H.H. (1979) Erddruck auf Widerlager und Stützmauern in Abhängigkeit von Untergrundbewegungen durch Dammschüttungen. Forsch.ber. FA 5.042 G 77 H, B. f. Verkehr.
- [40] Smoltczyk, U. (1979) Zur Berechnung von Bodenreaktionskräften. Berichte Bundesvereinigung Prüflingenieur Bau- statik, Arbeitstagung 4, S.23-51.
- [41] Smoltczyk, U./ Vogt, N./ Hilmer, K. (1979) Lateral Earth Pressure Due to Surcharge. Proc. 7th ECSMFE Brighton, 2, S.131-140.
- [42] Smoltczyk, U. (1979) Influence of foundation depth on raft analyses. Proc. 3rd Int. Conf. Numerical Methods in Geomechanics, 4, S.1503-1512.
- [43] Smoltczyk, U. (1979) Dammschüttung in Baggerseen beim Bau der Schnellbahnstrecke Mannheim-Stuttgart. 2. Nationale Tagung f.Ingenieurgeologie, S.113-119.
- [44] Smoltczyk, U./ Gartung, E. (1979) Geotechnical Properties of a Soft Keuper Sandstone. Proc. 4th Int. Congr. Rock Mechanics, Montreux, S.639-644.
- [45] Smoltczyk, U./ Schmidt, H.H. (1979) Forschungsergebnisse von Erddruckuntersuchungen an Modellwänden. Tagung der Arbeitsgruppe Untergrund der Forschungsgesellschaft f.d. Straßenwesen Koblenz.

- [46] Smoltczyk, U./ (1980) Grundbautaschenbuch 3. Auflage, Teil 1 mit Bei-
Gußmann, P./ tragen:
Schad, H. 1.1 Internationale Vereinbarungen; Klassifizie-
rung des Fachschrifttums und Symbole
1.2 Baugrundgutachten
1.7 Numerische Verfahren in der Bodenmechanik
1.10 Berechnung von Zeitsetzungen
Verlag W. Ernst u. Sohn Berlin München.
- [47] Smoltczyk, U. (1980) Untersuchung von Gründungsschäden unter Hinzu-
ziehung von mineralogischen Untersuchungen.
VDI-Seminar "Erkenntnisse aus Schäden im Tiefbau"
- [48] Smoltczyk, U. (1980) Erfahrungen mit der Stuttgarter Seitendrucksonde.
III. Int. Symp. DDR-Komitee Bodenmech. Grundbau
Dresden, S.22-28.
- [49] Smoltczyk, U. (1980) Beitrag zu den Thesen zu Problemen der lastbe-
dingten Baugrundverformungen.
III. Int. Symp. DDR-Komitee Bodenmech. Grundbau
Dresden, S.58-61.
- [50] Buchmaier, R.F./ (1980) Einfluß einer Mudde-Linse auf die Verschiebungen
Smoltczyk, U./ einer hinterfüllten Uferwand.
Schad, H. Proc. 6th Donaueurop. CSMFE Varna, 1a, S.65-74.
- [51] Smoltczyk, U./ (1981) Lebendverbau von Steilböschungen.
Malcharek, K. Tiefbau, Ingenieurbau, Straßenbau 23, S.396-400.
- [52] Smoltczyk, U. (1981) Saving cities and old buildings.
State-of-the-art Report, 10th ICSMFE Stockholm,
4, S.441-465.
- [53] Gußmann, P./ (1981) Schlitzstabilität bei anstehendem Grundwasser.
Lutz, W. GEOTECHNIK 4, S.70-81.
- [54] Kunz, B. (1981) Methodenbank im Grundbau (MIG).
Schlußbericht S-SMO/103 d, Inst.f. Geotechnik
Stuttgart, CAD-Projekt Kernforschungszentrum
Karlsruhe.
- [55] Melzer, K.-J./ (1982) Dynamic penetration testing.
Smoltczyk, U. State-of-the-art Report, Proc. 2nd ESOPT Amster-
dam, 1, S.191-202.
- [56] Smoltczyk, U./ (1982) Living Sheets on Steep Slopes.
Malcharek, K. Proc. 2nd Int. Conf. Geotextiles, 1, S.253-257.
- [57] Steinmann, B. (1982) Consolidation testing of Opalinuston with diffe-
rent types of drainage.
Proc. Int. Symp. Num. Models Geomechanics Zürich,
S.280-285. A.A. Balkema Rotterdam.
- [58] Smoltczyk, U. (1982) Use of non-linear constitutive soil models in
engineering practice. Some personal experiences.
Int Symp. Num. Models Geomechanics, Zürich,
S.535-548.
- [59] Vogt, N. (1982) Large scale model tests with partial mobilization
of the wall.
IUTAM Conf. Deformation Failure Granular Mate-
rials, Delft, S.643-652.
- [60] Smoltczyk, U. (1982) Verkantung von Brückenpfeilern infolge Baugrund-
Elastizität.
Geotechn. Konferenz, Brünn, CSSR.

- [61] Smoltczyk, U. (1982) Unterfangungen und Unterfahrungen. Grundbautaschenbuch, Teil 2, Abschn. 2.3, 3. Auflage, W. Ernst u. Sohn.
- [62] Smoltczyk, U./ Netzel, D. (1982) Flachgründungen. Grundbautaschenbuch, Teil 2, Abschn. 2.1, 3. Auflage, W. Ernst u. Sohn.
- [63] Smoltczyk, U./ Hilmer, K. (1982) Baugrundverbesserung. Grundbautaschenbuch, Teil 2, Abschn. 2.5, 3. Auflage, W. Ernst u. Sohn.
- [64] Schenck, W./ Smoltczyk, U./ Lächler, W. (1982) Pfahlroste, Berechnung und Konstruktion. Grundbautaschenbuch, Teil 2, Abschn. 2.12, 3. Auflage, W. Ernst u. Sohn.
- [65] Schenck, W./ Smoltczyk, U. (1982) Gründungen im offenen Wasser. Grundbautaschenbuch, Teil 2, Abschn. 2.17, 3. Auflage, W. Ernst u. Sohn.
- [66] Gußmann, P. (1982) Kinematical Elements for Soil and Rocks. Proc. 4th Conf. Num. Meth. Geomechanics, Edmonton, Canada.
- [67] Gußmann, P. (1982) Application of the Kinematical Element Method to Collapse Problems of Earth Structures. IUTAM Symp. Deformation and Failure of Granular Materials, Delft.
- [68] Smoltczyk, U. (1983) Deep Compaction. General Report: 8th ECSMFE Helsinki, Vol. 3, S.63-74.
- [69] Gußmann, P. (1983) Stabilität von suspensionsgestützten Schlitzten unter statischen Lasten. 7. Donaueurop. CSMFE, Kishinjew, III, S.55-60.
- [70] Smoltczyk, U. (1984) Nachlese zum Erdrutsch in Tuve. GEOTECHNIK 7, S.54-55.
- [71] Smoltczyk, U./ Malcharek, K. (1984) Naturgerechte Sicherung von Steilböschungen. GEOTECHNIK 7, S.117-129.
- [72] Smoltczyk, U. (1984) Wie sicher müssen Altbauten sein? GEOTECHNIK 7, S.174-181.
- [73] Smoltczyk, U. (1984) Zur Berechnung der rückverhängten Erdwand. GEOTECHNIK 7, S.214.
- [74] Smoltczyk, U. (1984) Neues Verfahren zur Sicherung von Steilböschungen mit Hilfe von Geotextilien. 23. Int. Chemiefasertagung Dornbirn.
- [75] Gußmann, P./ Ochmann, H. (1985) Probabilistic Theory and Kinematical Element Method. 11th ICSMFE San Francisco.
- [76] Smoltczyk, U./ Malcharek, K. (1985) Slope protection by membrane structures. GEOTEXTILES AND GEOMEMBRANES 2.
- [77] Smoltczyk, U./ Salden, D./ Majchrzyk, K. (1985) Determination of the Shear Strength of Partially Decomposed Mudstone. 11th ICSMFE San Francisco.
- [78] Smoltczyk, U. (1985) Axial Pile Loading Test - Part 1: Static Loading. GEOTECHNICAL TESTING JOURNAL 8.

- [79] Schad, H. (1985) Computing costs for FEM Analysis of Foundation Engineering Problems and Possible Ways of Increasing Efficiency. Int. Journ. for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 9, S.261-275.
- [80] Gußmann, P. (1986) Kinematical Element Method for 3D-Problems in Geomechanics. Proc. ECONMIG 86, Stuttgart, Vol. 2.
- [81] Smoltczyk, U./ Schad, H. (1986) Steigerung der Arbeitssicherheit und Umweltfreundlichkeit bei der Böschungssicherung. Bautechnik 63, S.289-294.
- [82] Baumann, J./ Ochmann, H. (1986) Erdstatische Sicherheitsbewertung von Erddämmen an Speicherbecken. Baugrundtagung Nürnberg, S.261-273.
- [83] Gußmann, P. (1987) Kinematical Element Method in Soil Mechanics. Proc. NUMEG 87, Vysoke Tatry, CSSR, Vol. 1, S.116-128.
- [84] Gußmann, P. (1987) Böschungsgleichgewicht im Lockergestein. Grundbautaschenbuch, Teil 3, Abschn. 3.2, 3. Auflage, W. Ernst u. Sohn.
- [85] Smoltczyk, U. (1987) Stützmauern. Grundbautaschenbuch, Teil 3, Abschn. 3.7, 3. Auflage, W. Ernst u. Sohn.
- [86] Smoltczyk, U. (1987) Underpinning Part 54 in: Ground Engineers Reference Book. Butterworths, London.
- [87] Schad, H./ Breinlinger, F. (1988) Experiences with the analysis of geotechnical problems solved by the FEM using different equation solvers on several computers. Numerical Methods in Geomechanics, Innsbruck 1988, Balkema, Rotterdam.
- [88] Gußmann, P. (1988) KEM in Geomechanics. Numerical Methods in Geomechanics, Innsbruck 1988, Balkema, Rotterdam. S.823-828.

